



**PROGETTAZIONE DEFINITIVA/ESECUTIVA, COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE DEI LAVORI** relativa ai lavori di "INTERVENTO 1: RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE DEL CINEMA/TEATRO DI LIGONCHIO" nell'ambito del PNRR M1C3I2.1 "ATTRATTIVITÀ DEI BORGHİ" - PROGETTO RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E STRUTTURALE DEGLI SPAZI CULTURALI COMUNE DI VENTASSO - LIGONCHIO: DOVE L'ENERGIA DIVENTA CULTURA"

CUP H37D22000010006

Via alla Valla, 12 fraz. Ligonchio - 42032 - Ventasso (RE)

CIG 958213866C



responsabile del procedimento

**Ing. Laura Felici Lavori pubblici, Patrimonio e Protezione Civile**

gruppo di progetto

**progetto strutture e coordinamento generale :**

**Ing. Filippo Dallagiacoma**

via Alla Valla 33 Ventasso loc. Ligonchio (RE) tel.0522 611750

e-mail: f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



**progetto architettonico: Lapis architetture**

**Arch. Carlo Margini Arch. Francesca Fava**

Via Emilia S.Stefano n.31 - Reggio Emilia tel 0522 454599 e-mail: info@lapis.re.it

**impianti meccanici: Ing. Giancarlo Manghi –**

**GM Progettazione Energetica**

Via Arduini n. 14/6 Cavriago - (RE) tel.0522 576666

e-mail: giancarlo.manghi@studiomanghi.net

**impianti elettrici: P.I. Daniele Fontana**

Via delle Scuole n. 23/2, Scandiano - (RE) tel. 0522 889418

e-mail: tecnico@fontanaprogetti.it



**prevenzione incendi: Geom Simone Donelli**

Via N.Copernico 6 - (RE) tel. 339 7839771

e-mail: info@geomsimonedonelli.it

Esecutivo

20-06-2023



1:vv

Fascicolo dei calcoli

**E.ST.2.02**

<b>B2.1</b>	Comune di :		Ventasso (RE)
	Lavori di :		PROGETTAZIONE DEFINITIVA/ESECUTIVA, COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE DEI LAVORI relativa ai lavori di "INTERVENTO 1: RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE DEL CINEMA/TEATRO DI LIGONCHIO" nell'ambito del PNRR M1C3I2.1 "ATTRATTIVITÀ DEI BORGHİ" - PROGETTO RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E STRUTTURALE DEGLI SPAZI CULTURALI COMUNE DI VENTASSO - LIGONCHIO: DOVE L'ENERGIA DIVENTA CULTURA" CUP H37D22000010006 CIG 958213866C
	Località:		Ligonchio
	Ubicazione:		Via Alla Valla n° 12
	Committente:		<b>Comune di Ventasso</b>
	Progettista:		<b>Ing. Filippo Dallagiacoma</b> Via Alla Valla n°33 42032 Ligonchio -Ventasso(RE)
	Collaboratori progetto:		Geom. Nicola Tarlanda
	S.S.P.Integrazioni		
	Oggetto dell'elaborato:		<b>Fascicolo dei calcoli</b>
	<b>STUDIO INGEGNERIA</b>  <b>Ing. Filippo Dallagiacoma</b> Albo Ingg. di RE n. 2004 Via Micheli, 3/3 Castelnovo ne' Monti (RE) Tel. 0522/611750 Fax 0522/1840394 f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it		Timbro e Firma  
Scala:	Data: Giugno 2023	Posiz. Archivio: 1201 B2.1 Fascicolo dei calcoli .docx	

## Indice :

1.	FASCICOLO DEI CALCOLI.....	3
2.	Norme di riferimento cogenti .....	3
3.	RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI FATTO .....	4
4.	13. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 9).....	97
5.	14. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 0.000 (CCC ID 9) .....	99
6.	15. VERIFICHE PER ALTRE TIPOLOGIE STRUTTURALI .....	99
7.	16. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 39) .....	103
8.	17. VERIFICA A TAGLIO - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 0.000 (CCC ID 39).....	104
9.	18. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 0.625 (CCC ID 38).....	106
10.	19. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 0.625 (CCC ID 38).....	107
11.	20. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 37).....	110
12.	1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER).....	113
13.	1. ANALISI CINEMATICA LINEARE .....	215
14.	RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI PROGETTO .....	239
15.	13. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 1.021 (CCC ID 40).....	403
16.	14. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 1.021 (CCC ID 40) .....	405
17.	16. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 1.347 (CCC ID 39) .....	417
18.	17. VERIFICA A TAGLIO - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 1.347 (CCC ID 39).....	419
19.	18. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 1.199 (CCC ID 38).....	421
20.	19. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 1.199 (CCC ID 38).....	422
21.	20. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 1.155 (CCC ID 43).....	424
22.	1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER).....	427
23.	1. ANALISI CINEMATICA LINEARE .....	533
24.	verifiche locali- .....	574
24.1	Verifica copertura lignea .....	574
24.2	Calcolo e verifica solai latero cementizi.....	609
24.3	Calcolo e verifica solaio Piano terra.....	611
25.	Calcolo e verifica velle e mensole in c.a.....	614

**1. FASCICOLO DEI CALCOLI****2. Norme di riferimento cogenti**

D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni)	Nel seguito denominate NT o NTC (norme tecniche costruzioni).
Circolare 21 Gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP	"Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
D.P.R. 06.06.2001, n. 380	Testo Unico per l'Edilizia, con particolare riferimento a :
Ex Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)	"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
Ex Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76	"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
CNR-DT 206 R1/2018	"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"



### 3. RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI FATTO

#### 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

**FRP:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati**, CNR-DT 200 R1/2012.

**Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP**, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**FRCM:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica**, CNR-DT 215/2018.

**Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM**, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

**Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

**Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

**Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

**Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

**Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiera - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiera - Ciminiera

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

**Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

**Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno**

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici  
 UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
 UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti  
**Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura**  
 UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata  
 UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
 UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature  
 UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata  
**Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**  
 UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali  
 UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo  
**Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**  
 UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici  
 UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti  
 UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici  
 UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte  
 UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici  
 UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini  
**Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio**  
 UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali  
 UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio  
 UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica  
 UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo  
 UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

#### **Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:**

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

**D.M. 14.9.2005:** "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

**Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

**Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005**

**Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003:** "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

#### **Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:**

**Legge n.64 del 2.2.1974:** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

**Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977:** "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

**Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34:** "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

**D.M. 2.7.1981:** "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

**Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

**D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

**Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

**Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.):** "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

**D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98:** "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

**Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale:** "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

**Murature: D.M. 20.11.1987:** "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989:** "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Carichi: D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

#### **DATI**

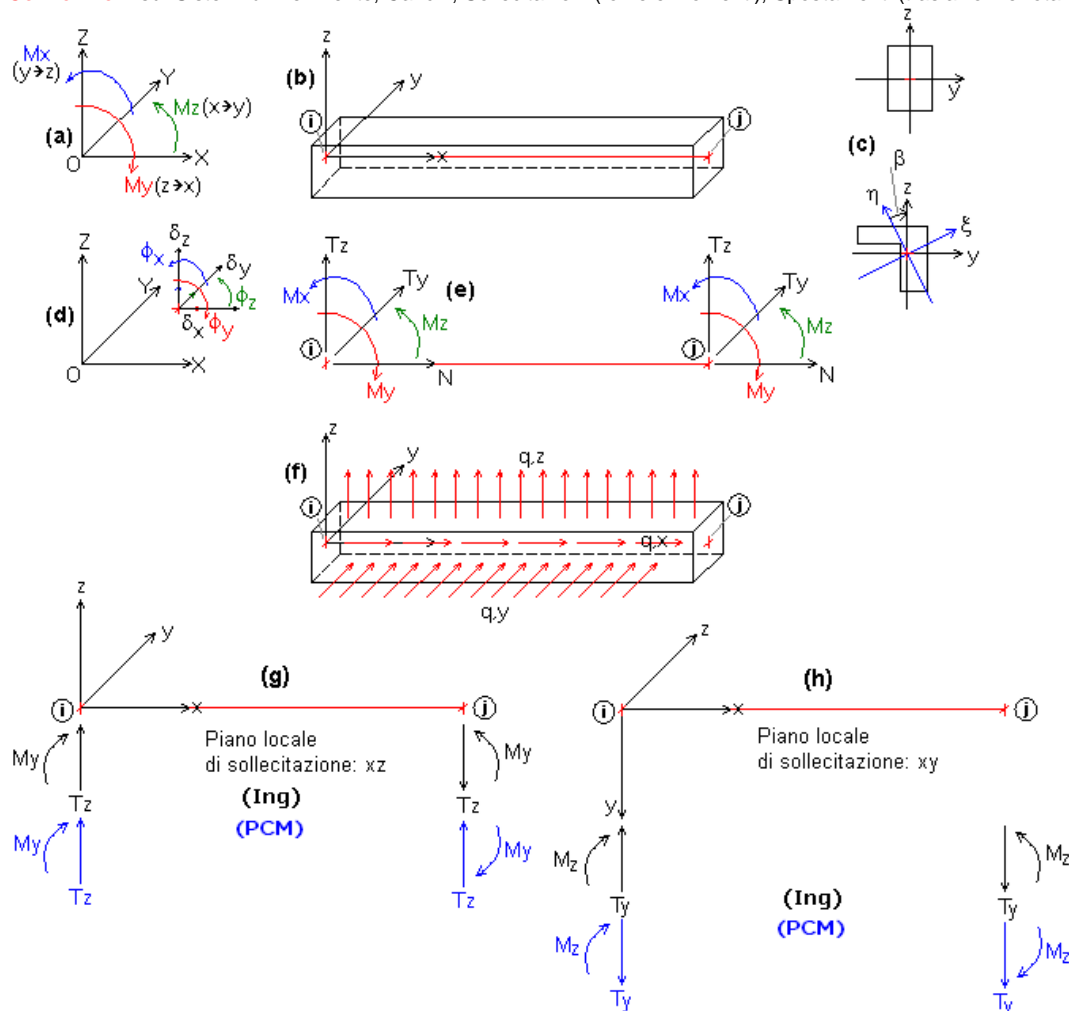
STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
 Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
 tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE****Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura** © 1997-2021 AEDES Software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

**CONVENZIONI SUI SEGNI**

**Convenzioni** su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.

**1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.**

- **Sistema di riferimento globale X Y Z**, con origine in O (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano XY è orizzontale; i piani XZ e YZ sono verticali.

- **Sistema di riferimento locale x y z** per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale i dell'asta; - asse x coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale i al nodo finale j. La terna locale xyz si può immaginare derivante dalla globale XYZ dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
  - i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.
- In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale i con il nodo finale j; l'asse z è verticale, e l'asse y è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano xz).

- **Sistema di riferimento locale principale  $\xi \eta$** , che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con x y z : fig. (c). In tal caso, l'angolo  $\beta$  rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale  $\xi \eta$  si sovrapponga al riferimento locale x y z (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento  $M_y$  è da intendersi come  $M_\xi$ , mentre  $M_z$  come  $M_\eta$ ). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz.

In PCM, per semplicità, gli assi locali  $yz$  sono considerati coincidenti con gli assi principali  $\xi \eta$ . Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo  $\beta$  nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali  $XY$  paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo  $\beta$  pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

## 2) Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equiverti agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ( $x \rightarrow y$ ,  $y \rightarrow z$ ,  $z \rightarrow x$ ).

Per le azioni interne sull'asta  $i-j$ , la convenzione è invariata sia al nodo  $i$  iniziale, sia al nodo  $j$  finale.

### 2.1) Carichi.

**Nodi.** Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati:  $PX PY PZ$ ,  $MX MY MZ$  (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari:  $dX dY dZ$ ,  $d\phi_X d\phi_Y d\phi_Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate:  $mX mY mZ$ ,  $I_X I_Y I_Z$  (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiverti agli assi globali  $X Y Z$** ; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

**Aste.** Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme:  $Qd_uX$ ,  $Qd_uY$ ,  $Qd_uZ$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):  $Qd_{li}X$ ,  $Qd_{li}Y$ ,  $Qd_{li}Z$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):  $Qd_{lj}X$ ,  $Qd_{lj}Y$ ,  $Qd_{lj}Z$
- Carico Concentrato:  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $DP_i$  [ $P, M$  = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie;  $DP_i$  = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale  $i$ ]
- Carico Termico (nel piano locale  $xy$ ):  $\Delta T_{sup}$ ,  $\Delta T_{inf}$ .

I carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti  $X, Y, Z$  sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).

Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato:  $x$ : carico lungo l'asse dell'asta;  $y$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xy$ ;  $z$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xz$ .

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiverti agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.

Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo  $Z$ , con segno negativo.

### 2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

**Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche** (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale  $i$  sia per il nodo finale  $j$ . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

**Momento Flettente  $M_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il diagramma del Momento  $M_y$  viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento  $M_y$  rappresentato nel semipiano  $z < 0$ . Pertanto,  $M_y +$  tende le fibre a  $z < 0$ .

(PCM)  $M_y +$  se porta  $z$  su  $x$ . Pertanto:  $M_y +$  al nodo  $i$  indica fibre tese per  $z < 0$ ;  $M_y +$  al nodo  $j$  indica fibre tese per  $z > 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio  $T_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il Taglio  $T_z +$  tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio  $T_z +$  è rappresentato nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM)  $T_z +$  se orientato lungo  $+z$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Sforzo Normale  $N$ :**

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa,  $N$  è sempre +.

Il diagramma di  $N$  si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione  $xz$ , con  $N +$  posto nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM)  $N +$  se equiverto all'asse locale  $x$ .  $N +$  al nodo  $i$  indica compressione;  $N +$  al nodo  $j$  indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha  $N -$  al nodo  $i$  e  $N +$  al nodo  $j$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) discorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Flettente  $M_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

(Ing) Il diagramma del Momento  $M_z$  viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento  $M_z$  rappresentato nel semipiano  $y > 0$ . Pertanto,  $M_z +$  tende le fibre a  $y > 0$ .

(PCM)  $M_z +$  se porta  $x$  su  $y$ . Pertanto:  $M_z +$  al nodo  $i$  indica fibre tese per  $y > 0$ ;  $M_z +$  al nodo  $j$  indica fibre tese per  $y < 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio  $T_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

(Ing) Il Taglio  $T_y +$  tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio  $T_y +$  è rappresentato nello stesso semipiano di  $M_z +$ , cioè nel semipiano  $y > 0$ .

(PCM)  $T_y +$  se orientato lungo  $+y$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

#### Momento Torcente $M_x$ :

(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra,  $M_x$  è sempre +.

Il diagramma di  $M_x$  si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione  $xz$ , con  $M_x +$  posto nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) + se porta y su z.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

### 2.3) Caratteristiche di Deformazione.

In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equivale agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

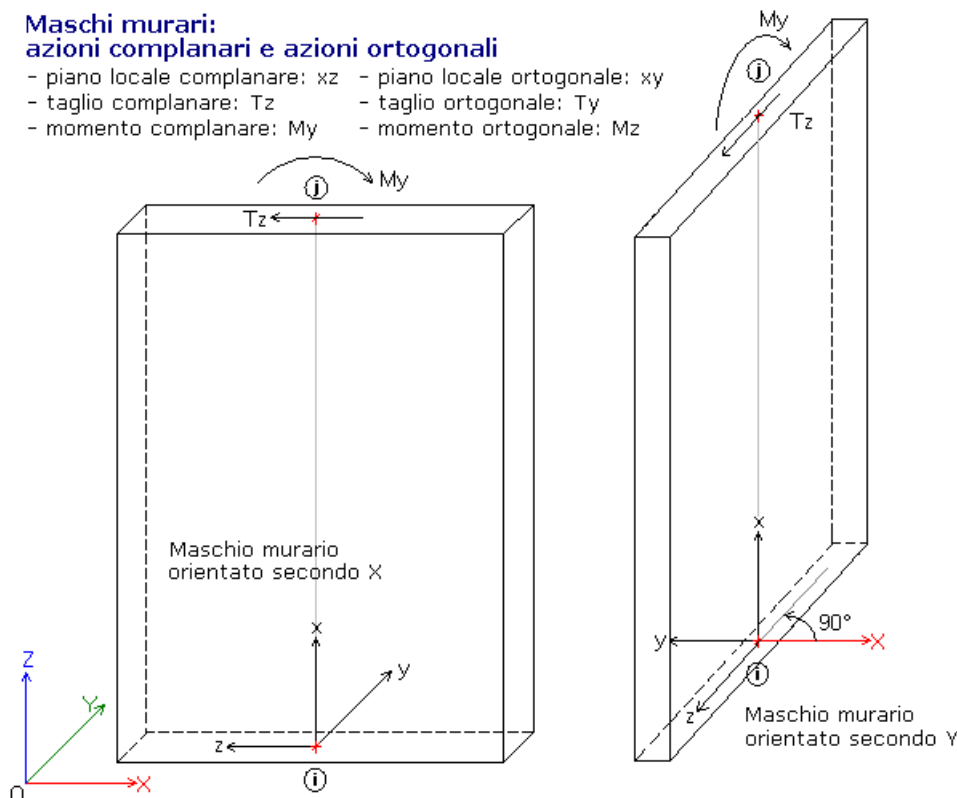
### 3) Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X. Il piano locale complanare è sempre il piano  $xz$ ; il piano locale ortogonale è sempre il piano  $xy$ .

#### Maschi murari:

##### azioni complanari e azioni ortogonali

- piano locale complanare:  $xz$
- piano locale ortogonale:  $xy$
- taglio complanare:  $T_z$
- taglio ortogonale:  $T_y$
- momento complanare:  $M_y$
- momento ortogonale:  $M_z$



### Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm<sup>2</sup>.

In generale, i riferimenti normativi al D.M.17.1.2018 (alias: NTC18) e alla Circ. 7 del 21.1.2019 sono evidenziati in colore blu indicando direttamente il paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

AZIONE	SISMICA:	Normativa	Italiana:	D.M.	17.1.2018
-					Struttura
<b>Vita Nominale</b> (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.					
<b>Classe d'uso</b> §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).					
-					Pericolosità

**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**Tipo di interpolazione**

- media ponderata [NTC08, §All.A,\[3\]](#)
- superficie rigata [NTC08, §CA](#)

**Valori dei parametri  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$ (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

[NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica](#)

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:  $ag(TR) = K \cdot TR^{\alpha}$

**- Stati Limite****P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR [§3.2.1](#)**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR

**Valori dei parametri  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite [§3.2](#)**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni),  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$  e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

**- Suolo****Categoria di sottosuolo [§3.2.2](#)****Categoria topografica [§3.2.2](#)****Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico [§3.2.2](#)****Coefficiente di amplificazione topografica ST [§3.2.3.2.1](#)****- Componenti**

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso  $\xi$  (%) [§3.2.3.2.1](#)

Spettro di progetto - SLD: Fattore di comportamento

Spettro di progetto - SLD: Fattore di comportamento

Spettro di risposta: componente verticale

**Definizione di PGA:** la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

- accelerazione su roccia (analoga ad  $ag$ )

- accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S = SS \cdot ST$ )

**PARAMETRI DI CALCOLO****- Generale****Tipi di analisi**

**Analisi Modale.** Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la [§3.2.17](#), [§3.2.4](#):  $G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$

**Analisi Statica NON Sismica.** Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

Analisi Sismiche Lineari:

**Analisi Sismica Statica Lineare** ([§7.3.3.2](#), [§7.8.1.5.2](#)) In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

**Analisi Sismica Dinamica Modale** ([§7.3.3.1](#), [§7.8.1.5.3](#)) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni:  $\alpha$  e  $\alpha+90$  [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

Analisi	Sismica	Statica	NON	Lineare	Pushover	<a href="#">§7.8.1.5.4</a>
---------	---------	---------	-----	---------	----------	----------------------------

**- Sismica****Direzione sismica e quote di riferimento****Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y'**

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica X' forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: 0° e 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale)

Altezza	della	costruzione	a	partire	dal	piano	di	fondazione	H	(m)
---------	-------	-------------	---	---------	-----	-------	----	------------	---	-----

**Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m)**

Quota di riferimento H,S per il calcolo delle forze sismiche ([§7.3.3.2](#)), rispetto alla coordinata Z=0.000 assunta nei Dati. Con  $Q < 0$  si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con  $Q > 0$  si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es.



in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').

Le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

#### In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti

Se il parametro non è selezionato, viene considerato il 30% (§7.3.5)

### Analisi Sismiche Lineari

**Direzioni di analisi:** X, Y, Z  
Le direzioni di analisi possono essere selezionate indipendentemente l'una dall'altra, al fine di eseguire analisi monodirezionali oppure in varia combinazione fra le tre direzioni di riferimento

#### Combinazione delle componenti

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

- Radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{E_x^2 + E_{(x+90)}^2}$
- Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni

#### Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

#### Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore $\mu$ nel calcolo delle tensioni sul terreno

Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti:  $\mu_d$  (§7.3.3.3 per SLV) può essere considerato solo ai fini degli spostamenti della sovrastruttura e non dei nodi di fondazione. Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno, attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, senza l'amplificazione sismica allo spostamento verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno

#### Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)

### Analisi Sismica Statica Lineare

#### Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y

#### Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ (§7.3.3.2)

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

#### $\lambda=1.00$ nella definizione delle forze sismiche (§7.3.3.2)

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda=1.00$  (§7.3.3.2)

#### Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità

$S_d(T1)$  (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

#### - Modale

L'Analisi Modale viene condotta con il metodo di Lanczos.

#### Numero di modi da calcolare

#### Numero di modi da considerare

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati
- un numero di modi specificato in input, con limite superiore pari al numero NC di modi calcolati
- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)
- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%
- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

#### Metodo di combinazione dei modi

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS è previsto come metodo di controllo in §7.3.3.1
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

#### - Muratura

#### Tipo di edificio

**Muratura:** Ordinaria, Armata, Armata con Progettazione in Capacità (§7.8.1.7)

**Edificio:** Nuovo, Esistente, con verifica di Robustezza (§3.1.1)

In caso di verifica di robustezza, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari

all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

### Coefficienti parziali di sicurezza

#### - $\gamma_M$ in Analisi Statica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in [Tab. 4.5.II, §4.5.6.1](#)

#### - $\gamma_M$ in Analisi Sismica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in [§7.8.1.1](#)

### Maschi murari

#### Contributo rigidità trasversale

In caso non affermativo, viene trascurata la rigidità trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

#### Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidità flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

#### Link orizzontali rigidi anche fuori piano

Se il parametro non è selezionato, i link orizzontali si deformano fuori piano assumendo una sezione trasversale pari a metà altezza della parete interessata.

### Comportamento muratura

#### Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.1)

Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo una delle due seguenti modalità:

- Stress block, con:  $\mu = (l^2 t \sigma / 2) [1 - (\sigma / 0.85 f_d)]$  (§7.8.2.2.1), o equivalentemente:  $M' = N' / 2 * (1 - N')$ ,  $M' = M / (N u)$ ,  $N' = N / N_u$ , dove:  $N_u = 0.85 f_d l t$
- Parabola-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m2}$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )
- Triangolo-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m3}$ , che può essere un valore fisso o pari a  $f_d / E$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )

Nei modelli parabola-rettangolo e triangolo-rettangolo è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / FRCM / CAM / Reticolatus si fa comunque riferimento al modello triangolo-rettangolo.

### - Valutazione

#### Stati limite

**Stati limite** **da considerare:** **SLO,** **SLD,** **SLV**  
SLV è sempre considerato. E' possibile ignorare SLD e SLO se non richiesti dalla Normativa, secondo il prospetto [Tab.7.3.III in §7.3.6.](#) e secondo le indicazioni relative agli edifici esistenti (§8.3). Ad esempio, per un edificio esistente in classe d'uso II è obbligatorio solo SLV.

**Valutazione della sicurezza per edifici esistenti**

E' possibile identificare la struttura corrente in una delle due modalità seguenti:  
1) Intervento di adeguamento (§8.4.3) o Stato attuale di un intervento di miglioramento (§8.4.2). La verifica di sicurezza sismica richiede che l'indicatore di rischio  $\zeta_E$  sia superiore ad una soglia richiesta (0.8 o 1.0 a seconda dei casi). Per l'analisi cinematica e' possibile fare riferimento ad un altro modello di PCM.  
2) Stato di progetto di un intervento di miglioramento (§8.4.2):  
e' possibile scegliere il criterio di miglioramento:  
a) indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  superiore ad una soglia richiesta (ad es. 0.6 per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV);  
b) incremento dell'indicatore di rischio  $\Delta\zeta_E$ , rispetto allo Stato attuale, superiore alla soglia richiesta (normalmente 0.1). Viene specificato il file di riferimento per lo Stato Attuale e l'eventuale file distinto per l'analisi cinematica allo Stato di progetto.

$\zeta_E$  è l'indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di  $\zeta_E$  è l'accelerazione al suolo  $PGA = ag S$ .

### - Verifiche

#### Per maschi murari

#### Verifica in sommità nelle Analisi Lineari

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base. Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica lineare) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:  
in nessun caso; a tutti i piani, tranne l'ultimo; in tutti i casi.  
In analisi pushover le verifiche in sommità: per PressoFlessione vengono sempre eseguite; per il Taglio per scorrimento vengono sempre eseguite tranne che per l'ultimo piano (o per la sommità di pareti che non hanno continuità superiore).



**Pressoflessione Complanare****Considerare la Flessione solo nei maschi snelli**

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto ( $h/l$ ) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza  $h$  è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

**- snellezza di riferimento**

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto ( $h/l$ ): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

**Taglio per Scorrimento****Modalità di calcolo della zona reagente**

Possibili opzioni:

- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]
- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo" o "triangolo-rettangolo"

**Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione**

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

**Pressoflessione Ortogonale****Analisi Statica (§4.5.6.2)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

**- Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata) (§4.5.5, §4.5.6.2)**

Verifica a pressoflessione ortogonale condotta per ogni parete nelle sezioni di sommità, base e mezzzeria, come da Normativa, con riferimento alla luce deformabile ortogonale: le cerniere si suppongono poste agli estremi della luce deformabile, coerentemente con la modellazione a telaio equivalente. Per la sommità si usano le azioni da calcolo derivanti dallo schema a telaio, depurate dagli effetti del vento; per la mezzzeria, si considera il momento dovuto al vento (che produce l'eccentricità  $ev$ ) agente sullo schema di asta incernierata; per la base, non si considera il vento e il carico si suppone ricentrato (deve comunque essere considerata l'eccentricità accidentale).

**- Eseguire le verifiche solo in mezzzeria**

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzzeria delle pareti

**Analisi Sismiche lineari (§7.8.2.2.3)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

**- Con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali)**

Verifiche di sicurezza a pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali, condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di mezzzeria, e per le sollecitazioni alle estremità (sforzo normale, momenti superiore e inferiore) viene considerato il solo valore statico, attribuendo gli effetti sismici solo al carico sismico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

**Analisi Pushover (§7.8.2.2.3)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Le verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale vengono eseguite nel corso del procedimento incrementale, analogamente alle verifiche piano.

**Per** **tutte** **le** **analisi:**

**- Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità**

La verifica di stabilità è una verifica complessiva per l'asta, e viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).

**- Considerare sempre eccentricità minima ( $h/200$ )**

E' possibile considerare un'eccentricità minima ( $h/200$ ) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e, in sismica, con azioni convenzionali

**- Pushover (1)**

Parametri caratteristici dell'Analisi Pushover per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)

**Distribuzioni di forze**

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

### **Gruppo 1: distribuzioni principali**

**Fisse** (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

### **Gruppo 2: distribuzioni secondarie**

(D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

**Adattive** (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale):

(F) **Uni-modale**

(G) **Dinamica**

(H) **Multi-modale**

Per edifici in muratura nuovi, con impalcanti rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare la (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) è possibile considerare le forze da spettro elastico o da spettro di progetto.

### **Fattore di partecipazione modale**

#### **Masse per fattore part.modale**

Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: sono possibili le due seguenti opzioni:

- matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali  $m_X$   $m_Y$  e inerzie torsionali  $J_Z$ ),
- solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y:  $\alpha=0^\circ$ ).

#### **Fattore di partecipazione modale $\Gamma = 1.00$ in distrib. uniforme (E)**

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)

### **Incrementi di taglio. Direzione di analisi**

#### **Incremento di taglio alla base (kN)**

#### **Direzione e verso di analisi**

+X' (+X per  $\alpha=0^\circ$ ), +Y' (+Y per  $\alpha=0^\circ$ ), -X' (-X per  $\alpha=0^\circ$ ), -Y' (-Y per  $\alpha=0^\circ$ )

#### **Eccentricità accidentale**

Per analisi 3D è possibile considerare le azioni torcenti aggiuntive dovute all'eccentricità accidentale (§7.2.6)

#### **Analisi bidirezionale**

Secondo §7.3.5, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si calcola unitariamente applicando la regola di combinazione [7.3.10].

#### **Sisma verticale**

E' possibile considerare l'effetto della componente sismica verticale

### **Punto di controllo**

Il punto di controllo costituisce il punto di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover.

Sono possibili due opzioni:

- baricentro del piano indicato

- baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi

All'opzione scelta possono aggiungersi altri nodi, in modo tale da rispettare quanto previsto in §7.3.4.2, dove si indicano ad esempio come punti di controllo alternativi le estremità della pianta dell'ultimo livello qualora sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni

-

**Pushover**

**(2)**

### **Comportamento degli elementi strutturali**

#### **Verifiche di sicurezza in corso di analisi**

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

#### **Maschi murari**

Il comportamento meccanico dei maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidità elastica, e il secondo con rigidità fessurata. Se la rigidità fessurata non è stata specificata, ed è quindi assunta pari alla rigidità elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base

al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.  
 Opzioni disponibili:  
 - non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione  
 - ignorare la caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale  
**Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**  
 - comportamento bilineare  
 - comportamento multilineare  
**Fondazioni**  
 - ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

### Modalità di calcolo

**Spostamento ultimo a SLU** (=SLC per NTC18)  
 Per la definizione del punto corrispondente allo stato limite di collasso SLC, si definisce lo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo. Per la muratura, il valore previsto dalla Normativa è pari all'80% (muratura nuova: §C8.7.1.5.4, esistente: §C8.7.1.3.1) che viene calcolato rispetto ad uno dei seguenti valori di riferimento:  
 - prima riduzione rispetto ad un massimo relativo  
 - prima riduzione rispetto al massimo assoluto  
 - ultima configurazione equilibrata corrispondente alla riduzione rispetto al massimo assoluto

### Sistema bilineare equivalente

Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente)

**tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $\kappa$  Tmax)**, dove  $\kappa$  è definito in input:

definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa$  Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo Normativa:  $\kappa=0.6$  in generale [§C7.3.4.2], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])

**Tratto plastico della curva di capacità**  
 Sono possibili le seguenti opzioni:  
 - calcolato analiticamente  
 - stimato sullo spostamento residuo di una parete  
 - stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

**Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli SL (stati limite) dei singoli elementi**  
 In caso affermativo, la capacità di spostamento dell'edificio viene valutata considerando le possibili crisi locali. La curva viene elaborata sempre fino al raggiungimento dello stato limite ultimo, ma nel corso della sua costruzione vengono registrati i passi segnati da crisi locali per l'eventuale arretramento della capacità di spostamento. Una situazione tipica riguarda le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.

### - Muratura Armata

### Acciaio

**Acciaio:  $f_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ )

### Armatura:

verticale:  $\Phi$  min barre: 5 mm.;

orizzontale (nei giunti): **tipo di traliccio:**

Indica il tipo di traliccio utilizzato per il rinforzo dei giunti orizzontali con armatura:

- 2  $\phi$  4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm<sup>2</sup>)
- 2  $\phi$  5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm<sup>2</sup>)
- 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm<sup>2</sup>)
- generica (sezione specificata nei dati).

- **sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>)**

Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo

- **distanza verticale tra i livelli di armatura (mm)**

-  **$f_{yk}$  per l'armatura orizzontale (N/mm<sup>2</sup>):** tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio. La tensione di snervamento di progetto è data da  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ .

### Opzioni per Verifiche di resistenza

**PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa**

**Taglio:** Sono possibili due opzioni per il contributo dell'armatura orizzontale alla resistenza a taglio:

- ignorare il contributo
- contributo secondo §7.8.3.2.2

### - Calcestruzzo Armato

### Acciaio

**Acciaio:  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-

perfettamente plastico.  
 Per gli edifici nuovi:  $f_y = f_{yk}$ . Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille); Es: modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ).  
 Per gli edifici esistenti:  $f_y = f_{ym}$ , tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per l'acciaio (parametro ininfluente per gli edifici nuovi).  
 Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

### **Calcestruzzo**

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico  $\epsilon_{c2}$  e dalla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .  
 Si definiscono inoltre: il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_c$ , e per gli edifici esistenti il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio); il parametro è ininfluente per gli edifici nuovi).  
 La resistenza a compressione del calcestruzzo viene definita nei dati sui materiali.

### **- Interventi**

#### **Rinforzi a Taglio**

Armatura orizzontale (nei giunti) (il passo è una proprietà delle singole aste):  
 Sezione totale delle barre  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>),  $f_{yd}$  (N/mm<sup>2</sup>)

#### **FRP**

I parametri descrittivi del rinforzo con FRP sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare: CNR DT200 R1/2013: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;

Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL.PP.

**Comportamento:** per il composito FRP viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.

Tipo di applicazione (LG 2009, §2.4.1): A o B

Coefficienti parziali (DT200, §3.4.1): SLU del materiale FRP:  $\gamma_f$  - distacco dal supporto:  $\gamma_{fd}$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\epsilon_{fk}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT200, §3.5.1)

Deformazione di calcolo a rottura per trazione: ( $\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f$ )

Spessore del singolo nastro  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

Angolo d'attrito dei corsi di malta  $\phi$  (DT200, §5.4.1.2.2) (°)

#### **FRCM**

I parametri descrittivi del rinforzo con FRCM sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare:

CNR DT215/2018: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica;

Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019

**Comportamento:** per il composito FRCM viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco  $\epsilon_{uf}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT215, §3.2)

Deformazione di calcolo a rottura per trazione: ( $\eta_a \epsilon_{uf} / \gamma_f$ )

Spessore equivalente del tessuto  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

Spessore complessivo del rinforzo  $t_{mat}$  (mm)

Resistenza caratteristica a compressione della matrice  $f_{c,mat}$

#### **CAM**

I parametri descrittivi del sistema di rinforzo CAM sono illustrati nella documentazione originale (c) EdiCAM.

**Acciaio:** modello elastico-perfettamente plastico

Per i nastri, si considerano tre possibili **tipologie**:

- **standard**: unica tipologia di nastro sia orizzontale che verticale con possibilità di modulare in maniera diversificata il numero di nastri in sovrapposizione ed il passo della maglia tra nastri orizzontali e verticali

- **migliorato duttile**: per la sostituzione dei nastri orizzontali convenzionali con una tipologia a maggiori prestazioni (rinforzo a taglio)

- **ad alte prestazioni di resistenza elastico**: utilizzato come nastro verticale per il rafforzamento concentrato agli spigoli

Per ognuna delle tre tipologie sono forniti i seguenti parametri:

$f_{yk}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , sezione singolo nastro (mm): spessore, larghezza, raggio curvatura spigoli

**Per maschi murari rinforzati con sistema CAM:**

è possibile considerare per effetto del confinamento l'incremento di deformazione ultima e/o l'incremento di resistenza ultima.

#### **Reticolatus**

Il sistema (c) Reticolatus prevede l'utilizzo di trefoli in acciaio ad alta resistenza. Il corrispondente modello è elastico-lineare fino a rottura. I parametri descrittivi del sistema sono i seguenti:

fyd, Es (modulo di elasticità),  $\epsilon_{yd}$ , sezione del trefolo (mm<sup>2</sup>).  
 Per poter considerare l'effetto del confinamento come incremento di deformazione ultima e/o di resistenza ultima, si definiscono inoltre la lunghezza della fascia interessata e il raggio di curvatura.

### Acciaio per rinforzo pilastri

Nel caso di pilastri murari, è possibile applicare rinforzi con acciaio strutturale consistenti in fasce (o calastrelli) per la cerchiatura con anelli orizzontali, e in rinforzi longitudinali con angolari agli spigoli.

Tensione di snervamento: caratteristica fyk

Limite per la deformazione ultima  $\epsilon_{ud}$

Modulo di elasticità Es

Deformazione di snervamento  $\epsilon_{yd}$

Per cerchiatura (fasce o calastrelli):

- Sezione della singola fascia: spessore, larghezza

- Eventuale raggio di curvatura degli spigoli [ per angolari di lato l e spessore t: min(l, 5t) ]

Per rinforzo longitudinale (angolari agli spigoli):

- lunghezza dell'ala

- spessore

## 2. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : 1068\_Cinema\_SDF\_incastrato\_(2)\_modifica\_regia\_Frcm\_1\_lato\_Fa\_1\_8

Data e Ora di archiviazione: 18/06/2023 15:00:39

Dati PCM Versione 2021.2.1.0

Abilitazione USB: VHQJQJJK

\*\*\*

### AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646

Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.062	2.439	0.25
50	0.079	2.435	0.26
72	0.094	2.43	0.26
101	0.109	2.43	0.265
140	0.125	2.409	0.27
201	0.145	2.39	0.28
475	0.197	2.385	0.29
975	0.25	2.404	0.295
2475	0.332	2.424	0.32

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K \* TR<sup>α</sup>, dove:

K = 0.012694770, α = 0.467627820

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 2.16

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

$$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$$

Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5

Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 1.969  $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.508$

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec,  $\xi=5\%$  ( $\eta=1.000$ ),  $q=1.500$  ( $\eta=1/q=0.667$ )

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S=SS \cdot ST$ )

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) ( $\alpha^\circ$ ) = 0

(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 3

Quota di inizio degli effetti sismici H<sub>S</sub> (m) = 0

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no

Analisi Sismiche Lineari:

Direzioni di analisi: X Y

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:

Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore  $\mu$  nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (N<sub>min</sub>, T/M<sub>max</sub>), (N<sub>max</sub>, T/M<sub>min</sub>): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T<sub>1</sub> (sec):  $T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$ ,  $C_1 = 0.05$ ,  $T_1 = 0.114$

$\lambda = 1.00$  nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block, con:  $\mu_u = (1.2 \cdot t_{\sigma_0} / 2) \cdot [1 - (\sigma_0 / (0.85 \cdot f_d))]$  [§7.8.2.2.1]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:

Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.800$

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo

PressoFlessione Complanare:

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

- metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no

eseguire le verifiche solo in mezzera: si

Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: no

- con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si

Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

Opzioni varie:

- riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no

- considerare sempre eccentricità minima (h/200): si

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.2]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.4.2]:  
 calcolato con le sole masse equiverse all'analisi  
 $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si  
 Incremento di taglio (kN) = 50  
 Direzione e verso di analisi: +X' -X' +Y' -Y'  
 Eccentricità accidentale: curve con momento torcente aggiuntivo  
 Analisi bidirezionale: curve con combinazione direzionale  
 Sisma verticale: curve senza componente sismica verticale  
 Punto di controllo:  
 baricentro del piano 2  
 E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi  
 per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:  
 in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto  
 tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono  
 alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali:

Maschi murari:

Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no  
 Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si  
 Deformazione angolare limite: controllo drift ultimo  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento bilineare

Fondazioni:

Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo a SLU:  
 Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a 80% rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente:

Tratto elastico passante per il punto con Taglio pari a 0.70 T<sub>max</sub>  
 Tratto plastico della curva di capacità: calcolato analiticamente  
 Limitare la capacità di spostamento in funzione degli SL dei singoli elementi: si

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 450$  - a) in analisi lineare:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym} = f_{yk}/0.93 = 483.9$

$\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$

$\epsilon_{yd}$ : a) in analisi lineare:  $f_{yd}/E_s = 1.86$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym}/E_s = 2.3$

Armatura:

verticale:  $f_{min}$  barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):

tipo di traliccio: 2

sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>) = 39

distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500

$f_{yk}$  per l'armatura orizzontale = 450

Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s = 1.15$

Opzioni per Verifiche di resistenza:

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no

Taglio:  $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$ , con:  $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$  [§7.8.3.2.2]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 450$

$\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$

Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio  $\gamma_s = 1.15$

Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

$\epsilon_{c2} = 2$  -  $\epsilon_{cu} = 3.5$

Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

Varie:

Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Interventi

FRP:

Composito FRP: modello elastico-lineare fino a rottura (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: A

Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]:

SLU del materiale FRP:  $\gamma_f = 1.1$  - distacco dal supporto:  $\gamma_{fd} = 1.2$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f = 195200$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\epsilon_{fk} = 7.4$

Fattore di conversione ambientale  $\eta_a$  [DT200, §3.5.1] = 0.95

Deformazione di calcolo a rottura per trazione:  $\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f = 6.390909$

Spessore del singolo nastro (mm) = 0.169

Raggio di curvatura per confinamento (mm) = 50

Angolo d'attrito dei corsi di malta  $\phi$  [DT200, §5.4.1.2.2] (°) = 30

## 3. Dati PIANI

N°	Z:altezza da	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di controllo	Vento	Vento	Vento	Vento	Press.X
	fondaz. (m)	(master/slave)	master	dir. (a+90)° [Y] (m)	dir. (a)° [X] (m)	in Pushover	+X	+Y	-X	-Y	
(kN/m <sup>2</sup> )											
1	3.900	X	454	0.822	1.287		X	X	X	X	
0.50											
2	12.400		455	0.834	1.305	X	X	X	X	X	
0.50											

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.25	0.50	0.25
2	0.25	0.50	0.25

## Descrizione dei DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione, o muratura esistente

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: Pietra Non Squadrata, Listata, Pietra Squadrata, Laterizio Pieni, Laterizio Semipieni, Calcestruzzo Pieni, Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8.5.I): Pietrame disordinata, Conci sbozzati, Pietre a spacco, buona tessitura, Irregolare di pietra tenera, Conci regolari di pietra tenera, Blocchi lapidei squadrate, Mattoni pieni e malta di calce, Mattoni semipieni con malta cementizia.

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per materiale murario esistente

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**fc** (nella colonna fk): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**fm, fk** (media e caratteristica, a compressione);

**ftm** (media a trazione);

**f<sub>hm</sub>, f<sub>hk</sub>** (media e caratteristica, a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro);

**tauo** (media a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura irregolare);

**f<sub>vko</sub>/f<sub>vmo</sub>** (media e caratteristica, a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura regolare);

**fb** (a compressione normalizzata del blocco - muratura regolare)

**μ** (coefficiente di attrito locale del giunto - muratura regolare)

**φ** (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare)

**f<sub>bk</sub>** (a compressione dell'elemento), **f'<sub>bk</sub>** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta:** **f<sub>m</sub>, m**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (Tab. §C8.5.II)

## 4. Dati MATERIALI

N°	Descrizione	Tipo di	Tipologia	Muratura	FC
E	[param.mecc. in N/mm <sup>2</sup> ]	materiale	muratura	nuova	
1	C20/25	1) Conglomerato Cementizio Armato			
31000					
2	Acciaio S275	2) Acciaio			
210000					
3	Pietra	3) Muratura	3) Pietre a spacco, buona tessitura		1.350
1740					
5	Legno	5) Materiale generico			

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



10000	Blocchi CIs	3) Muratura	11) Blocchi di calcestruzzo semipieni (f<45%)	1.350
7				
2960				

N°	G	fm	ftm	fhm	tau0	fvm0	w (p.sp.)	Coeff.dilataz.	fb	coeff.	coeff.	Coeff.corr.:	Malta	Giunti	
Ricorsi o							(kN/m^3)	termica (°^-1)	attr.mi	ingr.phi	Malta	scadente	buona	sottili	listature
1	13000	20.000					25.00	0.000010							
2	80769	0.000					78.50	0.000012							
3	580	2.600	0.260	1.300	0.056	0.000	21.00	0.000010	0.000	0.000	0.000	0.70	1.30	1.00	1.10
5	3500	0.000					8.00	0.000004							
7	740	3.000	0.300	1.500	0.180	0.180	14.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	1.00	1.30	1.00	1.00

N°	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	Ristilatura	Max.coeff.
	trasversale	scadente	di malta	armato	armata	compless.
1						
2						
3	1.30	0.80	1.50	1.50	1.40	2.40
5						
7	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	1.00

### Descrizione dei DATI NODI

(Nella tabella Dati Nodi, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**N°:** numero progressivo del nodo

**Nome:** stringa descrittiva del nodo

**X,Y,Z:** coordinate del nodo

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.

**Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.):** vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:

**0 = indica movimento bloccato** (=grado di libertà inattivo o nullo)

**1 = indica movimento libero** (=grado di libertà attivo)

(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP).

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,X - phi,Y - phi,Z, con riferimento al sistema di assi globale X Y Z:

**u** = spostamento lungo X, **v** = spostamento lungo Y, **w** = spostamento lungo Z

**phi,X** = rotazione intorno all'asse X, **phi,Y** = rotazione intorno all'asse Y, **phi,Z** = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

**Incastro:** 000000

Per **telaio 3D**:

**Nodo libero:** 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

**Cerniera sferica:** 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)

**Nodo slave nell'impalcato orizzontale:** 001110

**Nodo master nell'impalcato orizzontale:** 110001

Per **telaio 2D**, posti nel piano XZ:

**Nodo libero:** 101010 (liberi: u, w, phi,y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

**Cerniera:** 000010 (unico movimento libero: rotazione phi,y)

**Carrello lungo X:** 100010 (movimenti liberi: u, phi,y)

**Carrello lungo Z:** 001010 (liberi: w, phi,y)

**Incastro scorrevole lungo X:** 100000 (libero solo u)

**Incastro scorrevole lungo Z:** 001000 (libero solo w)

**Nodo master:** se il nodo *i* è riferito al nodo Master *j*, lo spostamento di *i* è rigidamente collegato allo spostamento di *j*; in altri termini, *i* è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo *i* risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo *j* risultano libere (1).

La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.

Per un telaio spaziale con impalcati orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e phi,z (rotazione attorno a Z):

001110

mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:

110001

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.  
Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

**Vinc.elast. Ku, Kv, Kw, KphiX, KphiY, KphiZ:** vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle 'molle': spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/mrad

## 5. Dati NODI

Nome	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vinc.est. (1=lib.,0=blocc.)	u (sX)	v (sX)	w (sX)	phiX	phiY	phiZ	Nodo master
1.	22.478	6.650	0.000	0	inc							0
2.	22.478	6.650	3.900	1	001110			X	X	X		454
3.	22.465	9.842	0.000	0	inc							0
4.	22.491	3.458	3.900	1	001110			X	X	X		454
5.	22.465	9.842	3.900	1	001110			X	X	X		454
6.	22.447	14.033	0.000	0	inc							0
7.	22.447	14.033	3.900	1	001110			X	X	X		454
8.	22.461	10.842	0.000	0	inc							0
9.	22.461	10.842	3.900	1	001110			X	X	X		454
10.	22.434	17.224	3.900	1	001110			X	X	X		454
11.	24.786	3.108	0.000	0	inc							0
12.	24.786	3.108	3.900	1	001110			X	X	X		454
13.	27.080	2.757	3.900	1	001110			X	X	X		454
14.	22.674	17.260	0.000	0	inc							0
15.	22.674	17.260	3.900	1	001110			X	X	X		454
16.	22.915	17.296	0.000	0	inc							0
17.	22.915	17.296	3.900	1	001110			X	X	X		454
18.	24.964	17.600	0.000	0	inc							0
19.	24.964	17.600	3.900	1	001110			X	X	X		454
20.	24.003	17.457	0.000	0	inc							0
21.	25.924	17.743	0.000	0	inc							0
22.	24.003	17.457	3.900	1	001110			X	X	X		454
23.	25.924	17.743	3.900	1	001110			X	X	X		454
24.	27.053	17.910	0.000	0	inc							0
25.	27.053	17.910	3.900	1	001110			X	X	X		454
26.	26.916	17.890	0.000	0	inc							0
27.	26.916	17.890	3.900	1	001110			X	X	X		454
28.	27.190	17.930	3.900	1	001110			X	X	X		454
29.	28.238	10.406	0.000	0	inc							0
30.	28.238	10.406	3.900	1	001110			X	X	X		454
31.	28.229	10.475	0.000	0	inc							0
32.	28.248	10.337	3.900	1	001110			X	X	X		454
33.	28.229	10.475	3.900	1	001110			X	X	X		454
34.	27.962	12.386	0.000	0	inc							0
35.	27.962	12.386	3.900	1	001110			X	X	X		454
36.	28.049	11.762	0.000	0	inc							0
37.	27.875	13.010	0.000	0	inc							0
38.	28.049	11.762	3.900	1	001110			X	X	X		454
39.	27.875	13.010	3.900	1	001110			X	X	X		454
40.	27.623	14.823	0.000	0	inc							0
41.	27.623	14.823	3.900	1	001110			X	X	X		454
42.	27.710	14.199	0.000	0	inc							0
43.	27.536	15.447	0.000	0	inc							0
44.	27.710	14.199	3.900	1	001110			X	X	X		454
45.	27.536	15.447	3.900	1	001110			X	X	X		454
46.	27.280	17.283	0.000	0	inc							0
47.	27.280	17.283	3.900	1	001110			X	X	X		454
48.	27.371	16.635	0.000	0	inc							0
49.	27.371	16.635	3.900	1	001110			X	X	X		454
50.	27.180	3.404	0.000	0	inc							0
51.	27.180	3.404	3.900	1	001110			X	X	X		454
52.	27.280	4.051	0.000	0	inc							0
53.	27.280	4.051	3.900	1	001110			X	X	X		454
54.	27.558	5.860	0.000	0	inc							0
55.	27.558	5.860	3.900	1	001110			X	X	X		454
56.	27.462	5.237	0.000	0	inc							0
57.	27.654	6.482	0.000	0	inc							0
58.	27.462	5.237	3.900	1	001110			X	X	X		454
59.	27.654	6.482	3.900	1	001110			X	X	X		454
60.	27.933	8.291	0.000	0	inc							0
61.	27.933	8.291	3.900	1	001110			X	X	X		454
62.	27.837	7.668	0.000	0	inc							0
63.	28.029	8.914	0.000	0	inc							0
64.	27.837	7.668	3.900	1	001110			X	X	X		454
65.	28.029	8.914	3.900	1	001110			X	X	X		454
66.	28.237	10.268	0.000	0	inc							0
67.	28.237	10.268	3.900	1	001110			X	X	X		454
68.	28.227	10.199	0.000	0	inc							0

69.	28.227	10.199	3.900	1	001110			X	X	X		454
70.	2.773	12.193	5.960	0	inc							0
71.	2.773	12.193	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
72.	2.773	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
73.	2.773	10.334	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
74.	2.368	6.811	5.960	0	inc							0
75.	2.368	6.811	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
76.	1.964	6.765	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
77.	2.773	6.857	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
78.	0.980	14.051	5.960	0	inc							0
79.	0.980	14.051	9.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
80.	0.000	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
81.	1.959	14.051	9.419	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
82.	0.000	7.136	5.960	0	inc							0
83.	0.000	7.136	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
84.	0.000	7.646	5.960	0	inc							0
85.	0.000	6.626	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
86.	0.000	7.646	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
87.	0.000	8.636	5.960	0	inc							0
88.	0.000	8.636	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
89.	0.000	8.426	5.960	0	inc							0
90.	0.000	8.846	5.960	0	inc							0
91.	0.000	8.426	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
92.	0.000	8.846	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
93.	0.000	9.846	5.960	0	inc							0
94.	0.000	9.846	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
95.	0.000	9.646	5.960	0	inc							0
96.	0.000	10.046	5.960	0	inc							0
97.	0.000	9.646	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
98.	0.000	10.046	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
99.	0.000	11.046	5.960	0	inc							0
100.	0.000	11.046	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
101.	0.000	10.847	5.960	0	inc							0
102.	0.000	11.246	5.960	0	inc							0
103.	0.000	10.847	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
104.	0.000	11.246	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
105.	0.000	12.235	5.960	0	inc							0
106.	0.000	12.235	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
107.	0.000	12.045	5.960	0	inc							0
108.	0.000	12.426	5.960	0	inc							0
109.	0.000	12.045	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
110.	0.000	12.426	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
111.	0.000	13.638	5.960	0	inc							0
112.	0.000	13.638	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
113.	0.000	13.226	5.960	0	inc							0
114.	0.000	13.226	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
115.	1.198	4.251	5.960	0	inc							0
116.	1.198	4.251	9.300	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
117.	0.025	4.251	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
118.	0.025	4.989	5.960	0	inc							0
119.	0.025	4.989	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
120.	0.025	5.726	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
121.	0.025	6.626	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
122.	2.278	4.725	5.960	0	inc							0
123.	2.278	4.725	10.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
124.	2.593	2.686	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
125.	1.964	6.765	11.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
126.	24.024	3.075	3.900	1	001110			X	X	X		454
127.	24.024	3.075	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
128.	25.605	2.834	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
129.	22.442	3.317	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
130.	27.076	2.615	3.900	1	001110			X	X	X		454
131.	27.076	2.615	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
132.	27.207	2.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
133.	26.945	2.635	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
134.	25.705	2.819	3.900	1	001110			X	X	X		454
135.	25.705	2.819	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
136.	25.805	2.804	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
137.	27.431	4.053	3.900	1	001110			X	X	X		454
138.	27.431	4.053	9.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
139.	27.656	5.511	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
140.	27.521	16.626	3.900	1	001110			X	X	X		454
141.	27.521	16.626	9.738	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
142.	27.317	18.089	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
143.	27.725	15.163	10.375	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
144.	24.745	17.703	3.900	1	001110			X	X	X		454
145.	24.745	17.703	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
146.	23.884	17.572	3.900	1	001110			X	X	X		454
147.	25.605	17.835	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
148.	23.884	17.572	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
149.	22.669	17.386	3.900	1	001110			X	X	X		454
150.	22.669	17.386	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
151.	22.895	17.421	3.900	1	001110			X	X	X		454
152.	22.895	17.421	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
153.	22.442	17.352	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

154.	26.461	17.962	3.900	1	001110				X	X	X		454
155.	26.461	17.962	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
156.	2.279	16.102	5.960	0	inc								0
157.	2.279	16.102	10.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
158.	1.959	14.051	11.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
159.	2.600	18.153	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
160.	3.176	18.064	5.960	0	inc								0
161.	3.176	18.064	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
162.	3.753	17.976	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
163.	27.900	7.092	3.900	1	001110			X	X	X			454
164.	27.900	7.092	11.034	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
165.	28.143	8.674	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
166.	28.273	9.514	3.900	1	001110			X	X	X			454
167.	28.273	9.514	12.048	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
168.	28.285	11.155	3.900	1	001110			X	X	X			454
169.	28.285	11.155	12.050	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
170.	28.168	11.994	11.699	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
171.	27.946	13.579	3.900	1	001110			X	X	X			454
172.	27.946	13.579	11.037	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
173.	14.454	16.338	3.360	0	inc								0
174.	14.454	16.338	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
175.	14.993	16.255	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
176.	13.914	16.421	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
177.	15.704	16.360	2.680	0	inc								0
178.	15.704	16.360	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
179.	16.414	16.465	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
180.	20.588	17.079	2.060	0	inc								0
181.	20.588	17.079	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
182.	18.734	16.806	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
183.	18.109	16.714	2.060	0	inc								0
184.	18.109	16.714	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
185.	17.484	16.622	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
186.	16.949	16.543	2.350	0	inc								0
187.	16.949	16.543	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
188.	13.606	16.468	3.900	0	inc								0
189.	13.606	16.468	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
190.	13.297	16.515	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
191.	11.597	16.775	3.900	0	inc								0
192.	11.597	16.775	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
193.	11.961	16.720	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
194.	11.234	16.831	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
195.	10.609	16.927	3.900	0	inc								0
196.	10.609	16.927	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
197.	9.984	17.022	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
198.	9.359	17.118	4.080	0	inc								0
199.	9.359	17.118	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
200.	8.734	17.214	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
201.	8.109	17.309	4.900	0	inc								0
202.	8.109	17.309	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
203.	7.484	17.405	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
204.	6.859	17.501	5.300	0	inc								0
205.	6.859	17.501	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
206.	6.234	17.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
207.	5.911	17.646	5.960	0	inc								0
208.	5.911	17.646	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
209.	5.587	17.695	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
210.	4.028	17.934	5.960	0	inc								0
211.	4.028	17.934	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
212.	4.302	17.892	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
213.	3.161	2.773	5.960	0	inc								0
214.	3.161	2.773	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
215.	3.730	2.860	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
216.	5.898	3.161	5.960	0	inc								0
217.	5.898	3.161	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
218.	6.213	3.205	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
219.	5.584	3.117	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
220.	4.015	2.900	5.960	0	inc								0
221.	4.015	2.900	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
222.	4.298	2.939	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
223.	6.840	3.295	5.300	0	inc								0
224.	6.840	3.295	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
225.	7.468	3.386	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
226.	8.095	3.474	4.900	0	inc								0
227.	8.095	3.474	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
228.	8.721	3.562	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
229.	9.347	3.650	4.080	0	inc								0
230.	9.347	3.650	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
231.	9.973	3.738	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
232.	10.598	3.831	3.900	0	inc								0
233.	10.598	3.831	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
234.	11.223	3.923	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
235.	13.548	4.254	3.900	0	inc								0
236.	13.548	4.254	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
237.	13.719	4.279	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0
238.	13.376	4.230	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X		0

239.	11.532	3.967	3.900	0	inc							0
240.	11.532	3.967	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
241.	11.841	4.011	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
242.	14.344	4.370	3.360	0	inc							0
243.	14.344	4.370	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
244.	14.970	4.462	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
245.	15.694	4.343	2.680	0	inc							0
246.	15.694	4.343	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
247.	16.950	4.147	2.350	0	inc							0
248.	16.950	4.147	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
249.	17.485	4.068	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
250.	18.110	3.976	2.060	0	inc							0
251.	18.110	3.976	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
252.	18.735	3.884	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
253.	20.589	3.600	2.060	0	inc							0
254.	20.589	3.600	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
255.	19.733	0.907	3.900	0	inc							0
256.	19.733	0.907	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
257.	19.678	0.096	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
258.	19.787	1.717	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
259.	10.956	0.077	3.900	0	inc							0
260.	10.956	0.077	7.819	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
261.	10.156	0.075	7.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
262.	11.756	0.078	7.688	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
263.	16.587	0.089	3.900	0	inc							0
264.	16.587	0.089	6.896	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
265.	18.065	0.093	3.900	0	inc							0
266.	15.108	0.086	7.139	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
267.	18.065	0.093	6.654	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
268.	19.172	0.095	3.900	0	inc							0
269.	19.172	0.095	6.473	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
270.	18.666	0.094	3.900	0	inc							0
271.	18.666	0.094	6.556	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
272.	6.369	0.000	3.900	0	inc							0
273.	6.369	0.000	8.615	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
274.	6.569	0.000	3.900	0	inc							0
275.	6.169	0.000	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
276.	6.569	0.000	8.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
277.	8.368	0.000	3.900	0	inc							0
278.	8.368	0.000	8.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
279.	7.369	0.000	3.900	0	inc							0
280.	9.366	0.000	3.900	0	inc							0
281.	7.369	0.000	8.439	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
282.	9.366	0.000	8.089	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
283.	10.156	0.000	7.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
285.	6.169	0.987	3.900	0	inc							0
286.	6.169	0.987	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
287.	6.169	0.000	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
288.	6.169	1.975	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
289.	6.161	2.973	3.900	0	inc							0
290.	6.161	2.973	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
291.	6.163	2.775	3.900	0	inc							0
292.	6.163	2.775	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
293.	6.160	3.171	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
295.	6.168	1.976	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
296.	19.885	3.106	3.900	0	inc							0
297.	19.885	3.106	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
298.	19.844	2.525	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
299.	19.926	3.688	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
300.	2.366	14.051	5.960	0	inc							0
301.	2.366	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
302.	1.960	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
303.	2.773	8.596	5.960	0	inc							0
304.	2.773	8.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
305.	21.234	17.015	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
306.	21.234	10.334	11.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
307.	21.234	3.767	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
308.	19.984	10.334	11.720	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
309.	19.984	3.945	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
310.	19.984	16.824	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
311.	18.734	10.334	11.630	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
312.	18.734	4.123	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
313.	18.734	16.632	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
314.	17.484	10.334	11.550	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
315.	17.484	4.301	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
316.	17.484	16.441	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
317.	16.234	10.334	11.470	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
318.	16.234	4.480	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
319.	16.414	16.250	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
320.	14.984	10.334	11.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
321.	14.984	4.658	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
322.	15.164	16.058	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
323.	13.734	10.334	11.480	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
324.	13.734	4.480	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
325.	13.914	16.250	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

326.	11.234	10.334	11.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
327.	11.234	4.123	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
328.	11.234	16.632	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
329.	9.984	10.334	11.760	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
330.	9.984	3.945	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
331.	9.984	16.824	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
332.	8.734	10.334	11.850	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
333.	8.734	3.767	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
334.	8.734	17.015	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
335.	7.484	10.334	11.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
336.	7.484	3.589	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
337.	7.484	17.206	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
338.	6.234	10.334	12.030	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
339.	6.234	3.411	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
340.	6.234	17.398	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
341.	3.734	10.334	12.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
342.	3.734	3.054	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
343.	3.734	17.780	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
344.	23.939	10.334	12.027	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
345.	12.630	10.334	11.564	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
346.	4.890	10.334	12.132	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
347.	1.964	6.765	8.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
348.	1.959	14.051	8.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
349.	25.615	10.334	12.167	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
350.	25.625	17.740	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
351.	28.399	10.334	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
352.	4.801	2.999	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
353.	4.890	10.333	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
354.	4.976	17.789	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
355.	4.890	10.336	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
356.	12.630	16.617	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
357.	12.631	4.124	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
358.	23.929	3.090	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
359.	23.949	17.582	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
360.	21.234	3.767	2.060	0	inc							0
361.	19.984	3.945	2.060	0	inc							0
362.	18.734	4.123	2.060	0	inc							0
363.	17.484	4.301	2.350	0	inc							0
364.	16.234	4.480	2.680	0	inc							0
365.	14.984	4.658	3.030	0	inc							0
366.	13.734	4.480	3.360	0	inc							0
367.	11.234	16.632	3.900	0	inc							0
368.	9.984	16.824	4.080	0	inc							0
369.	8.734	3.767	4.490	0	inc							0
370.	7.484	3.589	4.900	0	inc							0
371.	6.234	3.411	5.300	0	inc							0
372.	3.734	3.054	5.960	0	inc							0
373.	21.234	17.015	2.060	0	inc							0
374.	19.984	16.824	2.060	0	inc							0
375.	18.734	16.632	2.060	0	inc							0
376.	17.484	16.441	2.350	0	inc							0
377.	16.414	16.250	2.680	0	inc							0
378.	15.167	16.061	3.030	0	inc							0
379.	15.167	16.061	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
380.	11.234	4.123	3.900	0	inc							0
381.	9.984	3.945	4.080	0	inc							0
382.	13.914	16.250	3.360	0	inc							0
383.	8.734	17.015	4.900	0	inc							0
384.	7.484	17.206	5.300	0	inc							0
385.	6.234	17.398	5.300	0	inc							0
386.	3.734	17.780	5.960	0	inc							0
387.	22.441	15.506	3.900	1	001110			X	X	X		454
388.	22.441	15.506	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
389.	22.484	5.152	3.900	1	001110			X	X	X		454
390.	22.484	5.152	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
391.	22.451	3.391	3.900	1	001110			X	X	X		454
392.	22.451	3.391	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
393.	25.616	2.908	3.900	1	001110			X	X	X		454
394.	25.616	2.908	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
395.	22.460	17.270	3.900	1	001110			X	X	X		454
396.	22.460	17.270	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
397.	25.625	17.740	3.900	1	001110			X	X	X		454
398.	27.585	5.521	3.900	1	001110			X	X	X		454
399.	27.585	5.521	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
400.	28.068	8.684	3.900	1	001110			X	X	X		454
401.	28.068	8.684	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
402.	28.093	11.984	3.900	1	001110			X	X	X		454
403.	28.093	11.984	11.699	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
404.	27.651	15.153	3.900	1	001110			X	X	X		454
405.	27.651	15.153	10.375	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
406.	6.156	3.197	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
407.	19.928	3.701	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
408.	21.194	3.508	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
409.	19.946	3.699	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
410.	18.699	3.889	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

411.	17.450	4.073	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
412.	16.198	4.261	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
413.	13.762	4.285	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
414.	11.264	16.826	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
415.	10.014	17.018	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
416.	8.762	3.568	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
417.	7.512	3.392	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
418.	6.263	3.212	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
419.	3.761	2.864	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
420.	21.211	17.171	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
421.	19.960	16.986	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
422.	18.709	16.802	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
423.	17.458	16.618	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
424.	16.383	16.460	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
425.	15.135	16.276	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
426.	11.262	3.929	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
427.	10.014	3.745	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
428.	13.940	16.417	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
429.	8.764	17.209	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
430.	7.514	17.400	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
431.	6.264	17.592	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
432.	3.764	17.974	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
433.	22.440	3.317	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
434.	25.605	2.908	9.130	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
435.	22.447	17.353	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
436.	25.611	17.835	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
437.	27.656	5.510	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
438.	28.143	8.673	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
439.	24.046	3.220	3.900	1	001110			X	X	X		454
440.	25.726	2.964	3.900	1	001110			X	X	X		454
441.	24.765	17.570	3.900	1	001110			X	X	X		454
442.	22.688	17.262	3.900	1	001110			X	X	X		454
443.	25.627	2.979	3.900	1	001110			X	X	X		454
444.	22.466	17.229	3.900	1	001110			X	X	X		454
445.	25.631	17.699	3.900	1	001110			X	X	X		454
446.	27.508	5.533	3.900	1	001110			X	X	X		454
447.	27.995	8.695	3.900	1	001110			X	X	X		454
448.	28.020	11.973	3.900	1	001110			X	X	X		454
449.	27.578	15.143	3.900	1	001110			X	X	X		454
450.	2.351	4.251	9.867	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
451.	2.351	4.251	9.497	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
452.	28.399	10.334	12.392	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
453.	4.801	3.009	9.104	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
454.	4.801	3.009	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
455.	25.606	2.908	9.129	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
G.1.	25.314	10.211	3.900	1	110001	X	X				X	0
G.2.	15.831	9.068	12.400	2	inc							0

### Descrizione dei DATI SEZIONI

(Nella tabella Dati Sezioni, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omissi)

**Descrizione:** denominazione della sezione

**Tipologia:** la sezione viene definita anzitutto dalla propria tipologia, e poi dai parametri geometrici, espressi nel sistema di riferimento locale xyz. L'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale con il nodo finale; l'asse z è verticale e l'asse y è entrante nel piano xz. La terna xyz è destrorsa. Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie (phi,z: x->y; phi,y: z->x; phi,x: y->z). La convenzione è invariata sia al nodo i iniziale, sia al nodo j finale.

Per tipologie notevoli, PCM calcola automaticamente i parametri statici e richiede, anziché tutti i parametri, solo i dati geometrici strettamente indispensabili.

Elenco dei possibili valori della Tipologia con i corrispondenti parametri:

**0 = Qualsiasi.** Vengono forniti tutti i parametri statici:  $H$  sez.(cm),  $A$  (cm<sup>2</sup>),  $J_x, J_y, J_z$  (cm<sup>4</sup>),  $At_y, At_z$  (cm<sup>2</sup>),  $Alfa$  (°)

$H$  sez. è l'altezza della sezione ai fini del carico termico nel piano locale xz;  $A$  = area;  $J_y, J_z$  = momenti d'inerzia principali intorno agli assi locali principali  $csi$  e  $eta$ ;  $J_x$  = momento d'inerzia torsionale (intorno a x);  $At_y, At_z$  = aree a taglio in direzione y e z locali;  $Alfa$  = angolo fra gli assi locali  $csi$  e y ( $csi$  ed  $eta$  coincidono con gli assi y e z quando  $Alfa=0^\circ$ ).

**1 = Rettangolare** (include la **Quadrata**). Parametri in input:  $B, H$  (cm)

$B$  è la base della sezione, lato parallelo a y;  $H$  è l'altezza, lato parallelo a z.

**2 = Rettangolare cava.** Parametri in input:  $B, H, B_i, H_i$  (cm)

$B, H$  = lati esterni, rispettivamente paralleli a y e a z;  $B_i, H_i$  = corrispondenti lati interni (=dimensioni della cavità).

**3 = Circolare.** Parametri in input:  $R$  (cm)

$R$  è il raggio della sezione.

**4 = Circolare cava.** Parametri in input:  $R, r$  (cm)

$R, r$  sono rispettivamente il raggio esterno ed il raggio interno della sezione.

**5 = T rovescia (trave di fondazione).** Parametri in input:  $B, H, b, h$  (cm)

$B$  = base superiore (spessore anima);  $b$  = base inferiore (larghezza suola) ( $B < b$ );

$H$  = altezza superiore (altezza anima);  $h$  = altezza inferiore (spessore suola).

**6 = T.** Parametri in input:  $B, H, b, h$  (cm)

$B$  = base superiore (larghezza ala);  $b$  = base inferiore (spessore anima) ( $B > b$ );

$H$  = altezza superiore (spessore ala);  $h$  = altezza inferiore (spessore anima).

**7 = L, ala sup., anima dx.**

**8 = L, ala sup., anima sx.**

**9 = L, ala inf., anima dx.**

**10 = L, ala inf., anima sx.** Parametri in input:  $B, H, b, h$  (cm)

B = base superiore; b = base inferiore; H = altezza superiore; h = altezza inferiore.

**11 = I (doppio T).** Parametri in input:  $B, H, b, h$  (cm)

B = base ala; b = spessore anima; H = altezza ala; h = altezza anima.

**12 = Acciaio: profilato IPE, HEA, HEB, HEM, L, UPN.** Parametri predeterminati. L'elenco delle sezioni disponibili è fornito nel file di testo *Acciaio.dat* installato in \Pcm\Files. Sezioni di altri profilati potranno essere aggiunte come sezioni qualsiasi, specificandone i parametri statici.

**13 = Acciaio: sezione composta** generata dall'accoppiamento della sezione di un profilato secondo gli assi locali y e/o z.

## 6. Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B / R	H / r	b / s	h / t	H sez.	Area	Jx	Jy	Jz
Aty			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
(m <sup>2</sup> )											
1	0) Qualunque								0.000	0.000	0.000
1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00					
2	1) Rettangolare	300x500	0.300	0.500	0.000	0.000	0.500	1.50E-01	2.75E-03	3.13E-03	1.13E-
03	1.25E-01										
3	1) Rettangolare	500x500	0.500	0.500	0.000	0.000	0.500	2.50E-01	8.80E-03	5.21E-03	5.21E-
03	2.08E-01										
4	3) Circolare	d300	0.150	0.000	0.000	0.000	0.150	7.07E-02	7.95E-04	3.98E-04	3.98E-
04	6.36E-02										
5	12) Profilato in Acciaio	HEA 200	0.200	0.190	0.007	0.010	0.190	5.38E-03	4.17E-07	3.69E-05	1.34E-
05	1.81E-03										
6	1) Rettangolare	250x450	0.250	0.450	0.000	0.000	0.450	1.13E-01	1.50E-03	1.90E-03	5.86E-
04	9.38E-02										
7	1) Rettangolare	530x1200	0.530	1.200	0.000	0.000	1.200	6.36E-01	4.25E-02	7.63E-02	1.49E-
02	5.30E-01										
8	1) Rettangolare	400x400	0.400	0.400	0.000	0.000	0.400	1.60E-01	3.61E-03	2.13E-03	2.13E-
03	1.33E-01										
9	6) T	800(400) x 800(400)	0.800	0.400	0.400	0.400	0.800	4.80E-01	3.11E-02	2.35E-02	1.92E-
02	6.40E-01										
10	1) Rettangolare	120x200	0.120	0.200	0.000	0.000	0.200	2.40E-02	7.05E-05	8.00E-05	2.88E-
05	2.00E-02										
11	1) Rettangolare	300x500	0.300	0.500	0.000	0.000	0.500	1.50E-01	2.75E-03	3.13E-03	1.13E-
03	1.25E-01										
12	1) Rettangolare	500x900	0.500	0.900	0.000	0.000	0.900	4.50E-01	2.39E-02	3.04E-02	9.38E-
03	3.75E-01										
13	1) Rettangolare	200x400	0.200	0.400	0.000	0.000	0.400	8.00E-02	7.19E-04	1.07E-03	2.67E-
04	6.67E-02										
14	1) Rettangolare	800x500	0.800	0.500	0.000	0.000	0.500	4.00E-01	1.99E-02	8.33E-03	2.13E-
02	3.33E-01										
15	1) Rettangolare	300x600	0.300	0.600	0.000	0.000	0.600	1.80E-01	3.64E-03	5.40E-03	1.35E-
03	1.50E-01										
16	3) Circolare	d28	0.014	0.000	0.000	0.000	0.014	6.16E-04	6.03E-08	3.02E-08	3.02E-
08	5.54E-04										
17	1) Rettangolare	A 530x6385	0.530	6.385	0.000	0.000	6.385	3.38E+00	3.07E-01	1.15E+01	7.92E-
02	2.82E+00										
18	1) Rettangolare	A 530x6382	0.530	6.382	0.000	0.000	6.382	3.38E+00	3.07E-01	1.15E+01	7.92E-
02	2.82E+00										
19	1) Rettangolare	A 530x2900	0.530	2.900	0.000	0.000	2.900	1.54E+00	1.30E-01	1.08E+00	3.60E-
02	1.28E+00										
20	1) Rettangolare	A 530x100	0.530	0.100	0.000	0.000	0.100	5.30E-02	1.59E-04	4.42E-05	1.24E-
03	4.42E-02										
21	1) Rettangolare	A 530x4643	0.530	4.643	0.000	0.000	4.643	2.46E+00	2.19E-01	4.42E+00	5.76E-
02	2.05E+00										
22	1) Rettangolare	A 520x486	0.520	0.486	0.000	0.000	0.486	2.53E-01	8.90E-03	4.97E-03	5.69E-
03	2.11E-01										
23	1) Rettangolare	A 520x1943	0.520	1.943	0.000	0.000	1.943	1.01E+00	7.66E-02	3.18E-01	2.28E-
02	8.42E-01										
24	1) Rettangolare	A 520x277	0.520	0.277	0.000	0.000	0.277	1.44E-01	2.41E-03	9.21E-04	3.25E-
03	1.20E-01										
25	1) Rettangolare	A 520x2200	0.520	2.200	0.000	0.000	2.200	1.14E+00	8.91E-02	4.61E-01	2.58E-
02	9.53E-01										
26	1) Rettangolare	A 520x300	0.520	0.300	0.000	0.000	0.300	1.56E-01	2.93E-03	1.17E-03	3.52E-
03	1.30E-01										
27	1) Rettangolare	A 550x140	0.550	0.140	0.000	0.000	0.140	7.70E-02	4.28E-04	1.26E-04	1.94E-
03	6.42E-02										
28	1) Rettangolare	A 550x1260	0.550	1.260	0.000	0.000	1.260	6.93E-01	5.01E-02	9.17E-02	1.75E-
02	5.78E-01										
29	1) Rettangolare	A 550x1308	0.550	1.308	0.000	0.000	1.308	7.19E-01	5.28E-02	1.03E-01	1.81E-
02	6.00E-01										
30	1) Rettangolare	A 550x1200	0.550	1.200	0.000	0.000	1.200	6.60E-01	4.67E-02	7.92E-02	1.66E-
02	5.50E-01										
31	1) Rettangolare	A 550x1100	0.550	1.100	0.000	0.000	1.100	6.05E-01	4.11E-02	6.10E-02	1.53E-
02	5.04E-01										



32	1) Rettangolare	A 550x1309	0.550 1.309 0.000 0.000 1.309 7.20E-01 5.29E-02 1.03E-01 1.81E-02 6.00E-01
33	1) Rettangolare	A 200x3716	0.200 3.716 0.000 0.000 3.716 7.43E-01 9.74E-03 8.55E-01 2.48E-03 6.19E-01
34	1) Rettangolare	A 200x814	0.200 0.814 0.000 0.000 0.814 1.63E-01 1.86E-03 8.99E-03 5.43E-04 1.36E-01
35	1) Rettangolare	A 250x1958	0.250 1.958 0.000 0.000 1.958 4.90E-01 9.60E-03 1.56E-01 2.55E-03 4.08E-01
36	1) Rettangolare	A 200x1020	0.200 1.020 0.000 0.000 1.020 2.04E-01 2.43E-03 1.77E-02 6.80E-04 1.70E-01
37	1) Rettangolare	A 200x420	0.200 0.420 0.000 0.000 0.420 8.40E-02 7.73E-04 1.23E-03 2.80E-04 7.00E-02
38	1) Rettangolare	A 200x400	0.200 0.400 0.000 0.000 0.400 8.00E-02 7.19E-04 1.07E-03 2.67E-04 6.67E-02
39	1) Rettangolare	A 200x399	0.200 0.399 0.000 0.000 0.399 7.98E-02 7.16E-04 1.06E-03 2.66E-04 6.65E-02
40	1) Rettangolare	A 200x381	0.200 0.381 0.000 0.000 0.381 7.62E-02 6.69E-04 9.22E-04 2.54E-04 6.35E-02
41	1) Rettangolare	A 200x825	0.200 0.825 0.000 0.000 0.825 1.65E-01 1.89E-03 9.36E-03 5.50E-04 1.38E-01
42	1) Rettangolare	A 200x1250	0.200 1.250 0.000 0.000 1.250 2.50E-01 3.07E-03 3.26E-02 8.33E-04 2.08E-01
43	1) Rettangolare	A 200x1290	0.200 1.290 0.000 0.000 1.290 2.58E-01 3.18E-03 3.58E-02 8.60E-04 2.15E-01
44	1) Rettangolare	A 250x2345	0.250 2.345 0.000 0.000 2.345 5.86E-01 1.17E-02 2.69E-01 3.05E-03 4.89E-01
45	1) Rettangolare	A 250x1475	0.250 1.475 0.000 0.000 1.475 3.69E-01 7.01E-03 6.69E-02 1.92E-03 3.07E-01
46	1) Rettangolare	A 250x1140	0.250 1.140 0.000 0.000 1.140 2.85E-01 5.21E-03 3.09E-02 1.48E-03 2.38E-01
47	1) Rettangolare	A 300x4127	0.300 4.127 0.000 0.000 4.127 1.24E+00 3.62E-02 1.76E+00 9.29E-03 1.03E+00
48	1) Rettangolare	A 250x3200	0.250 3.200 0.000 0.000 3.200 8.00E-01 1.62E-02 6.83E-01 4.17E-03 6.67E-01
49	1) Rettangolare	A 250x264	0.250 0.264 0.000 0.000 0.264 6.60E-02 6.09E-04 3.83E-04 3.44E-04 5.50E-02
50	1) Rettangolare	A 250x202	0.250 0.202 0.000 0.000 0.202 5.05E-02 3.45E-04 1.72E-04 2.63E-04 4.21E-02
51	1) Rettangolare	A 250x3000	0.250 3.000 0.000 0.000 3.000 7.50E-01 1.51E-02 5.63E-01 3.91E-03 6.25E-01
52	1) Rettangolare	A 250x2950	0.250 2.950 0.000 0.000 2.950 7.38E-01 1.49E-02 5.35E-01 3.84E-03 6.15E-01
53	1) Rettangolare	A 250x2954	0.250 2.954 0.000 0.000 2.954 7.39E-01 1.49E-02 5.37E-01 3.85E-03 6.15E-01
54	1) Rettangolare	A 250x1742	0.250 1.742 0.000 0.000 1.742 4.36E-01 8.45E-03 1.10E-01 2.27E-03 3.63E-01
55	1) Rettangolare	A 250x458	0.250 0.458 0.000 0.000 0.458 1.15E-01 1.54E-03 2.00E-03 5.96E-04 9.54E-02
56	1) Rettangolare	A 250x1820	0.250 1.820 0.000 0.000 1.820 4.55E-01 8.86E-03 1.26E-01 2.37E-03 3.79E-01
57	1) Rettangolare	A 250x2380	0.250 2.380 0.000 0.000 2.380 5.95E-01 1.18E-02 2.81E-01 3.10E-03 4.96E-01
58	1) Rettangolare	A 250x1731	0.250 1.731 0.000 0.000 1.731 4.33E-01 8.39E-03 1.08E-01 2.25E-03 3.61E-01
59	1) Rettangolare	A 300x4152	0.300 4.152 0.000 0.000 4.152 1.25E+00 3.64E-02 1.79E+00 9.34E-03 1.04E+00
60	1) Rettangolare	A 250x1167	0.250 1.167 0.000 0.000 1.167 2.92E-01 5.35E-03 3.31E-02 1.52E-03 2.43E-01
61	1) Rettangolare	A 250x1699	0.250 1.699 0.000 0.000 1.699 4.25E-01 8.22E-03 1.02E-01 2.21E-03 3.54E-01
62	1) Rettangolare	A 250x1695	0.250 1.695 0.000 0.000 1.695 4.24E-01 8.19E-03 1.01E-01 2.21E-03 3.53E-01
63	1) Rettangolare	A 250x1091	0.250 1.091 0.000 0.000 1.091 2.73E-01 4.94E-03 2.71E-02 1.42E-03 2.27E-01
64	1) Rettangolare	A 250x1437	0.250 1.437 0.000 0.000 1.437 3.59E-01 6.81E-03 6.18E-02 1.87E-03 2.99E-01
65	1) Rettangolare	A 250x3748	0.250 3.748 0.000 0.000 3.748 9.37E-01 1.91E-02 1.10E+00 4.88E-03 7.81E-01
66	1) Rettangolare	A 250x1263	0.250 1.263 0.000 0.000 1.263 3.16E-01 5.87E-03 4.20E-02 1.64E-03 2.63E-01
67	1) Rettangolare	A 250x1081	0.250 1.081 0.000 0.000 1.081 2.70E-01 4.89E-03 2.63E-02 1.41E-03 2.25E-01
68	1) Rettangolare	A 250x624	0.250 0.624 0.000 0.000 0.624 1.56E-01 2.41E-03 5.06E-03 8.13E-04 1.30E-01
69	1) Rettangolare	A 250x735	0.250 0.735 0.000 0.000 0.735 1.84E-01 3.01E-03 8.27E-03 9.57E-04 1.53E-01
70	1) Rettangolare	A 250x1265	0.250 1.265 0.000 0.000 1.265 3.16E-01 5.88E-03 4.22E-02 1.65E-03 2.64E-01
71	1) Rettangolare	A 250x655	0.250 0.655 0.000 0.000 0.655 1.64E-01 2.58E-03 5.85E-03 8.53E-04 1.36E-01
72	1) Rettangolare	A 250x555	0.250 0.555 0.000 0.000 0.555 1.39E-01 2.05E-03 3.56E-03 7.23E-04 1.16E-01
73	1) Rettangolare	A 250x1150	0.250 1.150 0.000 0.000 1.150 2.88E-01 5.26E-03 3.17E-02 1.50E-03 2.40E-01
74	1) Rettangolare	A 250x635	0.250 0.635 0.000 0.000 0.635 1.59E-01 2.47E-03 5.33E-03 8.27E-04

N°	Atz (m <sup>2</sup> )
1	1.00E+00
2	1.25E-01
3	2.08E-01
4	6.36E-02
5	4.51E-03
6	9.38E-02
7	5.30E-01
8	1.33E-01
9	1.60E-01
10	2.00E-02
11	1.25E-01
12	3.75E-01
13	6.67E-02
14	3.33E-01
15	1.50E-01
16	5.54E-04
17	2.82E+00
18	2.82E+00
19	1.28E+00
20	4.42E-02
21	2.05E+00

22	2.11E-01
23	8.42E-01
24	1.20E-01
25	9.53E-01
26	1.30E-01
27	6.42E-02
28	5.78E-01
29	6.00E-01
30	5.50E-01
31	5.04E-01
32	6.00E-01
33	6.19E-01
34	1.36E-01
35	4.08E-01
36	1.70E-01
37	7.00E-02
38	6.67E-02
39	6.65E-02
40	6.35E-02
41	1.38E-01
42	2.08E-01
43	2.15E-01
44	4.89E-01
45	3.07E-01
46	2.38E-01
47	1.03E+00
48	6.67E-01
49	5.50E-02
50	4.21E-02
51	6.25E-01
52	6.15E-01
53	6.15E-01
54	3.63E-01
55	9.54E-02
56	3.79E-01
57	4.96E-01
58	3.61E-01
59	1.04E+00
60	2.43E-01
61	3.54E-01
62	3.53E-01
63	2.27E-01
64	2.99E-01
65	7.81E-01
66	2.63E-01
67	2.25E-01
68	1.30E-01
69	1.53E-01
70	2.64E-01
71	1.36E-01
72	1.16E-01
73	2.40E-01
74	1.32E-01
75	1.19E-01
76	2.64E-01
77	2.63E-01
78	7.21E-02
79	3.06E-01
80	7.81E-01
81	5.41E-01
82	5.33E-01
83	9.86E-01
84	3.38E-01
85	3.99E-01
86	4.00E-01
87	2.98E-01
88	8.33E-02
89	4.16E-01
90	4.79E-01
91	3.30E-01
92	2.30E-01
93	6.58E-01
94	1.32E-01
95	3.82E-01
96	9.64E-01
97	3.89E-01
98	1.63E-01
99	1.69E-01
100	5.80E-01
101	1.96E-01
102	1.00E+00
-----	

**Descrizione dei DATI ASTE**

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**N°:** numero progressivo dell'asta

**Tipologia:** stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:

**M** = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j

**C** = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j

**T** = trave. T.i.j indica la trave i del piano j

**H** = pilastro in acciaio

**B** = asta in acciaio

**S** = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j

**A** = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j

**F** = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j

**Z** = elemento di fondazione

**K** = collegamenti rigidi

**W** = elementi di cerchiatura

**X** = bielle di controvento in acciaio

**N, V** = blocco (di arco)

**J** = giunto (di arco)

**P** = pilastro murario

**Lungh.:** lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)

**Lungh. def. xz:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xz, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xz, j xz:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xz.

**Lungh. def. xy:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xy, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xy, j xy:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xy.

I tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete

**Inf.rig.:** X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida

**N° Sez.:** numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)

**Ang. rot.:** angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegate nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento

**N° Mat.:** numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali

**Mur. nuova:** X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

**E, G, fm, fvm0, fhm:** parametri meccanici e resistenze dell'asta. Coincidono con i corrispondenti parametri del materiale costituente l'asta, tranne i casi in cui siano applicati coefficienti correttivi o l'Utente abbia specificato direttamente i valori dei parametri meccanici corrispondenti ad un determinato intervento (p.es. reti in GFRP)

**% K elast. (rig.fess.):** percentuale di rigidezza elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidezze fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidezza fessurata anche in analisi non lineare

**Paramento:** indica il paramento murario cui l'asta appartiene

**Assemblaggio:** stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidezza flessionale EJ per maschi contigui

**Malta scadente, Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione** (trasversale), **Nucleo scadente:** caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**K Wink.:** coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)

**App. su terr.:** interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso di trave su suolo elastico

**q,lim:** capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche

**Nodo i, j:** numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)

**Vinc. i, j:** vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al sistema di assi locali xyz.

Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro*. Alcuni casi notevoli sono i seguenti:

Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000

Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.

Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al sistema di assi locale x y z.

Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse x.

Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010

Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000

**G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz:** gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,z in j') - i',yz (phi,y in i') - j',yz (phi,y in j'): consentono la definizione di vincoli di semincastro interni agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidezza alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).

**Inter.irrigid.:** distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento 'a' è >0, viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammassata nei muri trasversali). Se a=B, con B=base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se a>B, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. a=0 equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera

quindi da vincoli laterali

### Cordolo

e

architrave:

- **Resist. traz. (kN):** capacità dell'elemento resistente a trazione, specifico per fasce murarie

- **Res. traz. gammaM:** coefficiente parziale di sicurezza associato alla resistenza a trazione, specifico per fasce murarie  
**Drift PressoFl., Taglio:** specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC18 sono i seguenti: per muratura ordinaria: press. 1.0%H, taglio 0.5%H; per muratura armata: press. 1.6%H, taglio 0.8. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete, e gli spostamenti ultimi si valutano a meno di moti rigidi del pannello

**Drift:** **Taglio limite:** nel caso di fasce, il drift per Taglio è la prima deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio. Il Taglio limite è la seconda deformazione angolare limite in caso di crisi per Taglio

**%taglio residuo:** definisce la posizione del taglio residuo (secondo tratto plastico) come % della resistenza corrispondente alla fine del tratto elastico (resistenza del primo tratto plastico), per fasce

**Duttilità PressoFl., Taglio:** specifica il moltiplicatore dello spostamento al limite elastico (corrisponde allo spostamento di prima plasticizzazione) che segna il raggiungimento dello spostamento ultimo (opzione alternativa o integrativa rispetto a Drift, secondo Parametri di Calcolo)

**Da considerare per  $\alpha_1$ :** indica se il maschio viene considerato per l'individuazione del taglio di prima plasticizzazione in analisi pushover  
**Arm.:** **Asxy, cxy, Asxz, cxz:** armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica. Queste armature riguardano solo elementi di muratura armata

**Verif.:** X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza

**PressoFl. Compl., Taglio, Sf. Norm. Traz., PressoFl. Ortog.:** X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

### Interventi

**Iniezioni, Intonaco armato, Diatoni artificiali, Ristilatura armata:** interventi che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**Altri interventi:** **Rinforzo a taglio, Precompressione, FRP, CAM, Reticolatus, Reti FRP e altro**  
 Per i parametri generali descrittivi dei vari tipi di intervento, validi per tutte le aste: si consultino i Parametri di Calcolo. I seguenti parametri caratterizzano la singola asta:

**Rinforzo a taglio:** **passo** (mm): **passo** delle barre

**Precompressione:** **Prec.vert.,or.:** tensione di precompressione orizzontale e verticale

### FRP:

#### - larghezza nastri

**PressoFl. disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro

- **passo:** interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)

- **epstd.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**Taglio: disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali

- **layout:** indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:

0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete

- **passo:** interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)

- **epstd.:** deformazione di progetto dei nastri a taglio

### FRCM:

- **Facce:** indica su quali facce del pannello murario è applicato il rinforzo: A (faccia con asse locale y entrante), B (faccia con asse locale y uscente)

#### - larghezza nastri

**PressoFl. disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro

- **passo:** interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)

- **epstd.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**Taglio: disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali

- **layout:** indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:

0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete

- **passo:** interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)

- **epstd.:** deformazione di progetto dei nastri a taglio

### CAM:

Per nastri verticali e orizzontali:

- **passo:** interasse dei nastri. Per predefinizione, la distanza dal bordo dei nastri CAM è posta pari a 150 mm

- **avvolgimenti:** numero di nastri in acciaio sovrapposti che costituiscono la singola 'armatura'

- **pretesionamento:** tensione a cui vengono tesi in opera i nastri, in modo da precomprimere la muratura

Per nastri verticali: **spigoli ad alte prestazioni:** è possibile rinforzare gli spigoli utilizzando il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

Per nastri orizzontali: **tipo migliorato:** è possibile utilizzare il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

- **foratura a quinconce:** caratterizza una particolare tecnica di collegamento dei nastri in acciaio fra le due facce della parete, ed ha effetto sul confinamento della muratura

### Reticolatus:

- **passo trefoli verticali, orizzontali:** passo delle armature

### Reti FRP e altro:

Queste tipologie di intervento (fra cui rientrano i rinforzi con intonaco armato con GRFP) vengono descritte dai valori dei parametri meccanici e di resistenza corrispondenti ad una 'muratura equivalente'

## 7. Dati ASTE

Legenda Tipologie:

M = Maschio in mur.ordinaria

T = Trave

S = Striscia

F = Sottofinestra

K = Link rigido

P = Pilastro murario

B = Aste in acciaio

N°	Tipologia	Lungh.	Lungh.def.	Rig.(m)	Rig.(m)	Lungh.def.	Inf.	N°	B	H	Ang.	N°	E	G	fm	tau0
fvm0		(m)	(m)	xz	i,xz	j,xz	(m)	xy	rig.	Sez.	(m)	(m)	rot.(°)	Mat.	(N/mm²)	
1	M	3.900	3.634	0.257	0.009		3.900		17	0.530	6.385	-89.76	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
2	K	3.192	3.192	0.000	0.000	3.192	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
3	K	3.192	3.192	0.000	0.000	3.192	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
4	M	3.900	3.633	0.258	0.009		3.900		18	0.530	6.382	-89.76	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
5	K	3.191	3.191	0.000	0.000	3.191	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
6	K	3.191	3.191	0.000	0.000	3.191	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
7	F	1.000	1.000	0.000	0.000		1.000		19	0.530	2.900	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
8	S	1.000	1.000	0.000	0.000		1.000		20	0.530	0.100	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
9	M	3.900	3.900	0.000	0.000		3.900		21	0.530	4.643	-8.68	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
10	M	3.900	1.894	1.861	0.145		3.900		22	0.520	0.486	8.45	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
11	K	0.244	0.244	0.000	0.000	0.244	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
12	M	3.900	2.531	1.205	0.164		3.900		23	0.520	1.943	8.45	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
13	K	0.972	0.972	0.000	0.000	0.972	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
14	K	0.971	0.971	0.000	0.000	0.971	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
15	M	3.900	1.699	1.994	0.207		3.900		24	0.520	0.277	8.45	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
16	K	0.138	0.138	0.000	0.000	0.138	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
17	K	0.138	0.138	0.000	0.000	0.138	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
18	K	0.138	0.138	0.000	0.000	0.138	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
19	F	1.100	1.100	0.000	0.000		1.100		25	0.520	2.200	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
20	S	1.100	1.100	0.000	0.000		1.100		26	0.520	0.300	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
21	F	1.003	1.003	0.000	0.000		1.003		25	0.520	2.200	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
22	S	1.003	1.003	0.000	0.000		1.003		26	0.520	0.300	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
23	M	3.900	1.742	1.128	1.030		3.900		27	0.550	0.140	-82.07	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
24	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
25	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
26	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
27	M	3.900	2.204	0.885	0.811		3.900		28	0.550	1.260	-82.07	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
28	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
29	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
30	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
31	M	3.900	2.204	0.885	0.811		3.900		28	0.550	1.260	-82.07	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
32	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
33	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
34	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
35	M	3.900	2.641	0.670	0.589		3.900		29	0.550	1.308	-82.07	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
36	K	0.654	0.654	0.000	0.000	0.654	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
37	K	0.654	0.654	0.000	0.000	0.654	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
38	K	0.653	0.653	0.000	0.000	0.653	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000
39	F	1.300	1.300	0.000	0.000		1.300		30	0.550	1.200	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
40	S	1.300	1.300	0.000	0.000		1.300		31	0.550	1.100	0.00	3	1740	580	
2.60	0.056	0.000														
41	F	1.200	1.200	0.000	0.000		1.200		30	0.550	1.200	0.00	3	1740	580	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

104	F		0.780	0.780	0.000	0.000	0.780		42 0.200 1.250	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
105	S		0.780	0.780	0.000	0.000	0.780		43 0.200 1.290	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
106	F		0.800	0.800	0.000	0.000	0.800		42 0.200 1.250	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
107	S		0.800	0.800	0.000	0.000	0.800		43 0.200 1.290	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
108	F		0.801	0.801	0.000	0.000	0.801		42 0.200 1.250	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
109	S		0.801	0.801	0.000	0.000	0.801		43 0.200 1.290	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
110	F		0.799	0.799	0.000	0.000	0.799		42 0.200 1.250	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
111	S		0.799	0.799	0.000	0.000	0.799		43 0.200 1.290	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
112	F		0.800	0.800	0.000	0.000	0.800		42 0.200 1.250	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
113	S		0.800	0.800	0.000	0.000	0.800		43 0.200 1.290	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
114	M		3.340	3.340	0.000	0.000	3.340		44 0.250 2.345	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
115	K		1.190	1.190	0.000	0.000	1.190  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
116	M		3.140	2.571	0.000	0.569	3.140		45 0.250 1.475	90.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
117	K		0.738	0.738	0.000	0.000	0.738  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
118	K		0.737	0.737	0.000	0.000	0.737  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
119	S		0.900	0.900	0.000	0.000	0.900		46 0.250 1.140	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
120	M		4.140	4.140	0.000	0.000	4.140		47 0.300 4.127	-81.24	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
121	K		2.294	2.294	0.000	0.000	2.294  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
122	M		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		48 0.250 3.200	-8.68	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
123	K		1.599	1.599	0.000	0.000	1.599  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
124	M		5.200	2.390	0.000	2.810	5.200		49 0.250 0.264	-8.46	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
125	K		0.132	0.132	0.000	0.000	0.132  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
126	K		0.133	0.133	0.000	0.000	0.133  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
127	M		5.200	2.346	0.000	2.854	5.200		50 0.250 0.202	-8.46	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
128	K		0.101	0.101	0.000	0.000	0.101  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
129	K		0.101	0.101	0.000	0.000	0.101  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
130	S		1.152	1.152	0.000	0.000	1.152		51 0.250 3.000	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
131	M		5.836	5.836	0.000	0.000	5.836		52 0.250 2.950	81.24	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
132	K		1.605	1.605	0.000	0.000	1.605  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
133	M		5.838	5.838	0.000	0.000	5.838		53 0.250 2.954	-82.06	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
134	K		1.609	1.609	0.000	0.000	1.609  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
135	K		1.609	1.609	0.000	0.000	1.609  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
136	M		5.200	2.930	0.936	1.334	5.200		54 0.250 1.742	8.68	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
137	K		0.871	0.871	0.000	0.000	0.871  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
138	K		0.870	0.870	0.000	0.000	0.870  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
139	M		5.200	1.740	1.484	1.976	5.200		55 0.250 0.458	8.68	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
140	K		0.229	0.229	0.000	0.000	0.229  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
141	K		0.229	0.229	0.000	0.000	0.229  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
142	F		1.000	1.000	0.000	0.000	1.000		56 0.250 1.820	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
143	S		1.000	1.000	0.000	0.000	1.000		57 0.250 2.380	0.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
144	M		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		58 0.250 1.731	8.46	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
145	K		0.865	0.865	0.000	0.000	0.865  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
146	M		4.140	4.140	0.000	0.000	4.140		59 0.300 4.152	81.12	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
147	K		2.304	2.304	0.000	0.000	2.304  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
148	K		2.304	2.304	0.000	0.000	2.304  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
149	M		3.140	3.140	0.000	0.000	3.140		60 0.250 1.167	-8.70	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
150	K		0.584	0.584	0.000	0.000	0.584  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
151	K		0.583	0.583	0.000	0.000	0.583  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
152	M		7.134	7.134	0.000	0.000	7.134		48 0.250 3.200	81.24	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
153	K		1.731	1.731	0.000	0.000	1.731  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
154	M		8.148	8.148	0.000	0.000	8.148		61 0.250 1.699	81.24	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
155	K		0.920	0.920	0.000	0.000	0.920  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
156	M		8.150	8.150	0.000	0.000	8.150		62 0.250 1.695	-82.06	7	2960	740
3.00	0.180 0.180												
157	K		0.917	0.917	0.000	0.000	0.917  X		102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00	0.000 0.000
158	M		7.137	7.137	0.000	0.000	7.137		48 0.250 3.200	-82.06	7	2960	740



STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

274	T	6.121	6.121	0.000	0.000	6.121		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
275	T	6.168	6.168	0.000	0.000	6.168		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
276	T	6.319	6.319	0.000	0.000	6.319		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
277	T	6.379	6.379	0.000	0.000	6.379		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
278	T	6.722	6.722	0.000	0.000	6.722		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
279	T	6.802	6.802	0.000	0.000	6.802		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
280	T	6.921	6.921	0.000	0.000	6.921		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
281	T	7.014	7.014	0.000	0.000	7.014		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
282	T	7.120	7.120	0.000	0.000	7.120		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
283	T	7.225	7.225	0.000	0.000	7.225		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
284	T	7.319	7.319	0.000	0.000	7.319		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
285	T	7.436	7.436	0.000	0.000	7.436		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
286	T	7.518	7.518	0.000	0.000	7.518		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
287	T	7.648	7.648	0.000	0.000	7.648		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
288	T	7.920	7.920	0.000	0.000	7.920		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
289	T	8.073	8.073	0.000	0.000	8.073		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
290	T	2.715	2.715	0.000	0.000	2.715		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
291	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
292	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
293	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
294	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
295	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
296	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
297	T	1.107	1.107	0.000	0.000	1.107		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
298	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
299	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
300	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
301	T	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
302	T	1.348	1.348	0.000	0.000	1.348		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
303	T	7.286	7.286	0.000	0.000	7.286		15 0.300 0.600	0.00	1	31000 13000	20.00 0.000 0.000
0.00	0.000 0.000											
304	T	8.016	8.016	0.000	0.000	8.016		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
305	T	2.794	2.794	0.000	0.000	2.794		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
306	T	1.159	1.159	0.000	0.000	1.159		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
307	T	8.151	8.151	0.000	0.000	8.151		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
308	T	6.749	6.749	0.000	0.000	6.749		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
309	T	6.681	6.681	0.000	0.000	6.681		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
310	T	1.400	1.400	0.000	0.000	1.400		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
311	T	7.813	7.813	0.000	0.000	7.813		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
312	T	7.817	7.817	0.000	0.000	7.817		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
313	T	1.682	1.682	0.000	0.000	1.682		13 0.200 0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000 0.000											
314	P	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180											
315	P	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180											
316	P	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180 0.180											

317	P		6.750	6.750	0.000	0.000	6.750		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
318	P		6.420	6.420	0.000	0.000	6.420		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
319	P		6.070	6.070	0.000	0.000	6.070		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
320	P		5.740	5.740	0.000	0.000	5.740		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
321	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
322	P		5.020	5.020	0.000	0.000	5.020		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
323	P		4.610	4.610	0.000	0.000	4.610		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
324	P		4.200	4.200	0.000	0.000	4.200		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
325	P		3.800	3.800	0.000	0.000	3.800		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
326	P		3.140	3.140	0.000	0.000	3.140		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
327	P		7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
328	P		7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
329	P		7.040	7.040	0.000	0.000	7.040		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
330	P		6.750	6.750	0.000	0.000	6.750		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
331	P		6.420	6.420	0.000	0.000	6.420		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
332	P		6.070	6.070	0.000	0.000	6.070		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
333	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
334	P		5.020	5.020	0.000	0.000	5.020		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
335	P		5.740	5.740	0.000	0.000	5.740		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
336	P		4.200	4.200	0.000	0.000	4.200		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
337	P		3.800	3.800	0.000	0.000	3.800		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
338	P		3.800	3.800	0.000	0.000	3.800		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
339	P		3.140	3.140	0.000	0.000	3.140		6 0.250 0.450	-90.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
340	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		7 0.530 1.200	-90.00	3	1740	580
2.60	0.056	0.000											
341	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		7 0.530 1.200	-90.00	3	1740	580
2.60	0.056	0.000											
342	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		8 0.400 0.400	-97.95	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
343	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		8 0.400 0.400	-98.45	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
344	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		8 0.400 0.400	-82.05	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
345	P		5.200	5.200	0.000	0.000	5.200		8 0.400 0.400	-82.05	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
346	P		6.472	6.472	0.000	0.000	6.472		8 0.400 0.400	-98.40	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
347	P		7.797	7.797	0.000	0.000	7.797		8 0.400 0.400	-99.10	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
348	P		7.799	7.799	0.000	0.000	7.799		8 0.400 0.400	-82.46	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
349	P		6.475	6.475	0.000	0.000	6.475		8 0.400 0.400	-82.59	7	2960	740
3.00	0.180	0.180											
350	K		0.319	0.319	0.000	0.000	0.319	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
351	K		0.025	0.025	0.000	0.000	0.025	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
352	K		2.000	2.000	0.000	0.000	2.000	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
353	K		0.451	0.451	0.000	0.000	0.451	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
354	K		0.454	0.454	0.000	0.000	0.454	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
355	K		2.710	2.710	0.000	0.000	2.710	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
356	K		0.075	0.075	0.000	0.000	0.075	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
357	K		0.020	0.020	0.000	0.000	0.020	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
358	K		0.268	0.268	0.000	0.000	0.268	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
359	K		0.268	0.268	0.000	0.000	0.268	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
360	K		0.300	0.300	0.000	0.000	0.300	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
361	K		0.262	0.262	0.000	0.000	0.262	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
362	K		0.249	0.249	0.000	0.000	0.249	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
363	K		0.237	0.237	0.000	0.000	0.237	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
364	K		0.239	0.239	0.000	0.000	0.239	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
365	K		0.231	0.231	0.000	0.000	0.231	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
366	K		0.233	0.233	0.000	0.000	0.233	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
367	K		0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	
368	K		0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 20.00 0.000 0.000	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

454	K	0.032	0.032	0.000	0.000	0.032	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
455	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
456	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
457	K	0.674	0.674	0.000	0.000	0.674	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
458	K	0.296	0.296	0.000	0.000	0.296	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
459	K	0.078	0.078	0.000	0.000	0.078	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
460	K	0.300	0.300	0.000	0.000	0.300	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
461	K	0.331	0.331	0.000	0.000	0.331	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
462	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
463	K	0.409	0.409	0.000	0.000	0.409	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
464	K	0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
465	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
466	K	0.213	0.213	0.000	0.000	0.213	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
467	K	0.417	0.417	0.000	0.000	0.417	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
468	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
469	K	0.323	0.323	0.000	0.000	0.323	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
470	K	0.307	0.307	0.000	0.000	0.307	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
471	K	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
472	K	0.300	0.300	0.000	0.000	0.300	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
473	K	1.681	1.681	0.000	0.000	1.681	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
474	K	0.619	0.619	0.000	0.000	0.619	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
475	K	1.760	1.760	0.000	0.000	1.760	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
476	K	0.533	0.533	0.000	0.000	0.533	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
477	K	0.370	0.370	0.000	0.000	0.370	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
478	K	2.300	2.300	0.000	0.000	2.300	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
479	K	2.300	2.300	0.000	0.000	2.300	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
480	K	0.897	0.897	0.000	0.000	0.897	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
481	K	0.008	0.008	0.000	0.000	0.008	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
482	T	0.011	0.011	0.000	0.000	0.000			0.011		13	0.200	0.400	0.00	5	10000	3500
0.00		0.000	0.000														
483	T	8.032	8.032	0.000	0.000	0.000			8.032		13	0.200	0.400	0.00	5	10000	3500
0.00		0.000	0.000														
484	K	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
485	K	0.020	0.020	0.000	0.000	0.020	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
486	K	0.898	0.898	0.000	0.000	0.898	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
487	S	0.618	0.618	0.000	0.000	0.000			0.618		101	0.250	0.940	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
488	S	0.682	0.682	0.000	0.000	0.000			0.682		101	0.250	0.940	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
489	S	0.675	0.675	0.000	0.000	0.000			0.675		51	0.250	3.000	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
490	S	0.677	0.677	0.000	0.000	0.000			0.677		51	0.250	3.000	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
491	S	0.753	0.753	0.000	0.000	0.000			0.753		51	0.250	3.000	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
492	S	0.798	0.798	0.000	0.000	0.000			0.798		51	0.250	3.000	0.00	7	2960	740
3.00		0.180	0.180														
493	K	0.096	0.096	0.000	0.000	0.096	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
494	K	1.504	1.504	0.000	0.000	1.504	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
495	K	0.805	0.805	0.000	0.000	0.805	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
496	K	0.066	0.066	0.000	0.000	0.066	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
497	K	0.058	0.058	0.000	0.000	0.058	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
498	K	0.260	0.260	0.000	0.000	0.260	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
499	K	1.207	1.207	0.000	0.000	1.207	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
500	K	0.612	0.612	0.000	0.000	0.612	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
501	K	0.651	0.651	0.000	0.000	0.651	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
502	K	0.018	0.018	0.000	0.000	0.018	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
503	K	0.595	0.595	0.000	0.000	0.595	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
504	K	0.036	0.036	0.000	0.000	0.036	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
505	K	0.505	0.505	0.000	0.000	0.505	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
506	K	0.035	0.035	0.000	0.000	0.035	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
507	K	0.511	0.511	0.000	0.000	0.511	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
508	K	0.588	0.588	0.000	0.000	0.588	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
509	K	0.043	0.043	0.000	0.000	0.043	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
510	K	0.337	0.337	0.000	0.000	0.337	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
511	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
512	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
513	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
514	K	0.591	0.591	0.000	0.000	0.591	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
515	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
516	K	0.589	0.589	0.000	0.000	0.589	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
517	K	0.044	0.044	0.000	0.000	0.044	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
518	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
519	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
520	K	0.257	0.257	0.000	0.000	0.257	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
521	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
522	K	1.244	1.244	0.000	0.000	1.244	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
523	K	1.239	1.239	0.000	0.000	1.239	X	102	0.000	0							

531	K	0.144	0.144	0.000	0.000	0.144	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
532	K	0.575	0.575	0.000	0.000	0.575	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
533	K	0.273	0.273	0.000	0.000	0.273	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
534	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
535	K	0.590	0.590	0.000	0.000	0.590	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
536	K	0.042	0.042	0.000	0.000	0.042	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
537	K	0.520	0.520	0.000	0.000	0.520	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
538	K	0.026	0.026	0.000	0.000	0.026	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
539	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
540	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
541	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
542	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
543	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
544	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
545	K	0.267	0.267	0.000	0.000	0.267	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
546	K	0.011	0.011	0.000	0.000	0.011	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
547	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
548	K	1.261	1.261	0.000	0.000	1.261	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
549	T	0.080	0.080	0.000	0.000	0.000			0.080		13	0.200	0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000	0.000															
550	T	8.023	8.023	0.000	0.000	0.000			8.023		13	0.200	0.400	0.00	5	10000	3500
0.00	0.000	0.000															
551	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
552	K	0.224	0.224	0.000	0.000	0.224	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
553	K	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
554	K	0.859	0.859	0.000	0.000	0.859	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
555	K	0.006	0.006	0.000	0.000	0.006	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
556	K	1.606	1.606	0.000	0.000	1.606	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
557	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
558	K	1.732	1.732	0.000	0.000	1.732	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
559	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
560	K	1.170	1.170	0.000	0.000	1.170	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
561	S	0.790	0.790	0.000	0.000	0.000			0.790		101	0.250	0.940	0.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180															
562	S	0.508	0.508	0.000	0.000	0.000			0.508		101	0.250	0.940	0.00	7	2960	740
3.00	0.180	0.180															
563	K	0.078	0.078	0.000	0.000	0.078	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
564	K	0.142	0.142	0.000	0.000	0.142	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
565	T	1.761	1.761	0.000	0.000	1.761		12	0.500	0.900	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
566	T	10.354	10.354	0.000	0.000	10.354		12	0.500	0.900	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
567	T	1.764	1.764	0.000	0.000	1.764		12	0.500	0.900	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
568	B	14.726	14.726	0.000	0.000	14.726		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
569	B	14.781	14.781	0.000	0.000	14.781		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
570	B	13.987	13.987	0.000	0.000	13.987		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
571	B	13.617	13.617	0.000	0.000	13.617		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
572	B	13.248	13.248	0.000	0.000	13.248		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
573	B	12.879	12.879	0.000	0.000	12.879		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
574	B	12.509	12.509	0.000	0.000	12.509		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
575	B	12.493	12.493	0.000	0.000	12.493		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
576	B	11.771	11.771	0.000	0.000	11.771		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
577	B	11.404	11.404	0.000	0.000	11.404		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
578	B	11.771	11.771	0.000	0.000	11.771		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
579	B	12.140	12.140	0.000	0.000	12.140		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
580	B	12.509	12.509	0.000	0.000	12.509		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
581	B	12.879	12.879	0.000	0.000	12.879		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
582	B	13.248	13.248	0.000	0.000	13.248		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
583	B	14.492	14.492	0.000	0.000	14.492		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
584	B	14.832	14.832	0.000	0.000	14.832		16	0.014	0.000	0.00	2	210000	80769			
0.00	0.000	0.000															
585	K	0.635	0.635	0.000	0.000	0.635	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
586	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
587	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
588	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
589	K	0.173	0.173	0.000	0.000	0.173	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
590	K	0.174	0.174	0.000	0.000	0.174	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
591	K	0.312	0.312	0.000	0.000	0.312	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
592	K	0.633	0.633	0.000	0.000	0.633	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
593	K	0.734	0.734	0.000	0.000	0.734	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
594	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000

595	K	0.813	0.813	0.000	0.000	0.813	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
596	K	0.812	0.812	0.000	0.000	0.812	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
597	K	0.811	0.811	0.000	0.000	0.811	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
598	K	0.811	0.811	0.000	0.000	0.811	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
599	K	1.499	1.499	0.000	0.000	1.499	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
600	K	1.498	1.498	0.000	0.000	1.498	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
601	K	0.513	0.513	0.000	0.000	0.513	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
602	K	0.513	0.513	0.000	0.000	0.513	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
603	K	3.397	3.397	0.000	0.000	3.397	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
604	K	0.609	0.609	0.000	0.000	0.609	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
605	K	0.203	0.203	0.000	0.000	0.203	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
606	K	0.203	0.203	0.000	0.000	0.203	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
607	K	1.014	1.014	0.000	0.000	1.014	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
608	K	1.013	1.013	0.000	0.000	1.013	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
609	K	0.812	0.812	0.000	0.000	0.812	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
610	K	0.802	0.802	0.000	0.000	0.802	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
611	K	0.987	0.987	0.000	0.000	0.987	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
612	K	0.988	0.988	0.000	0.000	0.988	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
613	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
614	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
615	K	0.799	0.799	0.000	0.000	0.799	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
616	K	0.582	0.582	0.000	0.000	0.582	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
617	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
618	K	0.810	0.810	0.000	0.000	0.810	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
619	K	6.511	6.511	0.000	0.000	6.511	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
620	K	6.316	6.316	0.000	0.000	6.316	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
621	K	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
622	K	0.454	0.454	0.000	0.000	0.454	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
623	K	2.710	2.710	0.000	0.000	2.710	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
624	K	0.075	0.075	0.000	0.000	0.075	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
625	K	0.020	0.020	0.000	0.000	0.020	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
626	K	0.231	0.231	0.000	0.000	0.231	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
627	K	0.233	0.233	0.000	0.000	0.233	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
628	K	0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
629	K	0.753	0.753	0.000	0.000	0.753	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
630	K	0.798	0.798	0.000	0.000	0.798	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
631	K	1.207	1.207	0.000	0.000	1.207	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
632	K	0.595	0.595	0.000	0.000	0.595	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
633	K	0.036	0.036	0.000	0.000	0.036	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
634	K	0.035	0.035	0.000	0.000	0.035	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
635	K	0.511	0.511	0.000	0.000	0.511	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
636	K	0.588	0.588	0.000	0.000	0.588	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
637	K	0.043	0.043	0.000	0.000	0.043	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
638	K	0.591	0.591	0.000	0.000	0.591	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
639	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
640	K	0.589	0.589	0.000	0.000	0.589	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
641	K	0.044	0.044	0.000	0.000	0.044	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
642	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
643	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
644	K	0.273	0.273	0.000	0.000	0.273	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
645	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
646	K	0.590	0.590	0.000	0.000	0.590	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000
647	K	0.042	0.042	0.000	0.000	0.042	X	102	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	20.00	0.000	0.000

N°	fhm	%K elast.	q lim	Nodo		Vinc.		G.Inc.		G.Inc.	Resist.	Res.traz.:	Drift(%)		
%taglio		(rig.fess.)	(N/mm^2)	i	j	i	j	ixy	ixz	traz. (kN)	gammaM	PressoFl.	Taglio	Tag.lim.	residuo
0	1	1.30	100	0.000	1	2	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	2	10.00	100	0.000	1	3	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	3	10.00	100	0.000	2	5	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	4	1.30	100	0.000	6	7	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	5	10.00	100	0.000	8	6	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	6	10.00	100	0.000	9	7	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60	7	1.30	100	0.000	3	8	inc	000000	1.000000	1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	8	1.30	100	0.000	5	9	inc	000000	1.000000	1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0	9	1.30	100	0.000	11	12	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	10	1.30	100	0.000	14	15	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	11	10.00	100	0.000	14	16	inc	000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



0	12  1.30	100	0.000	18	19	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	13 10.00	100	0.000	20	18	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	14 10.00	100	0.000	18	21	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	15  1.30	100	0.000	24	25	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	16 10.00	100	0.000	26	24	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	17 10.00	100	0.000	27	25	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	18 10.00	100	0.000	25	28	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60	19  1.30	100	0.000	16	20	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	20  1.30	100	0.000	17	22	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	21  1.30	100	0.000	21	26	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	22  1.30	100	0.000	23	27	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0	23  1.30	100	0.000	29	30	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	24 10.00	100	0.000	29	31	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	25 10.00	100	0.000	32	30	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	26 10.00	100	0.000	30	33	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	27  1.30	100	0.000	34	35	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	28 10.00	100	0.000	36	34	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	29 10.00	100	0.000	34	37	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	30 10.00	100	0.000	35	39	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	31  1.30	100	0.000	40	41	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	32 10.00	100	0.000	42	40	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	33 10.00	100	0.000	40	43	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	34 10.00	100	0.000	44	41	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	35  1.30	100	0.000	46	47	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	36 10.00	100	0.000	48	46	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	37 10.00	100	0.000	49	47	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	38 10.00	100	0.000	47	28	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60	39  1.30	100	0.000	31	36	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	40  1.30	100	0.000	33	38	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	41  1.30	100	0.000	37	42	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	42  1.30	100	0.000	39	44	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	43  1.30	100	0.000	43	48	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	44  1.30	100	0.000	45	49	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0	45  1.30	100	0.000	50	51	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	46 10.00	100	0.000	50	52	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	47 10.00	100	0.000	13	51	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	48 10.00	100	0.000	51	53	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	49  1.30	100	0.000	54	55	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	50 10.00	100	0.000	56	54	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	51 10.00	100	0.000	54	57	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	52 10.00	100	0.000	55	59	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	53  1.30	100	0.000	60	61	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00

0	54 10.00	100	0.000	62  60  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	55 10.00	100	0.000	60  63  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	56 10.00	100	0.000	64  61  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	57  1.30	100	0.000	66  67  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	58 10.00	100	0.000	68  66  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	59 10.00	100	0.000	69  67  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	60 10.00	100	0.000	67  32  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60	61  1.30	100	0.000	52  56  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	62  1.30	100	0.000	53  58  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	63  1.30	100	0.000	57  62  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	64  1.30	100	0.000	59  64  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	65  1.30	100	0.000	63  68  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60	66  1.30	100	0.000	65  69  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0	67  1.50	100	0.000	70  71  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	68 10.00	100	0.000	72  71  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	69 10.00	100	0.000	71  73  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	70  1.50	100	0.000	74  75  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	71 10.00	100	0.000	76  75  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	72 10.00	100	0.000	75  77  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	73  1.50	100	0.000	78  79  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	74 10.00	100	0.000	80  79  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	75 10.00	100	0.000	79  81  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	76  1.50	100	0.000	82  83  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	77 10.00	100	0.000	82  84  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	78 10.00	100	0.000	85  83  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	79 10.00	100	0.000	83  86  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	80  1.50	100	0.000	87  88  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	81 10.00	100	0.000	89  87  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	82 10.00	100	0.000	87  90  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	83 10.00	100	0.000	91  88  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	84 10.00	100	0.000	88  92  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	85  1.50	100	0.000	93  94  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	86 10.00	100	0.000	95  93  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	87 10.00	100	0.000	93  96  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	88 10.00	100	0.000	97  94  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	89 10.00	100	0.000	94  98  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	90  1.50	100	0.000	99 100  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	91 10.00	100	0.000	101  99  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	92 10.00	100	0.000	99 102  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	93 10.00	100	0.000	103 100  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	94 10.00	100	0.000	100 104  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0	95  1.50	100	0.000	105 106  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0	96 10.00	100	0.000	107 105  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

0  97  10.00	100	0.000	105  108	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0  98  10.00	100	0.000	109  106	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  99  10.00	100	0.000	106  110	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  100  1.50	100	0.000	111  112	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  101  10.00	100	0.000	113  111	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0  102  10.00	100	0.000	114  112	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  103  10.00	100	0.000	112  80	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60  104  1.50	100	0.000	84  89	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  105  1.50	100	0.000	86  91	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  106  1.50	100	0.000	90  95	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  107  1.50	100	0.000	92  97	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  108  1.50	100	0.000	96  101	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  109  1.50	100	0.000	98  103	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  110  1.50	100	0.000	102  107	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  111  1.50	100	0.000	104  109	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  112  1.50	100	0.000	108  113	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60  113  1.50	100	0.000	110  114	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0  114  1.50	100	0.000	115  116	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  115  10.00	100	0.000	117  116	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  116  1.50	100	0.000	118  119	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  117  10.00	100	0.000	117  119	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  118  10.00	100	0.000	119  120	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60  119  1.50	100	0.000	120  121	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0  120  1.50	100	0.000	122  123	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  121  10.00	100	0.000	123  125	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  122  1.50	100	0.000	126  127	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  123  10.00	100	0.000	128  127	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  124  1.50	100	0.000	130  131	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  125  10.00	100	0.000	132  131	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  126  10.00	100	0.000	131  133	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  127  1.50	100	0.000	134  135	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  128  10.00	100	0.000	136  135	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  129  10.00	100	0.000	135  128	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
60  130  1.50	100	0.000	133  136	inc	000000  1.000000  1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
0  131  1.50	100	0.000	137  138	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  132  10.00	100	0.000	132  138	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  133  1.50	100	0.000	140  141	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  134  10.00	100	0.000	142  141	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  135  10.00	100	0.000	141  143	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0  136  1.50	100	0.000	144  145	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0  137  10.00	100	0.000	144  146	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0  138  10.00	100	0.000	147  145	inc	000000  1.000000  1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

139  1.50	100	0.000	149 150	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
140 10.00	100	0.000	151 149	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
141 10.00	100	0.000	152 150	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
142  1.50	100	0.000	146 151	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
143  1.50	100	0.000	148 152	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
144  1.50	100	0.000	154 155	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
145 10.00	100	0.000	142 155	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
146  1.50	100	0.000	156 157	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
147 10.00	100	0.000	158 157	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
148 10.00	100	0.000	157 159	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
149  1.50	100	0.000	160 161	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
150 10.00	100	0.000	162 161	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
151 10.00	100	0.000	161 159	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
152  1.50	100	0.000	163 164	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
153 10.00	100	0.000	139 164	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
154  1.50	100	0.000	166 167	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
155 10.00	100	0.000	165 167	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
156  1.50	100	0.000	168 169	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
157 10.00	100	0.000	170 169	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
158  1.50	100	0.000	171 172	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
159 10.00	100	0.000	143 172	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
160 10.00	100	0.000	172 170	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
161  1.50	100	0.000	173 174	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
162 10.00	100	0.000	175 174	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
163  1.50	100	0.000	177 178	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
164  1.50	100	0.000	180 181	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
165  1.50	100	0.000	183 184	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
166 10.00	100	0.000	185 184	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
167  1.50	100	0.000	186 187	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
168 10.00	100	0.000	179 187	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
169  1.50	100	0.000	188 189	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
170 10.00	100	0.000	176 189	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
171 10.00	100	0.000	189 190	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
172  1.50	100	0.000	191 192	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
173 10.00	100	0.000	193 192	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
174  1.50	100	0.000	195 196	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
175 10.00	100	0.000	194 196	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
176  1.50	100	0.000	198 199	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
177 10.00	100	0.000	197 199	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
178  1.50	100	0.000	201 202	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
179 10.00	100	0.000	200 202	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
180  1.50	100	0.000	204 205	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
181 10.00	100	0.000	203 205	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

0													
182  1.50	100	0.000	207 208	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
183 10.00	100	0.000	206 208	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
184 10.00	100	0.000	208 209	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
185  1.50	100	0.000	210 211	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
186 10.00	100	0.000	212 211	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
187  1.50	100	0.000	213 214	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
188 10.00	100	0.000	215 214	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
189 10.00	100	0.000	214 124	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
190  1.50	100	0.000	216 217	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
191 10.00	100	0.000	217 219	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
192  1.50	100	0.000	220 221	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
193 10.00	100	0.000	222 221	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
194  1.50	100	0.000	223 224	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
195 10.00	100	0.000	225 224	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
196  1.50	100	0.000	226 227	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
197 10.00	100	0.000	228 227	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
198  1.50	100	0.000	229 230	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
199 10.00	100	0.000	231 230	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
200  1.50	100	0.000	232 233	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
201 10.00	100	0.000	234 233	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
202  1.50	100	0.000	235 236	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
203 10.00	100	0.000	237 236	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
204 10.00	100	0.000	236 238	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
205  1.50	100	0.000	239 240	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
206 10.00	100	0.000	241 240	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
207  1.50	100	0.000	242 243	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
208 10.00	100	0.000	244 243	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
209  1.50	100	0.000	245 246	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
210 10.00	100	0.000	244 246	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
211  1.50	100	0.000	247 248	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
212  1.50	100	0.000	250 251	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
213 10.00	100	0.000	249 251	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
214  1.50	100	0.000	253 254	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
215  1.50	100	0.000	255 256	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
216 10.00	100	0.000	257 256	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
217 10.00	100	0.000	256 258	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
218  1.50	100	0.000	259 260	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
219 10.00	100	0.000	261 260	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
220 10.00	100	0.000	260 262	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
221  1.30	100	0.000	263 264	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00			
0													
222 10.00	100	0.000	263 265	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
223 10.00	100	0.000	266 264	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													

224 10.00	100	0.000	264 267	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
225 1.30	100	0.000	268 269	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
226 10.00	100	0.000	270 268	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
227 10.00	100	0.000	271 269	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
228 10.00	100	0.000	269 257	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
229 1.50	100	0.000	262 266	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
230 1.30	100	0.000	265 270	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
231 1.30	100	0.000	267 271	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
232 1.50	100	0.000	272 273	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
233 10.00	100	0.000	272 274	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
234 10.00	100	0.000	275 273	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
235 10.00	100	0.000	273 276	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
236 1.50	100	0.000	277 278	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
237 10.00	100	0.000	279 277	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
238 10.00	100	0.000	277 280	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
239 10.00	100	0.000	281 278	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
240 10.00	100	0.000	278 282	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
241 1.50	100	0.000	274 279	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
242 1.50	100	0.000	276 281	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
244 1.50	100	0.000	282 283	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
245 1.50	100	0.000	285 286	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
246 10.00	100	0.000	287 286	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
247 10.00	100	0.000	286 288	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
248 1.50	100	0.000	289 290	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
249 10.00	100	0.000	291 289	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
250 10.00	100	0.000	292 290	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
251 10.00	100	0.000	290 293	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
253 1.50	100	0.000	295 292	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
254 1.50	100	0.000	296 297	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
255 10.00	100	0.000	298 297	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
256 10.00	100	0.000	297 299	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
257 1.50	100	0.000	258 298	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
258 1.50	100	0.000	300 301	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
259 10.00	100	0.000	302 301	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
260 10.00	100	0.000	301 72	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
261 1.50	100	0.000	303 304	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00
0										
262 10.00	100	0.000	73 304	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
263 10.00	100	0.000	304 77	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
264 0.00	100	0.000	305 306	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
265 0.00	100	0.000	306 307	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
266 0.00	100	0.000	308 309	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
267 0.00	100	0.000	310 308	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
268 0.00	100	0.000	311 312	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

0														
269  0.00	100	0.000	313 311	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
270  0.00	100	0.000	314 315	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
271  0.00	100	0.000	316 314	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
272  0.00	100	0.000	317 318	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
273  0.00	100	0.000	319 317	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
274  0.00	100	0.000	320 321	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
275  0.00	100	0.000	322 320	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
276  0.00	100	0.000	323 324	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
277  0.00	100	0.000	325 323	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
278  0.00	100	0.000	326 327	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
279  0.00	100	0.000	328 326	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
280  0.00	100	0.000	329 330	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
281  0.00	100	0.000	331 329	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
282  0.00	100	0.000	332 333	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
283  0.00	100	0.000	334 332	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
284  0.00	100	0.000	335 336	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
285  0.00	100	0.000	337 335	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
286  0.00	100	0.000	338 339	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
287  0.00	100	0.000	340 338	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
288  0.00	100	0.000	341 342	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
289  0.00	100	0.000	343 341	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
290  0.00	100	0.000	306 344	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
291  0.00	100	0.000	306 308	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
292  0.00	100	0.000	308 311	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
293  0.00	100	0.000	311 314	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
294  0.00	100	0.000	314 317	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
295  0.00	100	0.000	317 320	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
296  0.00	100	0.000	320 323	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
297  0.00	100	0.000	323 345	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
298  0.00	100	0.000	326 329	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
299  0.00	100	0.000	329 332	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
300  0.00	100	0.000	332 335	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
301  0.00	100	0.000	335 338	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
302  0.00	100	0.000	338 346	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
303  10.00	100	0.000	347 348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
304  0.00	100	0.000	349 350	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
305  0.00	100	0.000	349 351	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
306  0.00	100	0.000	346 341	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
307  0.00	100	0.000	354 355	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
308  0.00	100	0.000	356 345	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
309  0.00	100	0.000	345 357	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														
310  0.00	100	0.000	345 326	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
0														

311  0.00	100	0.000	358 344  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
312  0.00	100	0.000	344 359  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
313  0.00	100	0.000	344 349  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
314  1.50	100	0.000	360 307  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
315  1.50	100	0.000	361 309  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
316  1.50	100	0.000	362 312  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
317  1.50	100	0.000	363 315  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
318  1.50	100	0.000	364 318  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
319  1.50	100	0.000	365 321  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
320  1.50	100	0.000	366 324  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
321  1.50	100	0.000	367 328  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
322  1.50	100	0.000	368 331  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
323  1.50	100	0.000	369 333  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
324  1.50	100	0.000	370 336  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
325  1.50	100	0.000	371 339  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
326  1.50	100	0.000	372 342  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
327  1.50	100	0.000	373 305  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
328  1.50	100	0.000	374 310  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
329  1.50	100	0.000	375 313  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
330  1.50	100	0.000	376 316  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
331  1.50	100	0.000	377 319  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
332  1.50	100	0.000	378 379  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
333  1.50	100	0.000	380 327  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
334  1.50	100	0.000	381 330  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
335  1.50	100	0.000	382 325  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
336  1.50	100	0.000	383 334  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
337  1.50	100	0.000	384 337  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
338  1.50	100	0.000	385 340  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
339  1.50	100	0.000	386 343  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
340  1.30	100	0.000	387 388  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
341  1.30	100	0.000	389 390  inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
342  1.50	100	0.000	391 392  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
343  1.50	100	0.000	393 394  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
344  1.50	100	0.000	395 396  inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
345  1.50	100	0.000	397 350  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
346  1.50	100	0.000	398 399  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
347  1.50	100	0.000	400 401  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
348  1.50	100	0.000	402 403  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
349  1.50	100	0.000	404 405  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0									
350  10.00	100	0.000	81 302  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
351  10.00	100	0.000	85 121  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
352  10.00	100	0.000	302 158  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0									
353  10.00	100	0.000	293 406  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



0												
354 10.00	100	0.000	218 293	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
355 10.00	100	0.000	299 407	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
356 10.00	100	0.000	261 283	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
357 10.00	100	0.000	288 295	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
358 10.00	100	0.000	353 346	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
359 10.00	100	0.000	355 346	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
360 10.00	100	0.000	302 348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
361 10.00	100	0.000	307 408	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
362 10.00	100	0.000	309 409	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
363 10.00	100	0.000	312 410	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
364 10.00	100	0.000	312 252	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
365 10.00	100	0.000	315 411	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
366 10.00	100	0.000	315 249	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
367 10.00	100	0.000	318 412	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
368 10.00	100	0.000	321 244	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
369 10.00	100	0.000	324 237	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
370 10.00	100	0.000	324 413	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
371 10.00	100	0.000	328 414	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
372 10.00	100	0.000	328 194	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
373 10.00	100	0.000	331 415	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
374 10.00	100	0.000	331 197	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
375 10.00	100	0.000	333 228	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
376 10.00	100	0.000	333 416	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
377 10.00	100	0.000	336 225	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
378 10.00	100	0.000	336 417	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
379 10.00	100	0.000	339 218	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
380 10.00	100	0.000	339 418	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
381 10.00	100	0.000	342 215	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
382 10.00	100	0.000	342 419	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
383 10.00	100	0.000	305 420	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
384 10.00	100	0.000	310 421	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
385 10.00	100	0.000	313 182	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
386 10.00	100	0.000	313 422	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
387 10.00	100	0.000	316 185	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
388 10.00	100	0.000	316 423	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
389 10.00	100	0.000	319 424	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
390 10.00	100	0.000	319 179	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
391 10.00	100	0.000	379 322	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
392 10.00	100	0.000	379 425	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
393 10.00	100	0.000	327 234	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
394 10.00	100	0.000	327 426	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												
395 10.00	100	0.000	330 231	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0												

396 10.00	100	0.000	330 427	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
397 10.00	100	0.000	325 428	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
398 10.00	100	0.000	325 176	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
399 10.00	100	0.000	334 429	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
400 10.00	100	0.000	334 200	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
401 10.00	100	0.000	337 430	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
402 10.00	100	0.000	337 203	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
403 10.00	100	0.000	340 431	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
404 10.00	100	0.000	340 206	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
405 10.00	100	0.000	343 162	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
406 10.00	100	0.000	343 432	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
407 10.00	100	0.000	392 129	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
408 10.00	100	0.000	392 433	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
409 10.00	100	0.000	394 128	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
410 10.00	100	0.000	394 434	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
411 10.00	100	0.000	396 435	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
412 10.00	100	0.000	396 153	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
413 10.00	100	0.000	350 147	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
414 10.00	100	0.000	350 436	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
415 10.00	100	0.000	399 437	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
416 10.00	100	0.000	399 139	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
417 10.00	100	0.000	401 438	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
418 10.00	100	0.000	401 165	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
419 10.00	100	0.000	403 170	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
420 10.00	100	0.000	405 143	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
421 10.00	100	0.000	12 439	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
422 10.00	100	0.000	439  4	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
423 10.00	100	0.000	126 439	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
424 10.00	100	0.000	13 440	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
425 10.00	100	0.000	134 440	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
426 10.00	100	0.000	137  53	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
427 10.00	100	0.000	137  58	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
428 10.00	100	0.000	140  45	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
429 10.00	100	0.000	140  49	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
430 10.00	100	0.000	22 441	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
431 10.00	100	0.000	441  19	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
432 10.00	100	0.000	144 441	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
433 10.00	100	0.000	15 442	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
434 10.00	100	0.000	442  17	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
435 10.00	100	0.000	149 442	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
436 10.00	100	0.000	154  23	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
437 10.00	100	0.000	154  27	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
438 10.00	100	0.000	163  59	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

0													
439 10.00	100	0.000	163	64	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
440 10.00	100	0.000	166	65	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
441 10.00	100	0.000	166	69	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
442 10.00	100	0.000	168	33	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
443 10.00	100	0.000	168	38	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
444 10.00	100	0.000	171	39	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
445 10.00	100	0.000	171	44	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
446 10.00	100	0.000	7	387	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
447 10.00	100	0.000	387	10	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
448 10.00	100	0.000	4	389	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
449 10.00	100	0.000	389	2	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
450 10.00	100	0.000	393	443	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
451 10.00	100	0.000	440	443	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
452 10.00	100	0.000	443	12	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
453 10.00	100	0.000	395	444	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
454 10.00	100	0.000	10	444	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
455 10.00	100	0.000	444	15	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
456 10.00	100	0.000	397	445	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
457 10.00	100	0.000	19	445	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
458 10.00	100	0.000	445	23	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
459 10.00	100	0.000	398	446	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
460 10.00	100	0.000	58	446	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
461 10.00	100	0.000	446	55	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
462 10.00	100	0.000	400	447	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
463 10.00	100	0.000	61	447	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
464 10.00	100	0.000	447	65	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
465 10.00	100	0.000	402	448	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
466 10.00	100	0.000	38	448	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
467 10.00	100	0.000	448	35	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
468 10.00	100	0.000	404	449	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
469 10.00	100	0.000	41	449	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
470 10.00	100	0.000	449	45	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
471 10.00	100	0.000	76	125	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
472 10.00	100	0.000	76	347	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
473 10.00	100	0.000	81	158	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
474 10.00	100	0.000	81	348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
475 10.00	100	0.000	124	450	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
476 10.00	100	0.000	450	123	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
477 10.00	100	0.000	451	450	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
478 10.00	100	0.000	125	347	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
479 10.00	100	0.000	158	348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													
480 10.00	100	0.000	169	452	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0													

481 10.00	100	0.000	452 351	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
482 0.00	100	0.000	352 453	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
483 0.00	100	0.000	453 353	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
484 10.00	100	0.000	454 453	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
485 10.00	100	0.000	275 287	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
486 10.00	100	0.000	167 452	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
487 1.50	100	0.000	209 354	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
488 1.50	100	0.000	354 212	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
489 1.50	100	0.000	190 356	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
490 1.50	100	0.000	356 193	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
491 1.50	100	0.000	238 357	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
492 1.50	100	0.000	357 241	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50
60										
493 10.00	100	0.000	127 358	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
494 10.00	100	0.000	358 129	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
495 10.00	100	0.000	145 359	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
496 10.00	100	0.000	359 148	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
497 10.00	100	0.000	218 406	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
498 10.00	100	0.000	406 217	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
499 10.00	100	0.000	407 252	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
500 10.00	100	0.000	408 254	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
501 10.00	100	0.000	254 409	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
502 10.00	100	0.000	409 407	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
503 10.00	100	0.000	251 410	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
504 10.00	100	0.000	410 252	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
505 10.00	100	0.000	248 411	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
506 10.00	100	0.000	411 249	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
507 10.00	100	0.000	246 412	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
508 10.00	100	0.000	243 413	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
509 10.00	100	0.000	413 237	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
510 10.00	100	0.000	192 414	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
511 10.00	100	0.000	414 194	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
512 10.00	100	0.000	196 415	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
513 10.00	100	0.000	415 197	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
514 10.00	100	0.000	230 416	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
515 10.00	100	0.000	416 228	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
516 10.00	100	0.000	227 417	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
517 10.00	100	0.000	417 225	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
518 10.00	100	0.000	224 418	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
519 10.00	100	0.000	418 218	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
520 10.00	100	0.000	221 419	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
521 10.00	100	0.000	181 420	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
522 10.00	100	0.000	420 153	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
0										
523 10.00	100	0.000	182 421	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

0													
524  10.00	100	0.000	421 181	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
525  10.00	100	0.000	184 422	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
526  10.00	100	0.000	422 182	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
527  10.00	100	0.000	187 423	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
528  10.00	100	0.000	423 185	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
529  10.00	100	0.000	178 424	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
530  10.00	100	0.000	424 179	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
531  10.00	100	0.000	175 425	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
532  10.00	100	0.000	425 178	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
533  10.00	100	0.000	240 426	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
534  10.00	100	0.000	426 234	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
535  10.00	100	0.000	233 427	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
536  10.00	100	0.000	427 231	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
537  10.00	100	0.000	174 428	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
538  10.00	100	0.000	428 176	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
539  10.00	100	0.000	199 429	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
540  10.00	100	0.000	429 200	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
541  10.00	100	0.000	202 430	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
542  10.00	100	0.000	430 203	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
543  10.00	100	0.000	205 431	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
544  10.00	100	0.000	431 206	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
545  10.00	100	0.000	211 432	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
546  10.00	100	0.000	432 162	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
547  10.00	100	0.000	129 433	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
548  10.00	100	0.000	433 408	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
549  0.00	100	0.000	128 434	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
550  0.00	100	0.000	434 349	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
551  10.00	100	0.000	455 434	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
552  10.00	100	0.000	150 435	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
553  10.00	100	0.000	435 153	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
554  10.00	100	0.000	155 436	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
555  10.00	100	0.000	436 147	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
556  10.00	100	0.000	138 437	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
557  10.00	100	0.000	437 139	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
558  10.00	100	0.000	164 438	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
559  10.00	100	0.000	438 165	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
560  10.00	100	0.000	116 451	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00			
0													
561  1.50	100	0.000	219 454	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50			
60													
562  1.50	100	0.000	454 222	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	1.50			
60													
563  10.00	100	0.000	391  4	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
564  10.00	100	0.000	130  13	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													
565  10.00	100	0.000	392 390	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
0													

566 10.00	100	0.000	390 388	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
567 10.00	100	0.000	388 396	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
568 0.00	100	0.000	342 343	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
569 0.00	100	0.000	454 354	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
570 0.00	100	0.000	339 340	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
571 0.00	100	0.000	336 337	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
572 0.00	100	0.000	333 334	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
573 0.00	100	0.000	330 331	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
574 0.00	100	0.000	327 328	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
575 0.00	100	0.000	357 356	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
576 0.00	100	0.000	324 325	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
577 0.00	100	0.000	321 379	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
578 0.00	100	0.000	318 319	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
579 0.00	100	0.000	315 316	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
580 0.00	100	0.000	312 313	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
581 0.00	100	0.000	309 310	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
582 0.00	100	0.000	307 305	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
583 0.00	100	0.000	358 359	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
584 0.00	100	0.000	394 350	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
585 10.00	100	0.000	225 224 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
586 10.00	100	0.000	228 227 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
587 10.00	100	0.000	231 230 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
588 10.00	100	0.000	234 233 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
589 10.00	100	0.000	237 236 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
590 10.00	100	0.000	236 238 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
591 10.00	100	0.000	241 240 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
592 10.00	100	0.000	244 243 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
593 10.00	100	0.000	244 246 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
594 10.00	100	0.000	249 251 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
595 10.00	100	0.000	257 256 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
596 10.00	100	0.000	256 258 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
597 10.00	100	0.000	261 260 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
598 10.00	100	0.000	260 262 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
599 10.00	100	0.000	266 264 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
600 10.00	100	0.000	264 267 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
601 10.00	100	0.000	271 269 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
602 10.00	100	0.000	269 257 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
603 10.00	100	0.000	262 266 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
604 10.00	100	0.000	267 271 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
605 10.00	100	0.000	275 273 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
606 10.00	100	0.000	273 276 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
607 10.00	100	0.000	281 278 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0										
608 10.00	100	0.000	278 282 000010 000110	0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

N°	Dutt. press.	taglio	Per alfa,1	Verif.	PressoFl. Compl.	Taglio	Sf.Norm. Traz.	PressoFl. Ortog.	FRP: Largh. nastri (mm)
----	-----------------	--------	---------------	--------	---------------------	--------	-------------------	---------------------	----------------------------

1	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
2	0.00	0.00	X						0
3	0.00	0.00	X						0
4	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
5	0.00	0.00	X						0
6	0.00	0.00	X						0
7	0.00	0.00	X	X	X	X			0
8	0.00	0.00	X	X	X	X			0
9	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
10	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
11	0.00	0.00	X						0
12	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
13	0.00	0.00	X						0
14	0.00	0.00	X						0
15	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
16	0.00	0.00	X						0
17	0.00	0.00	X						0
18	0.00	0.00	X						0
19	0.00	0.00	X	X	X	X			0
20	0.00	0.00	X	X	X	X			0
21	0.00	0.00	X	X	X	X			0
22	0.00	0.00	X	X	X	X			0
23	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
24	0.00	0.00	X						0
25	0.00	0.00	X						0
26	0.00	0.00	X						0
27	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
28	0.00	0.00	X						0
29	0.00	0.00	X						0
30	0.00	0.00	X						0
31	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
32	0.00	0.00	X						0
33	0.00	0.00	X						0
34	0.00	0.00	X						0
35	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
36	0.00	0.00	X						0
37	0.00	0.00	X						0
38	0.00	0.00	X						0
39	0.00	0.00	X	X	X	X			0
40	0.00	0.00	X	X	X	X			0
41	0.00	0.00	X	X	X	X			0
42	0.00	0.00	X	X	X	X			0
43	0.00	0.00	X	X	X	X			0
44	0.00	0.00	X	X	X	X			0
45	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
46	0.00	0.00	X						0
47	0.00	0.00	X						0
48	0.00	0.00	X						0
49	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
50	0.00	0.00	X						0
51	0.00	0.00	X						0
52	0.00	0.00	X						0
53	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
54	0.00	0.00	X						0
55	0.00	0.00	X						0
56	0.00	0.00	X						0
57	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
58	0.00	0.00	X						0
59	0.00	0.00	X						0
60	0.00	0.00	X						0
61	0.00	0.00	X	X	X	X			0
62	0.00	0.00	X	X	X	X			0
63	0.00	0.00	X	X	X	X			0
64	0.00	0.00	X	X	X	X			0
65	0.00	0.00	X	X	X	X			0
66	0.00	0.00	X	X	X	X			0
67	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
68	0.00	0.00	X						0
69	0.00	0.00	X						0
70	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
71	0.00	0.00	X						0
72	0.00	0.00	X						0
73	3.00	2.00	X	X	X		X	X	0
74	0.00	0.00	X						0
75	0.00	0.00	X						0
76	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
77	0.00	0.00	X						0
78	0.00	0.00	X						0
79	0.00	0.00	X						0
80	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
81	0.00	0.00	X						0
82	0.00	0.00	X						0
83	0.00	0.00	X						0
84	0.00	0.00	X						0



85	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
86	0.00	0.00	X						0
87	0.00	0.00	X						0
88	0.00	0.00	X						0
89	0.00	0.00	X						0
90	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
91	0.00	0.00	X						0
92	0.00	0.00	X						0
93	0.00	0.00	X						0
94	0.00	0.00	X						0
95	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
96	0.00	0.00	X						0
97	0.00	0.00	X						0
98	0.00	0.00	X						0
99	0.00	0.00	X						0
100	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
101	0.00	0.00	X						0
102	0.00	0.00	X						0
103	0.00	0.00	X						0
104	0.00	0.00	X	X	X	X			0
105	0.00	0.00	X	X	X	X			0
106	0.00	0.00	X	X	X	X			0
107	0.00	0.00	X	X	X	X			0
108	0.00	0.00	X	X	X	X			0
109	0.00	0.00	X	X	X	X			0
110	0.00	0.00	X	X	X	X			0
111	0.00	0.00	X	X	X	X			0
112	0.00	0.00	X	X	X	X			0
113	0.00	0.00	X	X	X				0
114	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
115	0.00	0.00	X						0
116	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
117	0.00	0.00	X						0
118	0.00	0.00	X						0
119	0.00	0.00	X	X	X	X			0
120	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
121	0.00	0.00	X						0
122	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
123	0.00	0.00	X						0
124	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
125	0.00	0.00	X						0
126	0.00	0.00	X						0
127	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
128	0.00	0.00	X						0
129	0.00	0.00	X						0
130	0.00	0.00	X		X	X			0
131	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
132	0.00	0.00	X						0
133	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
134	0.00	0.00	X						0
135	0.00	0.00	X						0
136	3.00	2.00	X	X			X	X	0
137	0.00	0.00	X						0
138	0.00	0.00	X						0
139	3.00	2.00	X		X	X	X	X	0
140	0.00	0.00	X						0
141	0.00	0.00	X						0
142	0.00	0.00	X		X	X			0
143	0.00	0.00	X		X	X			0
144	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
145	0.00	0.00	X						0
146	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
147	0.00	0.00	X						0
148	0.00	0.00	X						0
149	3.00	2.00	X	X			X	X	0
150	0.00	0.00	X						0
151	0.00	0.00	X						0
152	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
153	0.00	0.00	X						0
154	3.00	2.00	X	X	X	X	X		0
155	0.00	0.00	X						0
156	3.00	2.00	X	X	X	X	X		0
157	0.00	0.00	X						0
158	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
159	0.00	0.00	X						0
160	0.00	0.00	X						0
161	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
162	0.00	0.00	X						0
163	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
164	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
165	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
166	0.00	0.00	X						0
167	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
168	0.00	0.00	X						0
169	3.00	2.00	X		X	X	X	X	0

170	0.00	0.00	X						0
171	0.00	0.00	X						0
172	3.00	2.00	X	X			X	X	0
173	0.00	0.00	X						0
174	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
175	0.00	0.00	X						0
176	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
177	0.00	0.00	X						0
178	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
179	0.00	0.00	X						0
180	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
181	0.00	0.00	X						0
182	3.00	2.00	X	X			X	X	0
183	0.00	0.00	X						0
184	0.00	0.00	X						0
185	3.00	2.00	X	X			X	X	0
186	0.00	0.00	X						0
187	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
188	0.00	0.00	X						0
189	0.00	0.00	X						0
190	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
191	0.00	0.00	X						0
192	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
193	0.00	0.00	X						0
194	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
195	0.00	0.00	X						0
196	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
197	0.00	0.00	X						0
198	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
199	0.00	0.00	X						0
200	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
201	0.00	0.00	X						0
202	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
203	0.00	0.00	X						0
204	0.00	0.00	X						0
205	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
206	0.00	0.00	X						0
207	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
208	0.00	0.00	X						0
209	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
210	0.00	0.00	X						0
211	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
212	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
213	0.00	0.00	X						0
214	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
215	3.00	2.00	X	X			X	X	0
216	0.00	0.00	X						0
217	0.00	0.00	X						0
218	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
219	0.00	0.00	X						0
220	0.00	0.00	X						0
221	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
222	0.00	0.00	X						0
223	0.00	0.00	X						0
224	0.00	0.00	X						0
225	3.00	2.00	X	X	X		X	X	0
226	0.00	0.00	X						0
227	0.00	0.00	X						0
228	0.00	0.00	X						0
229	0.00	0.00	X	X	X	X			0
230	0.00	0.00	X	X	X	X			0
231	0.00	0.00	X		X	X			0
232	3.00	2.00	X	X	X	X	X		0
233	0.00	0.00	X						0
234	0.00	0.00	X						0
235	0.00	0.00	X						0
236	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
237	0.00	0.00	X						0
238	0.00	0.00	X						0
239	0.00	0.00	X						0
240	0.00	0.00	X						0
241	0.00	0.00	X	X	X	X			0
242	0.00	0.00	X	X	X	X			0
244	0.00	0.00	X	X	X				0
245	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
246	0.00	0.00	X						0
247	0.00	0.00	X						0
248	3.00	2.00	X		X	X	X	X	0
249	0.00	0.00	X						0
250	0.00	0.00	X						0
251	0.00	0.00	X						0
253	0.00	0.00	X		X	X			0
254	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	0
255	0.00	0.00	X						0
256	0.00	0.00	X						0

257	0.00	0.00	X			X	X			0
258	3.00	2.00	X	X		X	X	X	X	0
259	0.00	0.00	X							0
260	0.00	0.00	X							0
261	3.00	2.00	X	X		X	X	X	X	0
262	0.00	0.00	X							0
263	0.00	0.00	X							0
264	0.00	0.00	X			X	X			0
265	0.00	0.00	X			X	X			0
266	0.00	0.00	X			X	X			0
267	0.00	0.00	X			X	X			0
268	0.00	0.00	X			X	X			0
269	0.00	0.00	X			X	X			0
270	0.00	0.00	X			X	X			0
271	0.00	0.00	X			X	X			0
272	0.00	0.00	X			X	X			0
273	0.00	0.00	X			X	X			0
274	0.00	0.00	X			X	X			0
275	0.00	0.00	X			X	X			0
276	0.00	0.00	X			X	X			0
277	0.00	0.00	X			X	X			0
278	0.00	0.00	X			X	X			0
279	0.00	0.00	X			X	X			0
280	0.00	0.00	X			X	X			0
281	0.00	0.00	X			X	X			0
282	0.00	0.00	X			X	X			0
283	0.00	0.00	X			X	X			0
284	0.00	0.00	X			X	X			0
285	0.00	0.00	X			X	X			0
286	0.00	0.00	X			X	X			0
287	0.00	0.00	X			X	X			0
288	0.00	0.00	X			X	X			0
289	0.00	0.00	X			X	X			0
290	0.00	0.00	X			X	X			0
291	0.00	0.00	X			X	X			0
292	0.00	0.00	X			X	X			0
293	0.00	0.00	X			X	X			0
294	0.00	0.00	X			X	X			0
295	0.00	0.00	X			X	X			0
296	0.00	0.00	X			X	X			0
297	0.00	0.00	X			X	X			0
298	0.00	0.00	X			X	X			0
299	0.00	0.00	X			X	X			0
300	0.00	0.00	X			X	X			0
301	0.00	0.00	X			X	X			0
302	0.00	0.00	X			X	X			0
303	0.00	0.00	X	X		X	X			0
304	0.00	0.00	X			X	X			0
305	0.00	0.00	X			X	X			0
306	0.00	0.00	X			X	X			0
307	0.00	0.00	X			X	X			0
308	0.00	0.00	X			X	X			0
309	0.00	0.00	X			X	X			0
310	0.00	0.00	X			X	X			0
311	0.00	0.00	X			X	X			0
312	0.00	0.00	X			X	X			0
313	0.00	0.00	X			X	X			0
314	0.00	0.00	X	X		X	X			0
315	0.00	0.00	X	X		X	X			0
316	0.00	0.00	X	X		X	X			0
317	0.00	0.00	X	X		X	X			0
318	0.00	0.00	X	X		X	X			0
319	0.00	0.00	X	X		X	X			0
320	0.00	0.00	X	X		X	X			0
321	0.00	0.00	X	X		X	X			0
322	0.00	0.00	X	X		X	X			0
323	0.00	0.00	X	X		X	X			0
324	0.00	0.00	X	X		X	X			0
325	0.00	0.00	X	X		X	X			0
326	0.00	0.00	X	X		X	X			0
327	0.00	0.00	X	X		X	X			0
328	0.00	0.00	X	X		X	X			0
329	0.00	0.00	X	X		X	X			0
330	0.00	0.00	X	X		X	X			0
331	0.00	0.00	X	X		X	X			0
332	0.00	0.00	X	X		X	X			0
333	0.00	0.00	X	X		X	X			0
334	0.00	0.00	X	X		X	X			0
335	0.00	0.00	X	X		X	X			0
336	0.00	0.00	X	X		X	X			0
337	0.00	0.00	X	X		X	X			0
338	0.00	0.00	X	X		X	X			0
339	0.00	0.00	X	X		X	X			0
340	0.00	0.00	X	X		X	X			0
341	0.00	0.00	X	X		X	X			0

342	0.00	0.00	X	X	X	X			300
343	0.00	0.00	X	X	X	X			0
344	0.00	0.00	X	X	X	X			300
345	0.00	0.00	X	X	X	X			0
346	0.00	0.00	X	X	X	X			0
347	0.00	0.00	X	X	X	X			0
348	0.00	0.00	X	X	X	X			0
349	0.00	0.00	X	X	X	X			0
350	0.00	0.00	X						0
351	0.00	0.00	X						0
352	0.00	0.00	X						0
353	0.00	0.00	X						0
354	0.00	0.00	X						0
355	0.00	0.00	X						0
356	0.00	0.00	X						0
357	0.00	0.00	X						0
358	0.00	0.00	X						0
359	0.00	0.00	X						0
360	0.00	0.00	X						0
361	0.00	0.00	X						0
362	0.00	0.00	X						0
363	0.00	0.00	X						0
364	0.00	0.00	X						0
365	0.00	0.00	X						0
366	0.00	0.00	X						0
367	0.00	0.00	X						0
368	0.00	0.00	X						0
369	0.00	0.00	X						0
370	0.00	0.00	X						0
371	0.00	0.00	X						0
372	0.00	0.00	X						0
373	0.00	0.00	X						0
374	0.00	0.00	X						0
375	0.00	0.00	X						0
376	0.00	0.00	X						0
377	0.00	0.00	X						0
378	0.00	0.00	X						0
379	0.00	0.00	X						0
380	0.00	0.00	X						0
381	0.00	0.00	X						0
382	0.00	0.00	X						0
383	0.00	0.00	X						0
384	0.00	0.00	X						0
385	0.00	0.00	X						0
386	0.00	0.00	X						0
387	0.00	0.00	X						0
388	0.00	0.00	X						0
389	0.00	0.00	X						0
390	0.00	0.00	X						0
391	0.00	0.00	X						0
392	0.00	0.00	X						0
393	0.00	0.00	X						0
394	0.00	0.00	X						0
395	0.00	0.00	X						0
396	0.00	0.00	X						0
397	0.00	0.00	X						0
398	0.00	0.00	X						0
399	0.00	0.00	X						0
400	0.00	0.00	X						0
401	0.00	0.00	X						0
402	0.00	0.00	X						0
403	0.00	0.00	X						0
404	0.00	0.00	X						0
405	0.00	0.00	X						0
406	0.00	0.00	X						0
407	0.00	0.00	X						0
408	0.00	0.00	X						0
409	0.00	0.00	X						0
410	0.00	0.00	X						0
411	0.00	0.00	X						0
412	0.00	0.00	X						0
413	0.00	0.00	X						0
414	0.00	0.00	X						0
415	0.00	0.00	X						0
416	0.00	0.00	X						0
417	0.00	0.00	X						0
418	0.00	0.00	X						0
419	0.00	0.00	X						0
420	0.00	0.00	X						0
421	0.00	0.00	X						0
422	0.00	0.00	X						0
423	0.00	0.00	X						0
424	0.00	0.00	X						0
425	0.00	0.00	X						0
426	0.00	0.00	X						0

427	0.00	0.00	X							0
428	0.00	0.00	X							0
429	0.00	0.00	X							0
430	0.00	0.00	X							0
431	0.00	0.00	X							0
432	0.00	0.00	X							0
433	0.00	0.00	X							0
434	0.00	0.00	X							0
435	0.00	0.00	X							0
436	0.00	0.00	X							0
437	0.00	0.00	X							0
438	0.00	0.00	X							0
439	0.00	0.00	X							0
440	0.00	0.00	X							0
441	0.00	0.00	X							0
442	0.00	0.00	X							0
443	0.00	0.00	X							0
444	0.00	0.00	X							0
445	0.00	0.00	X							0
446	0.00	0.00	X							0
447	0.00	0.00	X							0
448	0.00	0.00	X							0
449	0.00	0.00	X							0
450	0.00	0.00	X							0
451	0.00	0.00	X							0
452	0.00	0.00	X							0
453	0.00	0.00	X							0
454	0.00	0.00	X							0
455	0.00	0.00	X							0
456	0.00	0.00	X							0
457	0.00	0.00	X							0
458	0.00	0.00	X							0
459	0.00	0.00	X							0
460	0.00	0.00	X							0
461	0.00	0.00	X							0
462	0.00	0.00	X							0
463	0.00	0.00	X							0
464	0.00	0.00	X							0
465	0.00	0.00	X							0
466	0.00	0.00	X							0
467	0.00	0.00	X							0
468	0.00	0.00	X							0
469	0.00	0.00	X							0
470	0.00	0.00	X							0
471	0.00	0.00	X							0
472	0.00	0.00	X							0
473	0.00	0.00	X							0
474	0.00	0.00	X							0
475	0.00	0.00	X							0
476	0.00	0.00	X							0
477	0.00	0.00	X							0
478	0.00	0.00	X							0
479	0.00	0.00	X							0
480	0.00	0.00	X							0
481	0.00	0.00	X							0
482	0.00	0.00	X		X		X			0
483	0.00	0.00	X		X		X			0
484	0.00	0.00	X							0
485	0.00	0.00	X							0
486	0.00	0.00	X							0
487	0.00	0.00	X		X		X			0
488	0.00	0.00	X		X		X			0
489	0.00	0.00	X		X		X			0
490	0.00	0.00	X		X		X			0
491	0.00	0.00	X		X		X			0
492	0.00	0.00	X		X		X			0
493	0.00	0.00	X							0
494	0.00	0.00	X							0
495	0.00	0.00	X							0
496	0.00	0.00	X							0
497	0.00	0.00	X							0
498	0.00	0.00	X							0
499	0.00	0.00	X							0
500	0.00	0.00	X							0
501	0.00	0.00	X							0
502	0.00	0.00	X							0
503	0.00	0.00	X							0
504	0.00	0.00	X							0
505	0.00	0.00	X							0
506	0.00	0.00	X							0
507	0.00	0.00	X							0
508	0.00	0.00	X							0
509	0.00	0.00	X							0
510	0.00	0.00	X							0
511	0.00	0.00	X							0

512	0.00	0.00	X							0
513	0.00	0.00	X							0
514	0.00	0.00	X							0
515	0.00	0.00	X							0
516	0.00	0.00	X							0
517	0.00	0.00	X							0
518	0.00	0.00	X							0
519	0.00	0.00	X							0
520	0.00	0.00	X							0
521	0.00	0.00	X							0
522	0.00	0.00	X							0
523	0.00	0.00	X							0
524	0.00	0.00	X							0
525	0.00	0.00	X							0
526	0.00	0.00	X							0
527	0.00	0.00	X							0
528	0.00	0.00	X							0
529	0.00	0.00	X							0
530	0.00	0.00	X							0
531	0.00	0.00	X							0
532	0.00	0.00	X							0
533	0.00	0.00	X							0
534	0.00	0.00	X							0
535	0.00	0.00	X							0
536	0.00	0.00	X							0
537	0.00	0.00	X							0
538	0.00	0.00	X							0
539	0.00	0.00	X							0
540	0.00	0.00	X							0
541	0.00	0.00	X							0
542	0.00	0.00	X							0
543	0.00	0.00	X							0
544	0.00	0.00	X							0
545	0.00	0.00	X							0
546	0.00	0.00	X							0
547	0.00	0.00	X							0
548	0.00	0.00	X							0
549	0.00	0.00	X		X		X			0
550	0.00	0.00	X		X		X			0
551	0.00	0.00	X							0
552	0.00	0.00	X							0
553	0.00	0.00	X							0
554	0.00	0.00	X							0
555	0.00	0.00	X							0
556	0.00	0.00	X							0
557	0.00	0.00	X							0
558	0.00	0.00	X							0
559	0.00	0.00	X							0
560	0.00	0.00	X							0
561	0.00	0.00	X		X		X			0
562	0.00	0.00	X		X		X			0
563	0.00	0.00	X							0
564	0.00	0.00	X							0
565	0.00	0.00	X	X	X		X			0
566	0.00	0.00	X	X	X		X			0
567	0.00	0.00	X	X	X		X			0
568	0.00	0.00	X	X	X					0
569	0.00	0.00	X	X	X					0
570	0.00	0.00	X	X	X					0
571	0.00	0.00	X	X	X					0
572	0.00	0.00	X	X	X					0
573	0.00	0.00	X	X	X					0
574	0.00	0.00	X	X	X					0
575	0.00	0.00	X	X	X					0
576	0.00	0.00	X	X	X					0
577	0.00	0.00	X	X	X					0
578	0.00	0.00	X	X	X					0
579	0.00	0.00	X	X	X					0
580	0.00	0.00	X	X	X					0
581	0.00	0.00	X	X	X					0
582	0.00	0.00	X	X	X					0
583	0.00	0.00	X	X	X					0
584	0.00	0.00	X	X	X					0
585	0.00	0.00	X							0
586	0.00	0.00	X							0
587	0.00	0.00	X							0
588	0.00	0.00	X							0
589	0.00	0.00	X							0
590	0.00	0.00	X							0
591	0.00	0.00	X							0
592	0.00	0.00	X							0
593	0.00	0.00	X							0
594	0.00	0.00	X							0
595	0.00	0.00	X							0
596	0.00	0.00	X							0

597	0.00	0.00	X							0
598	0.00	0.00	X							0
599	0.00	0.00	X							0
600	0.00	0.00	X							0
601	0.00	0.00	X							0
602	0.00	0.00	X							0
603	0.00	0.00	X							0
604	0.00	0.00	X							0
605	0.00	0.00	X							0
606	0.00	0.00	X							0
607	0.00	0.00	X							0
608	0.00	0.00	X							0
609	0.00	0.00	X							0
610	0.00	0.00	X							0
611	0.00	0.00	X							0
612	0.00	0.00	X							0
613	0.00	0.00	X							0
614	0.00	0.00	X							0
615	0.00	0.00	X							0
616	0.00	0.00	X							0
617	0.00	0.00	X							0
618	0.00	0.00	X							0
619	0.00	0.00	X							0
620	0.00	0.00	X							0
621	0.00	0.00	X							0
622	0.00	0.00	X							0
623	0.00	0.00	X							0
624	0.00	0.00	X							0
625	0.00	0.00	X							0
626	0.00	0.00	X							0
627	0.00	0.00	X							0
628	0.00	0.00	X							0
629	0.00	0.00	X							0
630	0.00	0.00	X							0
631	0.00	0.00	X							0
632	0.00	0.00	X							0
633	0.00	0.00	X							0
634	0.00	0.00	X							0
635	0.00	0.00	X							0
636	0.00	0.00	X							0
637	0.00	0.00	X							0
638	0.00	0.00	X							0
639	0.00	0.00	X							0
640	0.00	0.00	X							0
641	0.00	0.00	X							0
642	0.00	0.00	X							0
643	0.00	0.00	X							0
644	0.00	0.00	X							0
645	0.00	0.00	X							0
646	0.00	0.00	X							0
647	0.00	0.00	X							0

### Descrizione dei DATI SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

**N°:** numero progressivo del solaio

**Tipologia:** solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

**Rigido:** X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

**G1, G2, Q:** carichi di superficie, in kN/m<sup>2</sup>, di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

**Sup.:** superficie del solaio in m<sup>2</sup>. Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

**Direz. princ.:** direzione principale (angolo di orditura del solaio)

**Distr. trasv.:** distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

**H volta:** altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

**Pend.:** pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

**G1 tot., G2 tot., Q tot.:** carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

## 8. Dati SOLAI

N° tot.	Tipologia	Piano	Rigido	G1 (kN/m <sup>2</sup> )	G2	Q	Superf. (m <sup>2</sup> )	Direz. princ.(°)	Distr. trasv.(%)	Pend. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot.	Q
					=	=					=		=
1	Solaio piano	1		3.00	0.00	5.00	65.98	0	0	0	197.95	0.00	
2	Falda	2	X	3.50	0.00	4.84	47.22	0	50	18	165.25	0.00	
3	Falda	2		3.00	0.00	4.84	16.67	0	0	20	50.00	0.00	
4	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.14	90	0	-38	12.84	0.00	
5	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.95	90	0	-38	12.51	0.00	
6	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.76	90	0	-38	12.17	0.00	
7	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.57	90	0	-38	11.83	0.00	
8	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.27	90	0	-38	13.09	0.00	
9	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.01	90	0	-38	10.81	0.00	
10	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.02	90	0	-38	10.84	0.00	
11	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.23	90	0	-38	11.21	0.00	
12	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.42	90	0	-38	11.56	0.00	
13	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.62	90	0	-38	11.91	0.00	
14	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.82	90	0	-38	12.27	0.00	
15	Falda	2		1.93	0.00	4.10	16.97	90	0	-38	32.75	0.00	
16	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.31	90	0	-38	13.15	0.00	
17	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.27	90	0	-38	13.09	0.00	
18	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.07	90	0	-38	12.73	0.00	
19	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.87	90	0	-38	12.37	0.00	
20	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.67	90	0	-38	12.00	0.00	
21	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.36	90	0	-38	13.25	0.00	
22	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.06	90	0	-38	10.90	0.00	
23	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.07	90	0	-38	10.92	0.00	
24	Falda	2		1.80	0.00	4.10	5.70	90	0	-38	10.26	0.00	
25	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.45	90	0	-38	11.60	0.00	
26	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.64	90	0	-38	11.95	0.00	
27	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.83	90	0	-38	12.30	0.00	
28	Falda	2		1.93	0.00	4.10	17.04	90	0	-38	32.89	0.00	
29	Falda	2		1.80	0.00	4.10	10.54	0	0	-42	18.97	0.00	
30	Falda	2		1.80	0.00	4.10	10.54	0	0	-42	18.96	0.00	
31	Falda	2		1.80	0.00	4.10	14.83	0	0	-42	26.69	0.00	
32	Falda	2		1.80	0.00	4.10	14.48	0	0	-42	26.07	0.00	
33	Falda	2		1.80	0.00	4.10	17.04	90	0	-42	30.67	0.00	
34	Falda	2		1.80	0.00	4.10	16.97	90	0	-42	30.54	0.00	
35	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.85	90	0	-38	14.13	0.00	
36	Falda	2		1.80	0.00	4.10	8.31	90	0	-38	14.96	0.00	



37	Falda	2	1.80	0.00	4.10	6.53	90	0	-38	11.75	0.00
26.75											
38	Falda	2	1.80	0.00	4.10	5.94	90	0	-38	10.69	0.00
24.35											
39	Falda	2	1.80	0.00	4.10	5.33	90	0	-38	9.59	0.00
21.85											

## Descrizione dei DATI CARICHI

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

### PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

**Tipologia:** indica la tipologia dell'azione.

**Tipo di Azione:** specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.I (§2.5.3).

**Livelli di intensità dell'azione variabile:** (psi),0 (valore raro), (psi),1 (valore frequente), (psi),2 (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione  $\psi$  (§2.5.3, Tab.2.5.I) sono suddivisi in  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli  $\psi_2$  (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti  $\psi_0$  (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) (§2.6.1, Tab.2.6.I).

Per i carichi permanenti  $G_k$ , ed i carichi di precompressione  $P_k$ , i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  vengono tutti posti pari a 1.0.

### Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ):

mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;

- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico  $\psi_2$ ), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{1,j} + G_{2,j} + \sum (\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

### NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)

- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ,  $\phi_X \phi_Y \phi_Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante.

Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.

- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

**Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente.** I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equivarsi agli assi globali X Y Z**, le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

### ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai

- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile

- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile

- **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.rif., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi, Generato da Solai

[P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]

- **Carico Termico (nel piano locale xz):** n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

**Componenti X,Y,Z** = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali: le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

## COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

**Tipo di Combinazione Statica (§2.5.3):** specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

- 1) Generica
- 2) Fondamentale (SLU) (2.5.1), §2.5.3
- 3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2), §2.5.3
- 4) Frequente (SLE) (2.5.3), §2.5.3
- 5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4), §2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

**Coefficiente  $\gamma$  (gamma), (moltiplicatore);**

**Variabile, dominante:** se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è influente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

**$\psi$  (psi)** = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a:  $\psi_0$  per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante:  $\psi=1.0$ );  $\psi_1$  per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente;  $\psi_2$  per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

**Moltiplicatore di calcolo.**

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

**(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici** (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:

la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti  $\gamma$  sono trattati come moltiplicatori generici (il molt. di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al  $\gamma$  (molt.) della CCE);

**(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU**, secondo (2.5.1), §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente  $\gamma$  coincide con il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$  (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\gamma \cdot \psi_0$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi_0$  è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

**(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE**, secondo §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3, 4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , specifici per combinazioni SLU (in pratica:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$ );

- i coefficienti  $\psi$  di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\psi$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi$  è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico), e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

## COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile dominante, mentre  $Q_{k,2}$ ,  $Q_{k,3}$ , ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{k,j}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.

## COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E.

**9. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI****Condizione di Carico Elementare n°1**

## PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00

- (psi),1 (valore frequente) = 1.00

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
3			-16.14			
5			-3.26			
5			-0.56			
8			-16.14			
9			-3.26			
9			-0.56			
16			-13.21			
17			-0.53			
17			-1.80			
20			-13.21			
21			-12.04			
22			-0.53			
22			-1.80			
23			-0.48			
23			-1.64			
26			-12.04			
27			-0.48			
27			-1.64			
31			-9.01			
33			-4.20			
33			-8.26			
36			-9.01			
37			-8.32			
38			-8.26			
38			-4.20			
39			-7.62			
39			-3.88			
42			-8.32			
43			-8.32			
44			-3.88			
44			-7.62			
45			-3.88			
45			-7.62			
48			-8.32			
49			-3.88			
49			-7.62			
52			-8.32			
53			-3.87			
53			-7.62			
56			-8.32			
57			-8.32			
58			-3.87			
58			-7.62			
59			-7.62			
59			-3.87			
62			-8.32			
63			-9.01			
64			-3.87			
64			-7.62			
65			-4.19			
65			-8.26			
68			-9.01			
69			-4.19			
69			-8.26			
84			-1.36			
86			-1.01			
86			-1.41			
89			-1.36			
90			-1.40			
91			-1.41			
91			-1.01			
92			-1.45			
92			-1.04			
95			-1.40			
96			-1.40			
97			-1.45			
97			-1.04			

98			-1.04			
98			-1.45			
101			-1.40			
102			-1.40			
103			-1.45			
103			-1.04			
104			-1.44			
104			-1.04			
107			-1.40			
108			-1.40			
109			-1.44			
109			-1.04			
110			-1.44			
110			-1.04			
113			-1.40			
114			-1.44			
114			-1.04			
120			-1.17			
120			-1.80			
121			-1.80			
121			-1.17			
133			-6.05			
133			-0.15			
136			-6.05			
136			-0.15			
146			-3.18			
148			-3.16			
148			-4.16			
148			-2.98			
151			-3.18			
152			-4.16			
152			-3.16			
152			-2.98			
190			-1.49			
190			-3.54			
193			-1.70			
193			-3.55			
209			-1.72			
209			-1.02			
212			-1.12			
212			-1.91			
219			-1.30			
219			-2.19			
222			-1.37			
222			-0.84			
238			-0.16			
238			-1.73			
238			-3.96			
238			-1.34			
241			-1.42			
241			-1.98			
241			-0.17			
241			-4.19			
258			-1.68			
258			-1.11			
258			-0.01			
262			-0.72			
262			-11.38			
262			-5.04			
265			-3.02			
266			-5.04			
266			-11.38			
266			-0.72			
267			-0.90			
267			-2.28			
267			-0.13			
270			-3.02			
271			-0.90			
271			-2.28			
271			-0.13			
274			-3.22			
276			-2.25			
276			-1.20			
276			-0.17			
279			-3.22			
280			-3.18			
281			-0.17			
281			-2.25			
281			-1.20			
282			-0.17			
282			-1.55			
282			-1.18			
283			-0.17			
283			-1.18			
283			-1.55			

291			-2.56			
292						
292			-1.58			
292			-6.47			
295						
295			-1.58			
295			-6.47			
298			-0.01			
298			-1.68			
298			-1.11			
354			-1.91			
354			-1.02			
354			-1.72			
354			-1.12			
356			-1.49			
356			-1.70			
356			-3.55			
356			-3.54			
357			-0.17			
357			-1.73			
357			-0.16			
357			-1.98			
357			-1.42			
357			-3.96			
357			-4.19			
357			-1.34			
454			-2.19			
454			-1.30			
454			-0.84			
454			-1.37			

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1			-71.06
3			-6.52
4			-71.03
6			-6.52
9			-51.67
10			-5.30
12			-21.22
15			-3.03
17			-0.96
18			-0.96
23			-1.61
25			-6.46
26			-6.46
27			-14.55
30			-6.46
31			-14.55
34			-6.46
35			-15.10
37			-6.46
38			-6.46
45			-15.12
47			-6.45
48			-6.45
49			-14.55
52			-6.45
53			-14.55
56			-6.45
57			-1.61
59			-6.45
60			-6.45
67			-10.41
70			-2.28
73			-6.85
76			-2.86
78			-2.60
79			-2.60
80			-1.18
83			-2.60
84			-2.60
85			-1.12
88			-2.60
89			-2.60
90			-1.12
93			-2.60
94			-2.60
95			-1.07
98			-2.60
99			-2.60

100			-2.31
102			-2.60
103			-2.60
114			-8.21
116			-5.16
117			-2.60
118			-2.60
120			-17.33
121			-2.31
122			-11.20
123			-0.21
124			-0.93
125			-0.27
126			-0.27
127			-0.71
128			-0.27
129			-0.27
131			-10.32
132			-1.65
133			-10.34
134			-1.70
135			-1.70
136			-6.10
138			-0.21
139			-1.60
141			-6.32
141			-5.97
144			-6.06
145			-0.28
146			-17.44
149			-4.08
152			-11.20
153			-1.66
154			-5.95
155			-1.66
156			-5.93
157			-1.71
158			-11.20
159			-1.71
160			-1.71
161			-3.82
162			-4.02
163			-5.03
164			-13.12
165			-4.42
166			-4.91
167			-3.78
168			-4.34
169			-2.18
170			-4.40
171			-4.40
172			-2.57
173			-5.02
174			-4.43
175			-5.08
176			-4.43
177			-5.23
178			-4.43
179			-5.38
180			-4.43
181			-5.54
182			-2.29
183			-5.56
184			-5.56
185			-1.94
186			-5.60
187			-4.03
190			-2.22
191			-5.53
192			-2.00
193			-5.39
194			-4.44
195			-0.43
195			-5.44
195			-3.57
196			-4.42
197			-3.56
197			-5.30
197			-0.43
198			-4.42
199			-0.43
199			-3.56
199			-5.16
200			-4.43
201			-3.58

201			-0.43
201			-5.01
202			-1.21
203			-3.57
203			-4.60
203			-0.43
204			-3.57
204			-0.43
204			-4.60
205			-2.18
206			-0.43
206			-3.57
206			-4.96
207			-4.43
208			-4.58
208			-0.43
208			-3.58
209			-5.14
210			-0.43
210			-4.53
210			-3.64
211			-3.78
212			-4.42
213			-3.58
213			-0.43
213			-4.89
214			-13.12
215			-9.10
216			-0.03
216			-4.14
217			-4.14
217			-0.03
218			-8.96
219			-0.43
219			-3.01
220			-3.01
220			-0.43
221			-24.84
223			-3.01
223			-0.43
224			-3.01
224			-0.43
225			-8.51
227			-0.43
227			-3.01
228			-3.01
228			-0.43
232			-1.40
234			-0.43
234			-3.00
235			-0.43
235			-3.00
236			-6.99
239			-0.43
239			-3.00
240			-0.43
240			-3.00
244			-11.06
245			-3.94
246			-3.94
247			-2.21
249			
249			-3.96
250			-3.96
250			
252			-6.53
253			-0.03
253			-4.14
254			-0.03
254			-4.14
256			-2.85
259			-9.74
262			-0.64
263			-0.64
264			-0.64
265			-0.64
266			-0.64
267			-0.64
268			-0.64
268			-3.65
269			-0.64
270			-3.65
270			-0.64
271			-0.64
271			-0.11

271			-0.12
272			-0.64
273			-0.12
273			-0.12
273			-0.64
274			-0.64
275			-0.13
275			-0.12
275			-0.64
276			-0.64
277			-0.64
278			-0.64
279			-0.64
280			-0.64
281			-0.64
282			-0.64
283			-0.64
284			-0.64
285			-0.64
286			-0.64
287			-0.64
288			-6.34
288			-6.37
288			-6.02
288			-5.99
288			-0.64
289			-5.09
289			-5.15
289			-0.64
290			-5.08
290			-5.10
290			-0.64
291			-4.94
291			-4.96
291			-0.64
292			-0.64
292			-0.43
292			-4.38
292			-3.04
293			-4.58
293			-3.99
293			-0.64
294			-4.62
294			-4.06
294			-0.64
295			-4.44
295			-4.63
295			-0.64
296			-5.05
296			-5.12
296			-0.64
297			-5.28
297			-0.64
297			-5.20
298			-5.43
298			-5.34
298			-0.64
299			-5.59
299			-0.64
299			-5.48
300			-5.56
300			-5.61
300			-0.64
301			7.00
301			-4.50
301			-2.60
302			-1.27
302			-0.64
302			-1.72
303			-0.64
304			-5.42
304			-0.64
304			-5.65
305			-0.06
305			-0.06
305			-0.64
306			-0.64
307			
307			
307			-0.64
308			-5.06
308			-5.00
308			-0.64
309			-0.01
309			-1.27



309			-0.64
309			-0.01
310			-0.01
310			-1.27
310			-0.01
310			-0.64
311			-0.64
312			-1.58
313			-1.58
314			-1.58
315			-1.58
316			-1.58
317			-1.58
318			-1.58
319			-1.58
320			-1.58
321			-1.58
322			-1.58
323			-1.58
324			-1.58
325			-1.58
326			-1.58
327			-1.58
328			-1.58
329			-1.58
330			-1.58
331			-1.58
332			-1.58
333			-1.58
334			-1.58
335			-1.58
336			-1.58
337			-1.58
338			-13.36
339			-13.36
340			-2.24
341			-2.24
342			-2.24
343			-2.24
344			-2.24
345			-2.24
346			-2.24
347			-2.24
352			-0.05
352			-0.64
353			-0.02
354			-3.96
354			
355			-0.01
355			-0.32
359			-0.91
359			-0.96
359			-0.77
360			-0.77
360			-0.77
361			-0.72
362			-0.03
363			-0.06
363			-4.34
364			-3.96
364			-0.03
364			
365			-4.38
365			-0.74
365			-0.07
366			-0.33
366			-0.33
367			-0.35
368			-0.67
369			-0.77
371			-0.78
373			-0.35
374			-0.73
375			-0.43
376			-0.75
377			-0.58
378			-0.78
380			-0.75
381			-0.75
381			-0.93
381			-0.88
382			-0.74
382			-0.75
384			-0.72
386			-0.64

387			-0.58
389			-2.78
389			-2.73
390			-0.59
390			-0.58
391			-0.28
392			-0.71
393			-0.28
394			-0.74
395			-0.62
397			-0.80
399			-0.82
401			-0.85
404			-0.86
405			-0.74
405			-0.70
406			-0.96
406			-0.91
407			-1.80
408			
409			-0.96
409			-0.91
410			-1.34
410			-1.27
411			-1.34
412			-1.85
413			-0.28
414			-0.25
415			-0.28
416			-0.25
419			-0.98
420			-0.98
422			-0.98
428			-0.96
429			-0.96
431			-0.96
432			-0.96
444			-6.52
445			-6.52
446			-6.52
447			-6.52
449			-0.98
450			-0.98
452			-0.96
453			-0.96
455			-0.96
456			-0.96
458			-6.45
459			-6.45
461			-6.45
462			-6.45
464			-6.46
465			-6.46
467			-6.46
468			-6.46
474			-2.31
478			-1.71
480			-0.64
481			-0.64
481			-0.06
481			-0.06
484			-1.66
491			-0.21
492			-6.28
492			-5.94
493			-0.21
494			-6.32
494			-5.97
495			-5.53
496			-5.53
497			-0.43
497			-5.04
497			-3.60
498			-5.04
499			-5.04
500			-5.04
501			-0.43
501			-3.58
501			-4.89
502			-3.58
502			-0.43
504			-0.43
504			-3.58
505			-4.53
505			-3.64

505			-0.43
506			-3.58
506			-0.43
506			-4.58
507			-3.58
507			-0.43
508			-5.02
510			-5.08
512			-3.56
512			-5.16
512			-0.43
513			-3.56
513			-0.43
514			-3.56
514			-0.43
514			-5.30
515			-3.56
515			-0.43
516			-3.57
516			-5.44
516			-0.43
517			-3.57
517			-0.43
518			-5.39
519			-5.11
520			-6.32
520			-5.98
521			-5.06
522			-5.11
523			-4.91
525			-4.34
527			-3.95
529			-4.03
530			-3.95
531			-4.96
531			-0.43
531			-3.57
532			-0.43
532			-3.57
533			-5.01
533			-0.43
533			-3.58
534			-0.43
534			-3.58
535			-4.02
537			-5.23
539			-5.38
541			-5.54
543			-5.60
545			-5.94
545			-6.28
546			-6.28
546			-5.94
547			-1.27
547			-1.68
547			-0.64
548			-0.64
548			-1.27
548			-1.68
550			-6.32
550			-5.97
551			-6.32
551			-5.97
552			-0.28
554			-1.65
555			-1.65
556			-1.66
557			-1.66
563			-11.25
564			-11.25
565			-11.25
566			-0.05
567			-0.05
568			-0.05
569			-0.05
570			-0.05
571			-0.05
572			-0.05
573			-0.05
574			-0.05
575			-0.05
576			-0.05
577			-0.05
578			-0.05
579			-0.05

580			-0.05
581			-0.05
582			-0.05

**Condizione di Carico Elementare n°2**

## PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.C

Tipo di Azione [S2.5] = 6. Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70

- (psi),1 (valore frequente) = 0.70

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.60

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
5			-5.44			
9			-5.44			
17			-0.88			
22			-0.88			
23			-0.80			
27			-0.80			
33			-7.00			
38			-7.00			
39			-6.46			
44			-6.46			
45			-6.46			
49			-6.46			
53			-6.45			
58			-6.45			
59			-6.45			
64			-6.45			
65			-6.98			
69			-6.98			

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
3			-10.87
6			-10.87
17			-1.60
18			-1.60
25			-10.77
26			-10.77
30			-10.77
34			-10.77
37			-10.77
38			-10.77
47			-10.74
48			-10.74
52			-10.74
56			-10.74
59			-10.74
60			-10.74
419			-1.64
420			-1.64
422			-1.64
428			-1.60
429			-1.60
431			-1.60
432			-1.60
444			-10.87
445			-10.87
446			-10.87
447			-10.87
449			-1.64
450			-1.64
452			-1.60
453			-1.60
455			-1.60
456			-1.60
458			-10.74
459			-10.74
461			-10.74
462			-10.74
464			-10.77
465			-10.77

467			-10.77
468			-10.77

**Condizione di Carico Elementare n°3**

## PARAMETRI GENERALI

Neve

Tipo di Azione [§2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota ≤1000 m. s.l.m.)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.50

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
86			-1.60			
91			-1.60			
92			-1.65			
97			-1.65			
98			-1.65			
103			-1.65			
104			-1.64			
109			-1.64			
110			-1.65			
114			-1.65			
120			-1.85			
121			-1.85			
133			-0.32			
136			-0.32			
148			-6.27			
148			-6.27			
152			-6.27			
152			-6.27			
190			-3.16			
193			-3.62			
209			-3.66			
212			-4.07			
219			-4.65			
222			-2.91			
238			-3.69			
238			-0.34			
238			-1.83			
241			-4.21			
241			-0.36			
241			-1.94			
258			-0.03			
258			-2.28			
262			-1.53			
262			-6.87			
266			-1.53			
266			-6.87			
267			-1.23			
267			-0.27			
271			-0.27			
271			-1.23			
276			-1.63			
276			-0.36			
281			-0.36			
281			-1.63			
282			-1.61			
282			-0.36			
283			-1.61			
283			-0.36			
292			-2.15			
292						
295			-2.15			
295						
298			-2.28			
298			-0.03			
354			-4.07			
354			-3.66			
356			-3.16			
356			-3.62			
357			-3.69			
357			-0.36			
357			-0.34			
357			-4.21			
357			-1.83			
357			-1.94			
454			-4.65			

454			-2.91		
-----	--	--	-------	--	--

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
78			-4.12
79			-4.12
83			-4.12
84			-4.12
88			-4.12
89			-4.12
93			-4.12
94			-4.12
98			-4.12
99			-4.12
102			-4.12
103			-4.12
117			-4.12
118			-4.12
121			-3.66
123			-0.44
125			-0.56
126			-0.56
128			-0.56
129			-0.56
132			-3.46
134			-3.56
135			-3.56
138			-0.44
141			-12.54
141			-12.54
145			-0.58
153			-3.48
155			-3.48
157			-3.59
159			-3.59
160			-3.59
162			-8.57
166			-10.46
168			-9.25
170			-9.37
171			-9.37
173			-10.69
175			-10.81
177			-11.14
179			-11.46
181			-11.79
183			-11.84
184			-11.84
186			-11.93
191			-11.77
193			-11.47
195			-0.92
195			-11.58
195			-4.86
197			-11.28
197			-0.92
197			-4.85
199			-4.85
199			-0.92
199			-10.98
201			-10.67
201			-4.88
201			-0.92
203			-4.85
203			-9.80
203			-0.92
204			-0.92
204			-9.80
204			-4.85
206			-4.85
206			-0.92
206			-10.57
208			-4.87
208			-0.92
208			-9.75
210			-4.95
210			-0.91
210			-9.64
213			-10.42
213			-0.92
213			-4.88

216			-0.06
216			-5.63
217			-0.06
217			-5.63
219			-0.91
219			-4.10
220			-0.91
220			-4.10
223			-4.10
223			-0.91
224			-0.91
224			-4.10
227			-4.10
227			-0.91
228			-0.91
228			-4.10
234			-0.91
234			-4.08
235			-4.08
235			-0.91
239			-4.08
239			-0.91
240			-4.08
240			-0.91
245			-5.36
246			-5.36
249			-5.39
249			-0.01
250			-0.01
250			-5.39
253			-0.06
253			-5.64
254			-5.64
254			-0.06
268			-4.97
270			-4.97
271			-0.24
271			-0.26
273			-0.25
273			-0.25
275			-0.24
275			-0.27
288			-12.64
288			-12.58
288			-12.58
288			-12.64
289			-10.83
289			-10.98
290			-10.83
290			-10.86
291			-10.51
291			-10.55
292			-0.92
292			-9.33
292			-4.13
293			-8.49
293			-9.75
294			-8.64
294			-9.83
295			-9.87
295			-9.45
296			-10.91
296			-10.75
297			-11.24
297			-11.06
298			-11.57
298			-11.37
299			-11.90
299			-11.67
300			-11.85
300			-11.94
301			-4.12
302			-3.62
302			-2.66
304			-11.54
304			-12.03
305			-0.13
305			-0.13
307			
307			
308			-10.78
308			-10.64
309			-2.67
309			-0.02
309			-0.02

310			-2.67
310			-0.02
310			-0.02
352			-0.88
352			-0.11
353			
353			-0.03
354			-0.01
354			-5.39
355			-0.01
355			-0.44
359			-1.91
359			-1.64
359			-1.91
360			-1.64
360			-1.64
361			-1.53
362			-0.06
363			-0.14
363			-5.91
364			-0.01
364			-5.39
364			-0.06
365			-0.15
365			-1.58
365			-5.96
366			-0.70
366			-0.71
367			-0.74
368			-1.43
369			-1.64
371			-1.66
373			-0.74
374			-1.55
375			-0.91
376			-1.59
377			-1.24
378			-1.67
380			-1.59
381			-1.60
381			-1.85
381			-1.85
382			-1.59
382			-1.60
384			-1.54
386			-1.36
387			-1.24
389			-5.92
389			-5.81
390			-1.26
390			-1.24
391			-0.59
392			-1.51
393			-0.60
394			-1.57
395			-1.31
397			-1.71
399			-1.76
401			-1.80
404			-1.83
405			-1.48
405			-1.48
406			-1.91
406			-1.91
407			-3.77
408			
409			-1.91
409			-1.91
410			-2.66
410			-2.66
411			-2.82
412			-3.88
413			-0.58
414			-0.53
415			-0.58
416			-0.53
474			-3.66
478			-3.59
481			-0.13
481			-0.13
484			-3.48
491			-0.44
492			-12.48
492			-12.48
493			-0.44



494			-12.54
494			-12.54
495			-11.77
496			-11.77
497			-0.91
497			-10.73
497			-4.90
498			-10.73
499			-10.73
500			-10.73
501			-4.88
501			-10.42
501			-0.92
502			-0.92
502			-4.88
504			-0.92
504			-4.88
505			-4.95
505			-0.91
505			-9.64
506			-4.87
506			-0.92
506			-9.75
507			-4.87
507			-0.92
508			-10.69
510			-10.81
512			-4.85
512			-0.92
512			-10.98
513			-4.85
513			-0.92
514			-4.85
514			-11.28
514			-0.92
515			-0.92
515			-4.85
516			-0.92
516			-11.58
516			-4.86
517			-0.92
517			-4.86
518			-11.47
519			-10.88
520			-12.55
520			-12.55
521			-10.78
522			-10.88
523			-10.46
525			-9.25
527			-8.42
529			-8.57
530			-8.42
531			-10.57
531			-0.92
531			-4.85
532			-0.92
532			-4.86
533			-10.67
533			-4.88
533			-0.92
534			-0.92
534			-4.88
535			-8.57
537			-11.14
539			-11.46
541			-11.79
543			-11.93
545			-12.48
545			-12.48
546			-12.48
546			-12.48
547			-2.67
547			-3.52
548			-3.52
548			-2.66
550			-12.54
550			-12.54
551			-12.54
551			-12.54
552			-0.58
554			-3.46
555			-3.46
556			-3.48
557			-3.48

-----

**Condizione di Carico Elementare n°4**

## PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [S2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1	3.23		
4	3.23		
9	0.32		
10	0.04		
12	0.22		
15	0.06		
23	0.20		
27	0.62		
31	0.61		
35	0.47		
45	0.47		
49	0.61		
53	0.62		
57	0.20		
76	0.71		
80	0.61		
85	0.60		
90	0.60		
95	0.59		
100	0.62		
116	1.19		
120	1.09		
120	0.02		
131	0.18		
131	0.73		
133	0.19		
133	0.73		
136	0.06		
139	0.02		
144	0.05		
146	2.05		
146	0.04		
149	0.01		
152	0.75		
152	0.79		
154	0.51		
154	0.42		
156	0.52		
156	0.42		
158	0.77		
158	0.79		
161	0.04		
163	0.01		
164	0.08		
165	0.02		
167	0.02		
169	0.04		
172	0.04		
174	0.04		
176	0.04		
178	0.02		
180	0.02		
194	0.02		
196	0.02		
198	0.03		
200	0.04		
202	0.03		
205	0.04		
207	0.04		
209	0.02		
211	0.02		
212	0.02		
214	0.08		
215	0.41		
244	0.98		
244	0.25		
247	0.46		

247	0.07		
252	0.10		
252	0.22		

**Condizione di Carico Elementare n°5**

## PARAMETRI GENERALI

Vento +Y

Tipo di Azione [S2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		0.01	
4		0.01	
9		2.29	
10		0.26	
12		0.74	
15		0.19	
23		0.03	
27		0.09	
31		0.08	
35		0.06	
45		0.14	
49		0.19	
53		0.19	
57		0.06	
73		0.49	
114		1.17	
120		0.15	
122		1.58	
124		0.42	
127		0.38	
131		0.22	
131			
133		0.10	
136		0.55	
139		0.24	
144		0.42	
146		0.16	
149		0.29	
152		0.24	
154		0.13	
156		0.06	
158		0.11	
161		0.27	
163		0.35	
164		0.93	
165		0.31	
167		0.27	
169		0.32	
172		0.35	
174		0.31	
176		0.31	
178		0.31	
180		0.31	
182		0.32	
185		0.30	
187		0.57	
190		0.62	
192		0.61	
194		0.09	
196		0.12	
198		0.12	
200		0.15	
202		0.18	
205		0.19	
207		0.26	
209		0.37	
211		0.30	
212		0.38	
214		1.64	
215		0.06	
218		1.58	
221		2.56	
225		0.66	
232		0.40	

232		0.06	
236		1.58	
236		0.13	
252		0.07	

**Condizione di Carico Elementare n°6**

## PARAMETRI GENERALI

Vento -X

Tipo di Azione [§2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1	-1.62		
4	-1.62		
9	-0.16		
10	-0.02		
12	-0.11		
15	-0.03		
23	-0.39		
27	-1.24		
31	-1.22		
35	-0.94		
45	-0.94		
49	-1.22		
53	-1.24		
57	-0.39		
76	-0.35		
80	-0.30		
85	-0.30		
90	-0.30		
95	-0.30		
100	-0.31		
116	-0.60		
120	-0.54		
120	-0.04		
131	-0.09		
131	-1.46		
133	-0.10		
133	-1.46		
136	-0.03		
139	-0.01		
144	-0.02		
146	-1.02		
146	-0.07		
149	-0.03		
152	-0.38		
152	-1.58		
154	-0.26		
154	-0.84		
156	-0.26		
156	-0.84		
158	-0.38		
158	-1.58		
161	-0.02		
163	-0.01		
164	-0.04		
165	-0.01		
167	-0.01		
169	-0.02		
172	-0.02		
174	-0.02		
176	-0.02		
178	-0.01		
180	-0.01		
194	-0.01		
196	-0.01		
198	-0.02		
200	-0.02		
202	-0.02		
205	-0.02		
207	-0.02		
209	-0.01		
211	-0.01		
212	-0.01		
214	-0.04		

215	-0.81		
244	-0.49		
244	-0.49		
247	-0.23		
247	-0.14		
252	-0.05		
252	-0.45		

**Condizione di Carico Elementare n°7**

## PARAMETRI GENERALI

Vento -Y

Tipo di Azione [§2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		-0.01	
4		-0.01	
9		-1.15	
10		-0.51	
12		-1.48	
15		-0.38	
23		-0.05	
27		-0.17	
31		-0.17	
35		-0.13	
45		-0.07	
49		-0.09	
53		-0.10	
57		-0.03	
73		-0.98	
114		-0.59	
120		-0.08	
122		-0.79	
124		-0.21	
127		-0.19	
131		-0.11	
131		-0.01	
133		-0.20	
136		-1.11	
139		-0.47	
144		-0.85	
146		-0.32	
149		-0.58	
152		-0.12	
154		-0.06	
156		-0.12	
158		-0.22	
161		-0.54	
163		-0.71	
164		-1.86	
165		-0.62	
167		-0.53	
169		-0.64	
172		-0.70	
174		-0.62	
176		-0.62	
178		-0.62	
180		-0.62	
182		-0.65	
185		-0.60	
187		-0.28	
190		-0.31	
192		-0.30	
194		-0.05	
196		-0.06	
198		-0.06	
200		-0.07	
202		-0.09	
205		-0.10	
207		-0.13	
209		-0.19	
211		-0.15	
212		-0.19	
214		-0.82	
215		-0.03	

218		-0.79	
221		-1.28	
225		-0.33	
232		-0.20	
232		-0.12	
236		-0.79	
236		-0.25	
252		-0.04	

**Condizione di Carico Elementare n°8**

Non risulta definito alcun carico su Nodi o Aste

**10. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI**

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
  - lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
  - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
  - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
- i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
  - per la tipologia Fondamentale:  $(\psi_i) = (\psi_i), 0$ ;
  - per la tipologia Frequente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 1$  per l'Azione Dominante, e:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
  - per la tipologia QuasiPermanente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$ ;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a:  $(\gamma_i)$  per l'Azione Dominante,  $(\gamma_i) \cdot (\psi_i), 0$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
  - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

**Combinazione di Condizioni di Carico n°1**

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
 $(\psi_i), 0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°2**

SLU: Combinazione 10 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
 $(\psi_i), 0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°3**

SLU: Combinazione 11 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
 $(\psi_i), 0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°4**

SLU: Combinazione 12 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
 $(\psi_i), 0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°5**

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
 $(\psi_i), 0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°6**

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°7**

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°8**

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°9**

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°10**

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°11**

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°12**

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°13**

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°14**

SLE: Combinazione 10 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°15**

SLE: Combinazione 11 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**Combinazione di Condizioni di Carico n°16**

SLE: Combinazione 12 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°17**

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°18**

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°19**

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°20**

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°21**

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°22**

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°23**

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°24**

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°25**

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°26**

Combinazione sismica (QuasiPermanente)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°27**

Combinazione 1  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00



## 11. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

Edificio Esistente

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$ : analisi statica [§4.5.6.1] = 3.00

- analisi sismica [§7.8.1.1] = 2.40

N.	p.no	M/A	S/F	lunghezza l(base)	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° mat
					alt. H	alt. def.h	h/l	l/h	spess. t	alt. def.h	ho= r*h	ho/t			
1	1	X		6.39	3.90	3.63	0.569	1.757	0.53	3.90	3.90	7.358	22.478	6.650	3
4	1	X		6.38	3.90	3.63	0.569	1.757	0.53	3.90	3.90	7.358	22.447	14.033	3
7	0		X	2.90	1.00	1.00	0.345	2.900	0.53						3
8	1		X	0.10	1.00	1.00	10.000	0.100	0.53						3
9	1	X		4.64	3.90	3.90	0.840	1.191	0.53	3.90	3.90	7.358	24.786	3.108	3
10	1	X		0.49	3.90	1.89	3.897	0.257	0.52	3.90	3.90	7.500	22.674	17.260	3
12	1	X		1.94	3.90	2.53	1.303	0.768	0.52	3.90	3.90	7.500	24.964	17.600	3
15	1	X		0.28	3.90	1.70	6.134	0.163	0.52	3.90	3.90	7.500	27.053	17.910	3
19	0		X	2.20	1.10	1.10	0.500	2.000	0.52						3
20	1		X	0.30	1.10	1.10	3.667	0.273	0.52						3
21	0		X	2.20	1.00	1.00	0.456	2.193	0.52						3
22	1		X	0.30	1.00	1.00	3.343	0.299	0.52						3
23	1	X		0.14	3.90	1.74	12.443	0.080	0.55	3.90	3.90	7.091	28.238	10.406	3
27	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.962	12.386	3
31	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.623	14.823	3
35	1	X		1.31	3.90	2.64	2.019	0.495	0.55	3.90	3.90	7.091	27.280	17.283	3
39	0		X	1.20	1.30	1.30	1.083	0.923	0.55						3
40	1		X	1.10	1.30	1.30	1.182	0.846	0.55						3
41	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
42	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
43	0		X	1.20	1.20	1.20	0.999	1.001	0.55						3
44	1		X	1.10	1.20	1.20	1.090	0.917	0.55						3
45	1	X		1.31	3.90	2.64	2.018	0.495	0.55	3.90	3.90	7.091	27.180	3.404	3
49	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.558	5.860	3
53	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.933	8.291	3
57	1	X		0.14	3.90	1.74	12.443	0.080	0.55	3.90	3.90	7.091	28.237	10.268	3
61	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
62	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
63	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
64	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
65	0		X	1.20	1.30	1.30	1.083	0.923	0.55						3
66	1		X	1.10	1.30	1.30	1.182	0.846	0.55						3
67	2	X		3.72	3.14	3.14	0.845	1.183	0.20	3.14	3.14	15.700	2.773	12.193	7
70	2	X		0.81	3.14	3.14	3.857	0.259	0.20	3.14	3.14	15.700	2.368	6.811	7
73	2	X		1.96	3.30	3.30	1.685	0.593	0.25	3.30	3.30	13.200	0.980	14.051	7
76	2	X		1.02	3.14	1.75	1.713	0.584	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	7.136	7
80	2	X		0.42	3.14	1.18	2.821	0.354	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	8.636	7
85	2	X		0.40	3.14	1.16	2.902	0.345	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	9.846	7
90	2	X		0.40	3.14	1.16	2.905	0.344	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	11.046	7
95	2	X		0.38	3.14	1.14	2.982	0.335	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	12.235	7
100	2	X		0.82	3.14	1.60	1.944	0.514	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	13.638	7
104	0		X	1.25	0.78	0.78	0.624	1.603	0.20						7
105	2		X	1.29	0.78	0.78	0.605	1.654	0.20						7
106	0		X	1.25	0.80	0.80	0.640	1.562	0.20						7
107	2		X	1.29	0.80	0.80	0.620	1.612	0.20						7
108	0		X	1.25	0.80	0.80	0.641	1.561	0.20						7
109	2		X	1.29	0.80	0.80	0.621	1.610	0.20						7
110	0		X	1.25	0.80	0.80	0.639	1.564	0.20						7
111	2		X	1.29	0.80	0.80	0.619	1.615	0.20						7
112	0		X	1.25	0.80	0.80	0.640	1.562	0.20						7
113	2		X	1.29	0.80	0.80	0.620	1.612	0.20						7
114	2	X		2.35	3.34	3.34	1.424	0.702	0.25	3.34	3.34	13.360	1.198	4.251	7
116	2	X		1.48	3.14	2.57	1.743	0.574	0.25	3.14	3.14	12.560	0.025	4.989	7
119	2		X	1.14	0.90	0.90	0.789	1.267	0.25						7
120	2	X		4.13	4.14	4.14	1.003	0.997	0.30	4.14	4.14	13.800	2.278	4.725	7
122	2	X		3.20	5.20	5.20	1.625	0.615	0.25	5.20	5.20	20.800	24.024	3.075	7
124	2	X		0.26	5.20	2.39	9.053	0.110	0.25	5.20	5.20	20.800	27.076	2.615	7
127	2	X		0.20	5.20	2.35	11.614	0.086	0.25	5.20	5.20	20.800	25.705	2.819	7
130	2		X	3.00	1.15	1.15	0.384	2.604	0.25						7
131	2	X		2.95	5.84	5.84	1.978	0.505	0.25	5.84	5.84	23.344	27.431	4.053	7
133	2	X		2.95	5.84	5.84	1.976	0.506	0.25	5.84	5.84	23.352	27.521	16.626	7
136	2	X		1.74	5.20	2.93	1.682	0.595	0.25	5.20	5.20	20.800	24.745	17.703	7
139	2	X		0.46	5.20	1.74	3.799	0.263	0.25	5.20	5.20	20.800	22.669	17.386	7
142	1		X	1.82	1.00	1.00	0.549	1.820	0.25						7
143	2		X	2.38	1.00	1.00	0.420	2.380	0.25						7
144	2	X		1.73	5.20	5.20	3.004	0.333	0.25	5.20	5.20	20.800	26.461	17.962	7
146	2	X		4.15	4.14	4.14	0.997	1.003	0.30	4.14	4.14	13.800	2.279	16.102	7
149	2	X		1.17	3.14	3.14	2.691	0.372	0.25	3.14	3.14	12.560	3.176	18.064	7
152	2	X		3.20	7.13	7.13	2.229	0.449	0.25	7.13	7.13	28.536	27.900	7.092	7
154	2	X		1.70	8.15	8.15	4.796	0.209	0.25	8.15	8.15	32.592	28.273	9.514	7
156	2	X		1.70	8.15	8.15	4.808	0.208	0.25	8.15	8.15	32.600	28.285	11.155	7
158	2	X		3.20	7.14	7.14	2.230	0.448	0.25	7.14	7.14	28.548	27.946	13.579	7
161	2	X		1.09	5.74	5.74	5.261	0.190	0.25	5.74	5.74	22.960	14.454	16.338	7

163	2	X		1.44	6.42	6.42	4.468	0.224	0.25	6.42	6.42	25.680	15.704	16.360	7
164	2	X		3.75	7.04	7.04	1.878	0.532	0.25	7.04	7.04	28.160	20.588	17.079	7
165	2	X		1.26	7.04	7.04	5.574	0.179	0.25	7.04	7.04	28.160	18.109	16.714	7
167	2	X		1.08	6.75	6.75	6.244	0.160	0.25	6.75	6.75	27.000	16.949	16.543	7
169	2	X		0.62	5.20	2.63	4.210	0.238	0.25	5.20	5.20	20.800	13.606	16.468	7
172	2	X		0.74	5.20	2.69	3.667	0.273	0.25	5.20	5.20	20.800	11.597	16.775	7
174	2	X		1.26	5.20	5.20	4.111	0.243	0.25	5.20	5.20	20.800	10.609	16.927	7
176	2	X		1.26	5.02	5.02	3.968	0.252	0.25	5.02	5.02	20.080	9.359	17.118	7
178	2	X		1.26	4.20	4.20	3.320	0.301	0.25	4.20	4.20	16.800	8.109	17.309	7
180	2	X		1.26	3.80	3.80	3.004	0.333	0.25	3.80	3.80	15.200	6.859	17.501	7
182	2	X		0.65	3.14	2.46	3.753	0.266	0.25	3.14	3.14	12.560	5.911	17.646	7
185	2	X		0.56	3.14	2.42	4.362	0.229	0.25	3.14	3.14	12.560	4.028	17.934	7
187	2	X		1.15	3.14	3.14	2.730	0.366	0.25	3.14	3.14	12.560	3.161	2.773	7
190	2	X		0.63	3.14	2.45	3.858	0.259	0.25	3.14	3.14	12.560	5.898	3.161	7
192	2	X		0.57	3.14	2.43	4.250	0.235	0.25	3.14	3.14	12.560	4.015	2.900	7
194	2	X		1.27	3.80	3.80	2.994	0.334	0.25	3.80	3.80	15.200	6.840	3.295	7
196	2	X		1.26	4.20	4.20	3.323	0.301	0.25	4.20	4.20	16.800	8.095	3.474	7
198	2	X		1.26	5.02	5.02	3.972	0.252	0.25	5.02	5.02	20.080	9.347	3.650	7
200	2	X		1.26	5.20	5.20	4.111	0.243	0.25	5.20	5.20	20.800	10.598	3.831	7
202	2	X		0.35	5.20	2.44	7.066	0.142	0.25	5.20	5.20	20.800	13.548	4.254	7
205	2	X		0.62	5.20	2.63	4.208	0.238	0.25	5.20	5.20	20.800	11.532	3.967	7
207	2	X		1.26	5.74	5.74	4.538	0.220	0.25	5.74	5.74	22.960	14.344	4.370	7
209	2	X		1.47	6.42	6.42	4.376	0.229	0.25	6.42	6.42	25.680	15.694	4.343	7
211	2	X		1.08	6.75	6.75	6.244	0.160	0.25	6.75	6.75	27.000	16.950	4.147	7
212	2	X		1.26	7.04	7.04	5.574	0.179	0.25	7.04	7.04	28.160	18.110	3.976	7
214	2	X		3.75	7.04	7.04	1.877	0.533	0.25	7.04	7.04	28.160	20.589	3.600	7
215	2	X		1.62	2.49	2.49	1.533	0.652	0.40	2.49	2.49	6.225	19.733	0.907	7
218	2	X		1.60	3.92	2.98	1.866	0.536	0.40	3.92	3.92	9.797	10.956	0.077	7
221	2	X		2.96	3.00	2.45	0.829	1.206	0.40	3.00	3.00	7.490	16.587	0.089	3
225	2	X		1.01	2.57	1.58	1.560	0.641	0.40	2.57	2.57	6.432	19.172	0.095	3
229	2		X	1.20	3.40	3.40	2.838	0.352	0.40						7
230	0		X	1.20	0.60	0.60	0.501	1.997	0.40						3
231	2		X	0.89	0.61	0.61	0.682	1.466	0.40						3
232	2	X		0.40	4.71	1.47	3.683	0.272	0.25	4.72	4.72	18.860	6.369	0.000	7
236	2	X		2.00	4.36	2.74	1.373	0.728	0.25	4.36	4.36	17.456	8.368	0.000	7
241	0		X	2.30	0.80	0.80	0.348	2.875	0.25						7
242	2		X	1.59	0.81	0.81	0.512	1.952	0.25						7
244	2		X	1.10	0.80	0.80	0.728	1.374	0.25						7
245	2	X		1.98	4.77	4.77	2.415	0.414	0.40	4.77	4.77	11.925	6.169	0.987	7
248	2	X		0.40	4.75	1.47	3.717	0.269	0.40	4.75	4.75	11.905	6.161	2.973	7
253	2		X	2.90	0.80	0.80	0.276	3.630	0.40						7
254	2	X		1.17	2.49	2.29	1.961	0.510	0.40	2.49	2.49	6.225	19.885	3.106	7
257	2		X	0.49	0.81	0.81	1.653	0.605	0.40						7
258	2	X		0.81	3.14	3.14	3.862	0.259	0.25	3.14	3.14	12.560	2.366	14.051	7
261	2	X		3.48	3.14	3.14	0.903	1.107	0.20	3.14	3.14	15.700	2.773	8.596	7
487	2		X	0.94	0.62	0.62	0.657	1.521	0.25						7
488	2		X	0.94	0.68	0.68	0.726	1.378	0.25						7
489	2		X	3.00	0.67	0.68	0.225	4.444	0.25						7
490	2		X	3.00	0.68	0.68	0.226	4.431	0.25						7
491	2		X	3.00	0.75	0.75	0.251	3.984	0.25						7
492	2		X	3.00	0.80	0.80	0.266	3.759	0.25						7
561	2		X	0.94	0.79	0.79	0.840	1.190	0.25						7
562	2		X	0.94	0.51	0.51	0.540	1.850	0.25						7

## 12. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN C.A.

N.	p.no	C/R	T/Z	lung. l(base)	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° mat
					alt. H	alt. def.h	h/l	l/h	spess. t	alt. def.h	h/t				
303	2		X	0.60	7.29	7.29	12.143	0.082	0.30						1
565	2		X	0.90	1.76	1.76	1.957	0.511	0.50						1
566	2		X	0.90	10.35	10.35	11.504	0.087	0.50						1
567	2		X	0.90	1.76	1.76	1.960	0.510	0.50						1

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_C$ : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche. Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 \cdot f_d), \text{ dove:}$$

$M_u$  = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$l$  = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

$t$  = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione).

Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$ .

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.C8.5.II).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:**  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).  $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$ .

Per le **fascie murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a  $0.4 f_{hd} \cdot ht$  (§7.8.2.2.4), essendo:  $t$  = spessore,  $h$  = altezza,  $f_{hd}$  = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di  $f_{hk}$ ,  $f_{hm}$  di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori  $f_k$ ,  $f_m$ . In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**Tip.** = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma_o$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**f, k/f, m** = per i **maschi**: resistenza a compressione:  $f_k$  (caratteristica) per muratura nuova, o:  $f_m$  (media) per muratura esistente. Per le **fascie**, il parametro corrisponde a:  $f_{hk}$  ( $f_{hm}$ )

Edificio nuovo:  $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$   
Edificio esistente:  $\gamma_M \cdot FC$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**fd** = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a  $f_{hd}$ .

**Nu** = sforzo normale ultimo per compressione semplice:  $N_u = 0.85 f_d \cdot l \cdot t$ . Per le fasce:  $l=h$ : l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con:  $l$  per il maschio murario, e con:  $h$  per la fascia (per le fasce,  $l$  indica la luce dell'elemento)

**Mu** = momento di collasso per pressoflessione

**M** = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

**VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE**

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)). La deformazione ultima dell'acciaio, teoricamente indefinita, viene fissata dal valore scelto in input: la deformazione  $\varepsilon_{uk}$  dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille); seguendo quanto indicato in EC2 (§3.2.7(2)), la massima deformazione di progetto dell'acciaio può essere assunta pari a:  $\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk} = 0.0675$  (67.5 per mille) (le verifiche a stato limite ultimo del c.a. vengono spesso eseguite adottando come deformazione ultima 10 per mille; i momenti resistenti, tuttavia, non si modificano significativamente in dipendenza dalla deformazione ultima scelta). I valori di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza per edifici esistenti, sia per l'acciaio sia per il calcestruzzo, sono specificati nei dati sui materiali e nei parametri di calcolo.

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a pressoflessione deviata, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La sezione è armata secondo i dati specificati in input. Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La verifica a pressoflessione deviata viene svolta elaborando un dominio di resistenza tridimensionale e calcolando il momento resistente  $M_u$  in base allo sforzo normale N. Per edifici esistenti, per la costruzione del dominio di resistenza nei campi a rottura fragile (crisi per compressione del calcestruzzo), diversamente dai campi a rottura duttile, le resistenze di calcolo (ottenute dai valori medi divisi per il fattore di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , conformemente a quanto indicato in Normativa (§C8.7.2.2). Nel caso degli edifici nuovi, le resistenze di progetto sono calcolate con riferimento alle formulazioni di Normativa (§4.1.2.1.1.1, §4.1.2.1.1.3) applicando sempre i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  (tali indicazioni, relative alle verifiche sismiche, vengono estese per analogia alle verifiche statiche).

Il momento sollecitante M e il momento resistente  $M_u$  sono espressi per mezzo delle due componenti ortogonali, come segue:  $M = \sqrt{(M_y^2 + M_z^2)}$ ,

$$M_u = \sqrt{(M_{uy}^2 + M_{uz}^2)}$$

Il coefficiente di sicurezza è direttamente espresso dal rapporto  $M_u/M$ .

Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice ( $M=M_y$ ) nel piano locale xz, costruendo il dominio di resistenza N-M in base ai dati specificati in input. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile (per eseguire verifiche di resistenza in mezzera o in altre sezioni intermedie poste lungo la luce della trave, è necessario che in fase di modellazione l'elemento sia stato suddiviso in più tratti inserendo nodi aggiuntivi in corrispondenza delle sezioni intermedie considerate; in tal modo tutte le verifiche sono comunque ricondotte alle estremità di ogni singolo tratto di trave). Il coefficiente di sicurezza è direttamente esprimibile dalla relazione:  $(M_u / M)$ .

Per quanto riguarda le travi di fondazione, viene controllato se permangono in fase elastica (§7.2.5), cioè se presentano comportamento non dissipativo. Pertanto, il dominio di resistenza di questi elementi viene elaborato assumendo che la deformazione ultima dei materiali sia pari al limite elastico:  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2} = \varepsilon_{su} = \varepsilon_{sy}$ .

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

**fcd** = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ ;

Edifici esistenti: Calcestruzzo:  $f_{cd} = f_{cm} / F_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{ym} / F_c$  ( $/ \gamma_s$ ) (ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ )

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**Nu** = sforzo normale ultimo per compressione semplice.

**My** = componente y del momento sollecitante M (piano di flessione xz). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM

**Muy** = componente y del momento resistente (piano di flessione xz)

**Mz** = componente z del momento sollecitante M (piano di flessione xy). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM

**Muz** = componente z del momento resistente (piano di flessione xy)

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u/M$ . Nel caso di elementi soggetti a compressione semplice il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto  $N_u/P$

**VERIFICHE STATICHE PER ALTRE TIPOLOGIE STRUTTURALI**

Nel modello strutturale possono essere presenti alcuni elementi aventi particolari tipologie, le cui verifiche di sicurezza vengono riportate nell'ambito delle verifiche a pressoflessione complanare. Più in dettaglio, si tratta delle seguenti tipologie: controvento, pilastro murario, blocco (arco), giunto (arco).

**Controventi** (aste in acciaio)

Il comportamento dei controventi, di tipo non lineare (resistenza a trazione fino al limite di snervamento, con assenza di resistenza a compressione), viene gestito in modo completo in analisi pushover, mentre in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta nel caso di sforzo di compressione.

**Pilastri**

Per 'pilastro in muratura' si intende un elemento portante verticale, che può essere in muratura o in pietra, avente sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per il quale le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari) ma richiedono modelli appropriati.

Questi elementi strutturali possono essere presenti in comuni fabbricati, come gli edifici residenziali, e in edifici monumentali, dove spesso

colonne di grandi dimensioni sostengono archi e volte.

I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'ideale verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro.

In PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).

Un aspetto importante riguarda il materiale da considerarsi per questa tipologia, in particolare per le colonne a conci in pietra. A causa della suddivisione in conci, infatti, si forma un comportamento d'insieme tra pietra e malta, simile alla muratura. Tuttavia, spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto quelle della sola pietra.

La verifica a pressoflessione del 'pilastro murario' viene affiancata opzionalmente dal controllo a taglio: il taglio resistente per la muratura è dato dalla somma dei due contributi della resistenza a taglio propria del materiale murario e della resistenza dovuta allo sforzo normale considerando il coefficiente di attrito. Nel caso di pilastro rinforzato con cerchiature di FRP o FRCM in presenza di nastri longitudinali o con acciaio (angolari agli spigoli e calastrelli lungo l'altezza), al taglio resistente della muratura si somma il contributo dato da FRP, FRCM o acciaio, seguendo le formulazioni previste dalla Normativa vigente (rif.: D.M. 17.1.2018, §7.8.3.2.2).

In PCM, seguendo le teorie del calcolo a rottura, si propongono **due modalità di verifica a pressoflessione**. La prima modalità di **verifica è di tipo geometrico**, e prescinde dalla distribuzione delle tensioni e dalla resistenza a compressione. L'eccentricità del carico verticale può spingere la curva delle pressioni fino al bordo della sezione: questa posizione equivale a considerare una resistenza a compressione infinita.

Ciò corrisponde all'ipotesi che la crisi venga raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman. Questa modalità ha un'importante limitazione: non può cogliere l'effetto di un intervento che incrementa la resistenza dell'elemento strutturale. Ciò non impedisce tuttavia un suo utilizzo appropriato sia nelle valutazioni di vulnerabilità dello Stato di fatto (in assenza di interventi), sia nei progetti dove il consolidamento riguarda altre strutture (p.es. le strutture sovrastanti al pilastro) producendo indirettamente un miglioramento dello stato di sollecitazione del pilastro. Ad esempio, eliminando la spinta trasmessa da un arco sovrastante è possibile ricentrare la curva delle pressioni.

Può tuttavia essere necessario valutare gli effetti di interventi che incrementano la resistenza a compressione (tipicamente: le cerchiature), o forniscono al pilastro una resistenza a trazione altrimenti assente (es: nastri longitudinali in FRP o FRCM, angolari in acciaio).

A tal fine è possibile utilizzare una seconda modalità di verifica a pressoflessione, consistente nella **verifica di resistenza**. Poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura N-My-Mz).

I punti rappresentativi dello stato di sollecitazione vengono confrontati con la frontiera del dominio. Trattandosi di una verifica di resistenza, è così possibile calibrare interventi di rinforzo, quali cerchiature e 'armature' longitudinali (nastri in FRP o FRCM, angolari in acciaio) quantificando in tal modo il miglioramento nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto.

Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica dei pilastri murari, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione. Mentre in analisi pushover la verifica non soddisfatta per un elemento di pilastro murario determina l'inserimento di una sconnessione interna, tale da descrivere il degrado progressivo della struttura, in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta relativa alla pressoflessione o all'attrito.

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano del pilastro murario. La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici: Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 e_a / t]^3$$

dove  $P_E$  è il carico critico euleriano:  $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$  essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia),  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione, assunta pari all'altezza complessiva del pilastro cui il concio appartiene nello schema di riferimento (asta incernierata);

inoltre:  $e_a$  è l'eccentricità del carico verticale applicato sul concio, ed è data dal rapporto tra momento flettente e sforzo normale. Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM). Se la verifica di stabilità non è soddisfatta, i risultati evidenziano la crisi per instabilità riportando il valore del carico critico.

**Archi:** PCM consente la modellazione di archi con due modalità alternative: **blocchi**, o **giunti**.

Scegliendo 'Blocchi', l'arco viene suddiviso in una serie di conci collegati tra loro (con incastri interni). Nella generazione del modello strutturale, ogni concio costituente l'arco nel modello architettonico, viene suddiviso in due blocchi, definendo così un'interfaccia interna in corrispondenza del baricentro del concio. Alle imposte dell'arco, opportuni link rigidi connettono l'arco ai maschi laterali, interrompendoli lungo l'altezza, oppure ai pilastri discretizzati in corrispondenza del nodo più vicino. Sopra ai blocchi, si formano montanti verticali rigidi (links) che collegano il baricentro di ogni concio alla travata sovrastante. Quest'ultima viene suddivisa in una serie di aste incernierate che raccolgono il carico proveniente dal solaio impostato sopra l'arco, e lo trasmettono adeguatamente all'arco stesso. Il modello a blocchi equivale a tutti gli effetti a una discretizzazione per conci di un arco monoconnesso. In assenza di giunti, è comunque svolta la verifica a trazione controllando la posizione della curva delle pressioni: se la trazione supera la resistenza disponibile (offerta dalla malta o da un rinforzo passivo), il blocco viene svincolato internamente inserendo una cerniera in corrispondenza del vertice dove è svolta la verifica. E' quindi possibile valutare la capacità dell'arco sottoposto a carichi verticali ed azioni orizzontali anche con la modellazione a soli blocchi.

L'opzione 'Blocchi e giunti' è la più completa e propone la suddivisione dell'arco in blocchi, collegati nelle interfacce attraverso i giunti di malta. Come già accennato, ogni blocco viene suddiviso in due parti, quindi lungo l'arco ad un'interfaccia con i giunti si alterna una suddivisione (internamente incastrata) del blocco adiacente. Nel corso dell'analisi strutturale non lineare, i giunti di malta consentono la formazione di cerniere fino agli eventuali conseguenti meccanismi

cinematici dell'arco. Per quanto riguarda i montanti verticali, la loro generazione per il caso 'Blocchi e giunti' è del tutto equivalente alla scelta dell'opzione 'Blocchi'.

Per l'asta 'giunto' la verifica consiste nel controllo di trazione. L'asta 'blocco' può essere sottoposta a verifica di trazione, compressione e attrito. Per l'elemento 'blocco' è possibile specificare la forza resistente a trazione corrispondente ad un intervento locale di rinforzo, in intradosso e/o estradosso, di tipo passivo (es.: FRP) o attivo (es.: arco armato).

Nel caso di rinforzo passivo, la verifica a trazione del giunto (o del blocco, nel caso di modellazione a soli blocchi) viene svolta con riferimento non alla resistenza a trazione della malta, ma alla forza resistente a trazione specificata in input (per un dato 'giunto' in caso di rinforzo a trazione per entrambi i blocchi collegati si fa riferimento alla resistenza a trazione minima fra le due). Poiché ad ogni asta 'blocco' corrisponde una metà del concio architettonico originario, la resistenza a trazione da rinforzo passivo specificata nel blocco si applica ai giunti dell'interfaccia interessata (per l'asta 'giunto' la forza resistente a trazione dovuta al rinforzo viene mostrata in sola lettura).

Il rinforzo attivo genera forze di precompressione radiali (applicate automaticamente da PCM nel baricentro del blocco, cioè in corrispondenza della suddivisione fra le due metà del concio architettonico) che stabilizzano la curva delle pressioni, e quindi determinano un beneficio sulle verifiche di sicurezza: diversamente dal rinforzo passivo, la trazione che eventualmente insorge nel giunto o nel blocco viene confrontata con la resistenza propria del materiale, poiché l'effetto del rinforzo attivo è stato già considerato definendo i carichi aggiuntivi di precompressione.

Fra le analisi previste per gli elementi ad arco, l'analisi statica non lineare (pushover) è particolarmente importante in quanto rappresentativa delle configurazioni deformate sotto azioni di origine sismica (forze orizzontali crescenti). Gli eventuali cinatismi degli archi influiscono sulla verifica di sicurezza globale, garantendo quindi una maggior aderenza alla realtà rispetto alle modellazioni dove il comportamento ad arco viene semplificato o trascurato.

Un'importante funzionalità offerta da PCM per l'analisi strutturale in presenza di archi consiste nel controllo di stabilità statica che nell'analisi pushover viene eseguito al passo iniziale. Poiché l'assetto statico può essere caratterizzato da alcuni giunti in trazione, cioè da una curva delle pressioni tangente o esterna rispetto al profilo dell'arco, il software identifica i giunti con verifica non soddisfatta. In analisi statica questi giunti possono essere controllati attraverso le opzioni grafiche relative alla curva delle pressioni; in pushover, l'analisi statica viene ripetuta inserendo uno svincolamento del giunto con verifica non soddisfatta, fino a trovare (se esiste) una configurazione staticamente ammissibile.

Si osservi che in caso di resistenza a trazione nulla la curva delle pressioni è al limite tangente alla superficie dell'arco; in caso di resistenza a trazione non nulla, alla curva è consentito uscire dalla sagoma dell'arco, tanto più quanto maggiore è la resistenza a trazione della malta o dell'eventuale rinforzo passivo applicato: la cerniera si forma in tal caso solo con il superamento della resistenza a trazione. In tutte le analisi, incluse le valutazioni statiche sotto l'effetto di cedimenti anelastici, la posizione della curva delle pressioni consente il controllo grafico dello stato di sollecitazione nelle strutture ad arco. Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica degli archi, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: controvento (X), pilastro murario (P), blocco (arco) (N,V), giunto (arco) (J)

**N, Ty, Tz, My, Mz** = caratteristiche di sollecitazione

**Verifica** = stato di verifica. Sono possibili i seguenti risultati, in dipendenza dai dati in input e dalle opzioni di analisi e verifica scelte: sì (verifica soddisfatta), no: verifica non soddisfatta per: compressione (controventi), pressoflessione o taglio (pilastri murari), trazione per blocchi (formazione di cerniera), trazione per giunti, compressione, attrito, instabilità (con corrispondente indicazione del valore del carico critico).

#### 4. 13. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 9)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>k</sub> / f <sub>m</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ <sub>m</sub> * FC	f <sub>d</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	M	e	B	632.89	0.190	2.600	4.05	0.642	1846.61	1328.01	138.01	9.623	38
1	M	e	S	297.18	0.090	2.600	4.05	0.642	1846.61	796.06	-34.38	>> 1	38
4	M	e	B	660.87	0.200	2.600	4.05	0.642	1845.74	1353.76	233.91	5.788	39
4	M	e	S	325.39	0.100	2.600	4.05	0.642	1845.74	855.27	181.88	4.702	39
7	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
8	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	14.46	0.18	0.07	2.573	38
8	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	14.46	0.18	-0.08	2.252	38
9	M	e	B	530.56	0.220	2.600	4.05	0.642	1342.80	745.03	-28.47	>> 1	43
9	M	e	S	268.58	0.110	2.600	4.05	0.642	1342.80	498.80	-135.93	3.670	43
10	M	e	B	71.22	0.280	2.600	4.05	0.642	137.90	8.37	-3.69	2.268	37
10	M	e	S	58.17	0.230	2.600	4.05	0.642	137.90	8.17	3.22	2.538	37
12	M	e	B	314.17	0.310	2.600	4.05	0.642	551.33	131.29	-56.92	2.307	37
12	M	e	S	244.37	0.240	2.600	4.05	0.642	551.33	132.18	32.90	4.018	37
15	M	e	B	58.80	0.410	2.600	4.05	0.642	78.60	2.05	-0.95	2.159	37
15	M	e	S	52.11	0.360	2.600	4.05	0.642	78.60	2.43	0.82	2.966	37
19	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
20	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	42.56	1.59	0.40	3.976	41
20	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	42.56	1.59	-0.47	3.384	41
21	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
22	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
23	M	e	B	32.10	0.420	2.600	4.05	0.642	42.02	0.53	0.00	1.309	37
23	M	e	S	28.45	0.370	2.600	4.05	0.642	42.02	0.64	-0.01	>> 1	37
27	M	e	B	250.66	0.360	2.600	4.05	0.642	378.16	53.24	8.62	6.177	42
27	M	e	S	208.96	0.300	2.600	4.05	0.642	378.16	58.90	-8.38	7.029	42
31	M	e	B	251.65	0.360	2.600	4.05	0.642	378.16	53.04	8.62	6.153	42
31	M	e	S	209.95	0.300	2.600	4.05	0.642	378.16	58.83	-8.38	7.021	42
35	M	e	B	250.40	0.350	2.600	4.05	0.642	392.56	59.30	7.78	7.623	42
35	M	e	S	198.55	0.280	2.600	4.05	0.642	392.56	64.18	-7.53	8.523	42
39	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
40	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9



41	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
42	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
43	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
44	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
45	M	e	B	208.15	0.290	2.600	4.05	0.642	392.86	64.05	-9.97	6.425	42
45	M	e	S	156.22	0.220	2.600	4.05	0.642	392.86	61.59	7.72	7.978	42
49	M	e	B	223.38	0.320	2.600	4.05	0.642	378.16	57.60	-10.98	5.246	42
49	M	e	S	181.68	0.260	2.600	4.05	0.642	378.16	59.47	8.62	6.899	42
53	M	e	B	255.62	0.370	2.600	4.05	0.642	378.16	52.18	-10.48	4.979	38
53	M	e	S	213.92	0.310	2.600	4.05	0.642	378.16	58.53	7.84	7.466	38
57	M	e	B	30.51	0.400	2.600	4.05	0.642	42.02	0.58	0.00	1.377	12
57	M	e	S	26.85	0.350	2.600	4.05	0.642	42.02	0.68	0.01	>> 1	12
61	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
62	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
63	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
64	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
65	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
66	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
67	M	e	B	88.75	0.120	3.000	4.05	0.741	467.94	133.62	-24.88	5.371	38
70	M	e	B	15.71	0.100	3.000	4.05	0.741	102.50	5.41	1.84	2.942	43
* 73	M	e	B	41.57	0.080	3.000	4.05	0.741	308.20	35.21	46.32	0.760	39
76	M	e	B	22.77	0.110	3.000	4.05	0.741	128.44	9.55	1.13	8.455	44
80	M	e	B	13.59	0.160	3.000	4.05	0.741	52.89	2.12	0.29	7.312	44
85	M	e	B	17.67	0.220	3.000	4.05	0.741	50.37	2.29	0.00	2.851	37
90	M	e	B	13.18	0.170	3.000	4.05	0.741	50.24	1.94	-0.21	9.237	42
95	M	e	B	9.54	0.130	3.000	4.05	0.741	47.98	1.46	-0.29	5.021	42
100	M	e	B	9.45	0.060	3.000	4.05	0.741	103.89	3.54	0.52	6.815	44
104	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
105	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	0.41	>> 1	37
105	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	2.06	6.336	37
106	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
107	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.73	7.544	40
107	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	2.40	5.438	40
108	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
109	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	2.45	5.327	37
109	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	2.29	5.699	37
110	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
111	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	2.50	5.221	37
111	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	0.69	>> 1	37
112	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
113	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	-0.36	>> 1	37
113	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	-7.54	1.731	37
114	M	e	B	44.96	0.080	3.000	4.05	0.741	369.12	46.29	-12.77	3.625	41
116	M	e	B	23.89	0.060	3.000	4.05	0.741	232.18	15.81	1.23	>> 1	44
119	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	89.72	12.74	-5.36	2.377	37
119	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	89.72	12.74	0.14	>> 1	37
120	M	e	B	124.50	0.100	3.000	4.05	0.741	779.54	215.88	29.68	7.273	38
122	M	e	B	181.23	0.230	3.000	4.05	0.741	503.70	185.64	37.41	4.962	41
124	M	e	B	17.44	0.260	3.000	4.05	0.741	41.56	1.34	-0.16	8.350	40
127	M	e	B	13.20	0.260	3.000	4.05	0.741	31.80	0.78	0.14	5.570	42
131	M	e	B	134.71	0.180	3.000	4.05	0.741	464.35	141.05	-75.69	1.864	38
133	M	e	B	133.59	0.180	3.000	4.05	0.741	464.98	140.62	71.37	1.970	38
144	M	e	B	105.96	0.240	3.000	4.05	0.741	272.47	56.04	-27.05	2.072	38
146	M	e	B	107.66	0.090	3.000	4.05	0.741	784.27	192.82	-11.50	>> 1	41
152	M	e	B	123.21	0.150	3.000	4.05	0.741	503.70	148.91	-72.28	2.060	38
154	M	e	B	59.64	0.140	3.000	4.05	0.741	267.44	39.37	-14.01	2.810	38
156	M	e	B	59.41	0.140	3.000	4.05	0.741	266.81	39.14	13.19	2.967	38
158	M	e	B	122.63	0.150	3.000	4.05	0.741	503.70	148.44	70.29	2.112	38
161	M	e	B	74.36	0.270	3.000	4.05	0.741	171.73	23.00	12.54	1.834	39
163	M	e	B	107.08	0.300	3.000	4.05	0.741	226.19	40.52	-20.74	1.953	37
164	M	e	B	377.53	0.400	3.000	4.05	0.741	589.96	254.75	-171.42	1.486	37
165	M	e	B	107.95	0.340	3.000	4.05	0.741	198.81	31.15	-12.42	2.508	37
167	M	e	B	86.85	0.320	3.000	4.05	0.741	170.16	22.98	-8.74	2.630	37
174	M	e	B	70.96	0.220	3.000	4.05	0.741	199.12	28.89	17.01	1.698	39
176	M	e	B	70.61	0.220	3.000	4.05	0.741	199.12	28.82	17.95	1.606	39
178	M	e	B	77.03	0.240	3.000	4.05	0.741	199.12	29.87	23.20	1.288	39
180	M	e	B	80.23	0.250	3.000	4.05	0.741	199.12	30.30	26.52	1.142	39
187	M	e	B	32.69	0.110	3.000	4.05	0.741	181.02	15.40	-4.47	3.446	41
190	M	e	B	32.16	0.200	3.000	4.05	0.741	99.95	6.93	1.03	6.724	43
192	M	e	B	19.79	0.140	3.000	4.05	0.741	89.88	4.41	-1.06	4.157	41
194	M	e	B	61.04	0.190	3.000	4.05	0.741	199.75	26.89	-2.94	9.148	41
196	M	e	B	67.21	0.210	3.000	4.05	0.741	198.96	28.13	-2.42	>> 1	41
198	M	e	B	69.10	0.220	3.000	4.05	0.741	198.96	28.50	2.05	>> 1	43
200	M	e	B	76.01	0.240	3.000	4.05	0.741	199.12	29.72	2.07	>> 1	43
202	M	e	B	38.84	0.450	3.000	4.05	0.741	54.46	1.93	1.33	1.449	39
205	M	e	B	65.02	0.420	3.000	4.05	0.741	98.22	6.86	1.86	3.687	39
207	M	e	B	124.90	0.390	3.000	4.05	0.741	199.12	29.45	5.35	5.504	39
209	M	e	B	121.92	0.330	3.000	4.05	0.741	230.92	42.21	-15.62	2.702	40
211	M	e	B	58.69	0.220	3.000	4.05	0.741	170.16	20.78	-1.53	>> 1	41
212	M	e	B	73.70	0.230	3.000	4.05	0.741	198.81	29.29	-2.16	>> 1	41
214	M	e	B	305.44	0.330	3.000	4.05	0.741	590.28	276.36	-37.41	7.387	37
218	M	e	B	114.82	0.180	3.000	4.05	0.741	402.96	65.68	-6.86	9.575	41
221	M	e	B	145.73	0.120	2.600	4.05	0.642	645.43	166.81	16.71	9.983	43
225	M	e	B	19.38	0.050	2.600	4.05	0.642	221.11	8.96	-8.46	1.059	41
229	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	150.73	19.50	-3.51	5.555	43

229	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	150.73	19.50	6.68	2.919	43
230	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
* 232	M	e	B	3.93	0.040	3.000	4.05	0.741	62.96	0.74	0.93	0.792	43
236	M	e	B	27.68	0.060	3.000	4.05	0.741	314.50	25.22	-6.48	3.892	41
241	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
242	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	124.75	23.33	7.89	2.957	39
242	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	124.75	23.33	22.13	1.054	39
244	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	86.73	11.91	10.57	1.126	37
244	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	86.73	11.91	-9.44	1.261	37
245	M	e	B	143.56	0.180	3.000	4.05	0.741	497.41	100.85	64.13	1.573	40
* 254	M	e	B	351.37	0.750	3.000	4.05	0.741	293.66	0.00	52.93	0.000	37
* 258	M	e	B	22.49	0.110	3.000	4.05	0.741	127.97	7.54	7.70	0.979	39
261	M	e	B	83.66	0.120	3.000	4.05	0.741	437.84	117.65	-22.88	5.142	38
* 568	B		I	0.00	0.000	-	1.05	261.905	161.27	0.56	1.13	0.497	9
* 569	B		I	-22.32	-36.250	-	1.05	261.905	161.27	0.56	1.14	0.492	37
* 570	B		I	-28.33	-46.010	-	1.05	261.905	161.27	0.56	1.02	0.550	9
* 571	B		I	-33.71	-54.750	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.96	0.585	9
* 572	B		I	-39.39	-63.970	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.91	0.617	9
* 573	B		I	-45.39	-73.710	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.86	0.653	9
* 574	B		I	-51.76	-84.060	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.81	0.693	9
* 575	B		I	-56.26	-91.370	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.81	0.693	9
* 576	B		I	-55.17	-89.600	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.72	0.779	9
* 577	B		I	-49.32	-80.100	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.67	0.838	9
* 577	B		J	-49.32	-80.100	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.68	0.825	9
* 578	B		I	-40.48	-65.740	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.72	0.779	9
* 579	B		I	-33.14	-53.820	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.77	0.729	9
* 580	B		I	-24.84	-40.340	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.81	0.693	9
* 581	B		I	-17.02	-27.640	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.86	0.653	9
* 582	B		I	-9.63	-15.640	-	1.05	261.905	161.27	0.56	0.91	0.617	9
* 583	B		I	-7.95	-12.910	-	1.05	261.905	161.27	0.56	1.09	0.515	9
* 584	B		I	-7.11	-11.550	-	1.05	261.905	161.27	0.56	1.14	0.492	9

## 5. 14. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 0.000 (CCC ID 9)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tip.	P (kN)	Nu	My	Mz (kN m)	Mu,y	Mu,z	C.Sic.	ID CCC
303	T	-0.03	2819.92	-27.90		-249.66		8.948	37
565	T	-459.63	6011.46	-213.36		-597.41		2.800	40
565	T	-459.63	6011.46	-56.00		-597.41		>> 1	40
566	T	-446.75	6011.46	-95.69		-602.81		6.300	40
566	T	-446.75	6011.46	-87.96		-602.81		6.853	40
567	T	-446.57	6011.46	-82.12		-602.89		7.342	40
567	T	-446.57	6011.46	-13.69		-602.89		>> 1	40

## 6. 15. VERIFICHE PER ALTRE TIPOLOGIE STRUTTURALI

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tipologia strutturale	N	Ty (kN)	Tz	My (kN m)	Mz	Verifica soddisfatta	ID CCC
314	pil. murario	37.55	0.00	0.13	-0.49	0.00	si	40
	pil. murario	23.14	0.00	0.13	0.46	-0.02	si	40
315	pil. murario	34.99	0.00	0.14	-0.50	0.00	si	40
	pil. murario	20.58	0.00	0.14	0.48	-0.02	si	40
316	pil. murario	32.43	0.00	0.14	-0.52	0.00	si	40
	pil. murario	18.02	0.00	0.14	0.49	-0.02	si	40
317	pil. murario	30.55	0.00	0.17	-0.59	0.00	si	40
	pil. murario	16.73	0.00	0.17	0.56	-0.02	si	40
318	pil. murario	45.59	-0.01	1.22	-2.75	-0.04	si	39
	pil. murario	32.44	-0.01	1.22	5.08	0.05	no: pressoflessione	39
* 319	pil. murario	62.47	-0.02	1.33	-2.83	-0.06	no: pressoflessione	37
	pil. murario	50.04	-0.02	1.33	5.24	0.07	no: pressoflessione	37
* 320	pil. murario	53.32	-0.02	1.49	-2.99	-0.06	no: pressoflessione	37
	pil. murario	41.57	-0.02	1.49	5.53	0.07	no: pressoflessione	37
* 321	pil. murario	23.91	-0.07	-2.51	6.22	-0.18	no: pressoflessione	9
	pil. murario	13.26	-0.07	-2.51	-6.81	0.20	no: pressoflessione	9
* 322	pil. murario	23.63	-0.07	-2.53	6.03	-0.16	no: pressoflessione	9
	pil. murario	13.35	-0.07	-2.53	-6.65	0.18	no: pressoflessione	9
323	pil. murario	30.41	0.00	0.43	-0.99	-0.02	si	40
	pil. murario	20.97	0.00	0.43	1.00	-0.02	si	40
324	pil. murario	27.21	0.00	0.55	-1.15	-0.02	si	40
	pil. murario	18.61	0.00	0.55	1.15	-0.02	si	40
325	pil. murario	23.38	0.00	0.71	-1.34	-0.03	si	40
	pil. murario	15.60	0.00	0.71	1.35	-0.02	si	40



326	pil. murario	15.82	-0.02	-0.34	0.53	-0.04	si	38
	pil. murario	9.39	-0.02	-0.34	-0.53	0.02	si	38
327	pil. murario	39.25	-0.02	-0.30	0.91	-0.08	si	42
	pil. murario	24.83	-0.02	-0.30	-1.22	0.04	si	42
328	pil. murario	36.87	-0.01	-0.44	1.37	-0.06	si	42
	pil. murario	22.46	-0.01	-0.44	-1.69	0.02	si	42
329	pil. murario	41.44	-0.01	-0.67	2.24	-0.05	si	38
	pil. murario	27.02	-0.01	-0.67	-2.47	0.01	si	38
330	pil. murario	39.08	0.00	-0.97	3.15	-0.02	si	38
	pil. murario	25.26	0.00	-0.97	-3.40	-0.02	si	38
* 331	pil. murario	37.42	0.01	-1.33	4.16	0.01	no: pressoflessione	38
*	pil. murario	24.28	0.01	-1.33	-4.41	-0.05	no: pressoflessione	38
332	pil. murario	29.97	0.01	-1.33	3.87	0.01	si	9
*	pil. murario	17.54	0.01	-1.33	-4.21	-0.05	no: pressoflessione	9
333	pil. murario	36.63	0.00	0.32	-0.83	-0.01	si	40
	pil. murario	25.98	0.00	0.32	0.84	-0.03	si	40
334	pil. murario	33.15	0.00	0.35	-0.87	-0.01	si	40
	pil. murario	22.87	0.00	0.35	0.87	-0.03	si	40
* 335	pil. murario	23.92	0.00	-1.80	4.98	-0.02	no: pressoflessione	9
*	pil. murario	12.17	0.00	-1.80	-5.34	-0.02	no: pressoflessione	9
* 336	pil. murario	25.52	-0.09	-3.75	7.50	-0.18	no: pressoflessione	9
*	pil. murario	16.92	-0.09	-3.75	-8.24	0.21	no: pressoflessione	9
* 337	pil. murario	26.36	-0.10	-4.40	7.95	-0.17	no: pressoflessione	9
*	pil. murario	18.58	-0.10	-4.40	-8.77	0.20	no: pressoflessione	9
* 338	pil. murario	25.36	-0.07	-3.86	6.93	-0.12	no: pressoflessione	9
*	pil. murario	17.58	-0.07	-3.86	-7.75	0.15	no: pressoflessione	9
339	pil. murario	15.07	0.45	-0.31	0.48	0.69	si	39
	pil. murario	8.64	0.45	-0.31	-0.48	-0.71	si	39
340	pil. murario	202.18	0.92	-6.19	8.48	2.23	si	42
	pil. murario	111.90	0.92	-6.19	-23.71	-2.56	si	42
341	pil. murario	90.29	0.81	10.42	-20.32	2.20	si	9
*	pil. murario	0.00	0.81	10.42	33.88	-2.03	no: pressoflessione	9
342	pil. murario	46.16	0.08	0.43	-1.16	0.22	si	40
	pil. murario	31.02	0.08	0.43	1.10	-0.20	si	40
343	pil. murario	44.14	0.08	0.39	-1.05	0.21	si	40
	pil. murario	28.99	0.08	0.39	0.98	-0.19	si	40
344	pil. murario	15.14	-0.19	-0.25	0.35	-0.50	si	42
	pil. murario	0.00	-0.19	-0.25	-0.93	0.47	si	42
345	pil. murario	45.97	-0.36	-0.31	0.83	-0.83	si	38
	pil. murario	30.82	-0.36	-0.31	-0.80	1.05	si	38
346	pil. murario	27.15	-0.01	-0.17	0.54	0.07	si	38
	pil. murario	8.30	-0.01	-0.17	-0.57	0.11	si	38
347	pil. murario	22.07	-0.01	-0.07	0.25	0.02	si	43
*	pil. murario	-0.64	-0.01	-0.07	-0.26	0.07	no: pressoflessione	43
348	pil. murario	21.83	-0.02	-0.04	0.15	-0.05	si	44
*	pil. murario	-0.88	-0.02	-0.04	-0.14	0.14	no: pressoflessione	44
349	pil. murario	26.97	-0.15	-0.15	0.50	-0.38	si	38
	pil. murario	8.12	-0.15	-0.15	-0.48	0.56	si	38

#### VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale).

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_c$ : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$ , dove:

$l'$  = lunghezza della parte compressa della parete ( $h$  nella verifica della fascia, secondo [7.8.4])

$t$  = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  definito in §4.5.6.1:  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$ , calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione:  $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$ .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio per scorrimento è il valore medio  $f_{v0}$ , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a:  $f_{vm} = f_{v0} + 0.4 \sigma_n$ . Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei

materiali  $\gamma_M$  (l'analisi statica è un'analisi lineare), ed il fattore di confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_{v0}$ ). Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_{vd}$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:**  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M$  con  $f_{vk} \leq f_{vklim} = 0.65 f_b$  (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);

**Muratura esistente:**  $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_M / F_C = (f_{v0} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / F_C$  con  $f_{vm} \leq f_{vlim} = 0.065 f_b / 0.7$  [§C8.7.1.14], con  $f_b$  resistenza a compressione normalizzata del blocco.

Nelle espressioni del calcolo di  $f_{vd}$ , si osservi che i coefficienti  $\gamma_M$  e  $F_C$  vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  e  $F_C$ .

## Muratura

**rinforzata:**

**Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata:** il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio  $V_t$  è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$V_t = V_{tm} \text{ (contributo muratura)} + V_{is} \text{ (contributo armatura)} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s$ ,

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali:  $V_t \leq V_{tlim} = 0.3 f_d \cdot t \cdot d$ ,

dove:  $d$  = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

$t$  = spessore della parete;

$s$  = distanza verticale tra i livelli di armatura;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

$f_{yd}$  = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:  $f_{yk} / \gamma_s$  (analisi lineare) ( $\gamma_s = 1.15$ );

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a:  $f_d / \gamma_M$  (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo  $V_{is}$  è sempre considerato).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**:

- il contributo della muratura  $V_{tm}$  viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione  $\sigma_n$  determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo  $V_{is}$  ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ( $V_{is} = V_{Rd,i}$ ).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$V_{is} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \epsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot b_f / p_f$  dove:

$E_f$  = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

$\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$t_f$  = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

$b_f$ ,  $p_f$  = larghezza e passo delle strisce;

$\gamma_{Rd}$  = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di  $V_{is}$  viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo  $\cotg(90^\circ - \varphi)$ , dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da:  $V_{tlim} = 0.3 f_{hd} \cdot t \cdot d$ , dove

$f_{hd}$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera  $f_d$ ).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{is} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cdot \cos^2 \alpha) \cdot E_f \cdot A_f$  dove:

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{fdd} / (\sin \alpha \cdot \cos \alpha) \}$ , con:  $\alpha$  = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale;  $\epsilon_{fdd}$  = deformazione di progetto;

$A_f = 2 \cdot t_f \cdot b_f$  con  $t_f$  che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente:  $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$  moltiplica inoltre il contributo della muratura  $V_{tm}$ . Nel caso in cui la correzione di  $V_{tm}$  comporti un taglio resistente ( $V_{tm} + V_{is}$ ) minore della resistenza  $V_{tm}$  senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**:

- il contributo della muratura  $V_{tm}$  viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione  $\sigma_n$  determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo  $V_{is}$  segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215,  $V_{is} = V_{t,f}$ ).

$V_{is} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \hat{\alpha}_t \cdot \hat{\alpha}_{fd} \cdot E_f$

dove:

$n_f$  = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

$t_{vf}$  = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

$b_f$  = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da  $b_f \cdot l / p_f$ , dove:  $b_f$  è la larghezza del singolo nastro,  $l$  è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete,  $p_f$  è il passo tra i nastri;

$\hat{\alpha}_t = 0.8$ , coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

$\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$E_f$  = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di  $V_{is}$  viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da:  $V_{tlim} = 0.25 f_d \cdot t \cdot d$ , dove  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $t$  è lo spessore della parete,  $d$  è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò  $V_t$  può assumere al massimo il valore  $1.5 V_{tm}$ .

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §4.5.3), per elementi in muratura:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**M** = momento di calcolo

**Ecc** = eccentricità (= M / P)

**Beta** = coefficiente di parzializzazione della sezione =  $l'/l$ , essendo  $l'$  la zona compressa. Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare:  $Beta=1$  se  $(Ecc/l) \leq 1/6$ , altrimenti:  $Beta=(3 \cdot (0.5-Ecc/l))$  [Beta=0 se  $Ecc \geq l/2$ ].

Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.

Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T ( $C=N+T$ ). Più in dettaglio:

- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale  $\sigma_n$  ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da:  $N/(dt)$ , con  $t$ =spessore della parete;

- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi  $C=N$ .  $\sigma_n$  è pari a  $N/(l't)$ ;

- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione:  $\sigma_n = C/(l't)$  (DT200 R1/2012, §5.4.1.1.2).

**C** = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare

**$\sigma_n$**  = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

**$f_{vk0}/f_{vmo}$**  = resistenza a taglio in assenza di compressione:  $f_{vk0}$  (caratteristica) per muratura nuova,  $f_{vmo}$  (media) per muratura esistente ( $f_{vmo} = f_{vk0}$ )

**$f_{vd}$**  = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati

Edificio nuovo:  **$\gamma_m$**  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$   
Edificio esistente:  **$\gamma_m \cdot FC$**  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**$V_t$**  = taglio resistente

**V** = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore ( $M_u/M$ ), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e  $M_u$  è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per  $\gamma_{Rd}=1.5$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $V_t / V$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

**% arm. tag.** = percentuale di armatura a taglio (definita da:  $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$ ).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

**$V_{tM}$**  = contributo della muratura al taglio resistente

**$V_{tS}$**  = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

**$V_{tlim}$**  = valore limite del taglio resistente

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A TAGLIO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)).

Per gli elementi verticali (pareti e pilastri) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio  $V_y$ ) e xz (taglio  $V_z$ ). Per gli elementi orizzontali (travi in elevazione e di fondazione) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz ( $V_z$ ). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.3.5.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area  $A_{sw}$ , interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione  $\alpha$  rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe:  $\alpha=90^\circ$ ), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione  $\theta$  rispetto all'asse della trave). L'inclinazione  $\theta$  deve rispettare i seguenti limiti:  $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ .

Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni  $V_{Rsd}$  (4.1.27) e  $V_{Rcd}$  (4.1.28):

$$0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

da cui, essendo  $\sin \alpha = 1$  (per le staffe) e  $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$ , si ottiene:

$$(A_{sw} f_{yd}) / (b_w s \alpha_c v f_{cd}) = \sin^2 \theta$$

relazione da cui si ottiene  $\theta$ ; segue il controllo su  $\cotg \theta$ . A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione

di  $V_{RSd}$  o di  $V_{RCd}$ ; si ha:

$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \cdot \cotg \theta$ . La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: parete o pilastro (C), trave di fondazione (Z)

**fcd** = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ ;

Edifici esistenti: Calcestruzzo:  $f_{cd} = f_{cm} / F_c / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{ym} / F_c / \gamma_s$

**v fcd** = resistenza di progetto a compressione ridotta per il calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ ) (§4.1.2.3.5.2)

I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio  $V_y$ ) e xz (taglio  $V_z$ ):

**cotg.th** = cotangente dell'angolo  $\theta$ . Se non sono rispettati i limiti:  $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ , il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla

**Vu** = taglio resistente ( $=V_{Rd}$ ) in direzione y e z

**V** = taglio di calcolo ( $=V_{Ed}$ ) in direzione y e z

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto ( $V_u/V$ ) in direzione y e z

Infine si riporta il coefficiente di sicurezza **C.Sic.** pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

## 7. 16. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 39)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P	M	Ecc.	Beta	C	$\sigma_n$	f <sub>vk0</sub> /f <sub>vm0</sub>	$\gamma_m$	f <sub>vd</sub>	V <sub>t</sub>	V	C.Sic.	ID
			(kN)	(kN m)	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	* FC	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN)	(kN)		CCC
38	67	e	B	88.75	-24.88	0.28	1.000	88.75	0.119	0.180	4.05	0.056	41.80	15.98	2.616
39	70	e	B	18.28	2.06	0.11	1.000	18.28	0.112	0.180	4.05	0.056	9.04	1.41	6.412
40	76	e	B	27.44	1.27	0.05	1.000	27.44	0.135	0.180	4.05	0.058	11.78	2.21	5.329
40	80	e	B	16.96	0.32	0.02	1.000	16.96	0.202	0.180	4.05	0.064	5.41	0.61	8.866
44	85	e	B	14.07	0.14	0.01	1.000	14.07	0.176	0.180	4.05	0.062	4.95	0.23	>> 1
41	90	e	B	13.07	-0.20	0.02	1.000	13.07	0.164	0.180	4.05	0.061	4.84	0.42	>> 1
38	95	e	B	11.57	-0.30	0.03	1.000	11.57	0.152	0.180	4.05	0.059	4.53	0.64	7.077
44	100	e	B	9.45	0.52	0.06	1.000	9.45	0.057	0.180	4.05	0.050	8.27	0.64	>> 1
43	114	e	B	48.28	7.59	0.16	1.000	48.28	0.082	0.180	4.05	0.053	30.82	6.24	4.940
44	116	e	B	23.89	1.23	0.05	1.000	23.89	0.065	0.180	4.05	0.051	18.75	0.93	>> 1
38	120	e	B	124.50	29.68	0.24	1.000	124.50	0.101	0.180	4.05	0.054	67.32	16.61	4.053
42	122	e	B	178.11	36.34	0.20	1.000	178.11	0.223	0.180	4.05	0.066	53.15	12.96	4.101
40	124	e	B	17.44	-0.16	0.01	1.000	17.44	0.264	0.180	4.05	0.071	4.66	0.19	>> 1
42	127	e	B	13.20	0.14	0.01	1.000	13.20	0.261	0.180	4.05	0.070	3.55	0.18	>> 1
38	131	e	B	134.71	-75.69	0.56	0.930	134.71	0.197	0.180	4.05	0.064	43.74	27.56	1.587
38	133	e	B	133.59	71.37	0.53	0.960	133.59	0.189	0.180	4.05	0.063	44.62	23.45	1.903
38	144	e	B	105.96	-27.05	0.26	1.000	105.96	0.245	0.180	4.05	0.069	29.70	12.59	2.359
41	146	e	B	107.66	-11.50	0.11	1.000	107.66	0.086	0.180	4.05	0.053	65.99	4.65	>> 1
38	152	e	B	123.21	-72.28	0.59	0.950	123.21	0.162	0.180	4.05	0.060	45.95	21.83	2.105
38	154	e	B	59.64	-14.01	0.23	1.000	59.64	0.140	0.180	4.05	0.058	24.77	3.87	6.400
38	156	e	B	59.41	13.19	0.22	1.000	59.41	0.140	0.180	4.05	0.058	24.70	3.27	7.554
38	158	e	B	122.63	70.29	0.57	0.960	122.63	0.159	0.180	4.05	0.060	46.34	18.93	2.448
39	161	e	B	74.36	12.54	0.17	1.000	74.36	0.273	0.180	4.05	0.071	19.47	4.88	3.989
37	163	e	B	107.08	-20.74	0.19	1.000	107.08	0.298	0.180	4.05	0.074	26.54	5.97	4.446
37	164	e	B	377.53	-171.42	0.45	1.000	377.53	0.403	0.180	4.05	0.084	78.93	41.29	1.912
37	165	e	B	107.95	-12.42	0.12	1.000	107.95	0.342	0.180	4.05	0.078	24.70	3.29	7.506

37		167		e		B		86.85		-8.74		0.10		1.000		86.85		0.321		0.180		4.05		0.076		20.59		2.43		8.473	
39		174		e		B		70.96		17.01		0.24		0.930		70.96		0.241		0.180		4.05		0.068		20.10		6.64		3.027	
39		176		e		B		70.61		17.95		0.25		0.900		70.61		0.249		0.180		4.05		0.069		19.58		7.25		2.701	
39		178		e		B		77.03		23.20		0.30		0.790		77.03		0.310		0.180		4.05		0.075		18.65		11.17		1.670	
39		180		e		B		80.23		26.52		0.33		0.720		80.23		0.354		0.180		4.05		0.079		17.99		14.10		1.276	
41		187		e		B		32.69		-4.47		0.14		1.000		32.69		0.114		0.180		4.05		0.056		16.01		2.49		6.428	
43		190		e		B		32.16		1.03		0.03		1.000		32.16		0.203		0.180		4.05		0.064		10.23		1.03		9.934	
41		192		e		B		19.79		-1.06		0.05		1.000		19.79		0.139		0.180		4.05		0.058		8.30		0.80		>> 1	
43		194		e		B		60.82		2.46		0.04		1.000		60.82		0.192		0.180		4.05		0.063		20.11		1.94		>> 1	
43		196		e		B		67.22		2.28		0.03		1.000		67.22		0.213		0.180		4.05		0.065		20.68		1.62		>> 1	
43		198		e		B		69.10		2.05		0.03		1.000		69.10		0.219		0.180		4.05		0.066		20.87		1.22		>> 1	
43		200		e		B		76.01		2.07		0.03		1.000		76.01		0.240		0.180		4.05		0.068		21.56		1.18		>> 1	
39		202		e		B		38.84		1.33		0.03		1.000		38.84		0.449		0.180		4.05		0.089		7.68		1.23		6.244	
39		205		e		B		65.02		1.86		0.03		1.000		65.02		0.417		0.180		4.05		0.086		13.36		1.66		8.045	
39		207		e		B		124.90		5.35		0.04		1.000		124.90		0.395		0.180		4.05		0.083		26.39		3.13		8.432	
40		209		e		B		121.92		-15.62		0.13		1.000		121.92		0.332		0.180		4.05		0.077		28.34		7.16		3.958	
41		211		e		B		58.69		-1.53		0.03		1.000		58.69		0.217		0.180		4.05		0.066		17.81		0.38		>> 1	
41		212		e		B		73.70		-2.16		0.03		1.000		73.70		0.233		0.180		4.05		0.067		21.31		0.49		>> 1	
41		214		e		B		258.76		-36.12		0.14		1.000		258.76		0.276		0.180		4.05		0.072		67.22		5.23		>> 1	
37		218		e		B		136.16		-6.54		0.05		1.000		136.16		0.213		0.180		4.05		0.065		41.89		3.88		>> 1	
39		* 232		e		B		3.93		0.83		0.21		0.000		3.93		0.000		0.180		4.05		0.000		0.00		1.31		0.000	
43		236		e		B		27.68		5.99		0.22		1.000		27.68		0.055		0.180		4.05		0.050		24.93		4.56		5.468	
40		245		e		B		143.56		64.13		0.45		0.820		143.56		0.221		0.180		4.05		0.066		43.02		24.96		1.724	
40		254		e		B		355.87		59.27		0.17		1.000		355.87		0.763		0.180		4.05		0.120		55.88		50.96		1.096	
39		* 258		e		B		22.49		7.70		0.34		0.240		22.49		0.468		0.180		4.05		0.091		4.36		5.03		0.867	
38		261		e		B		83.66		-22.88		0.27		1.000		83.66		0.120		0.180		4.05		0.056		39.17		14.68		2.668	

## 8. 17. VERIFICA A TAGLIO - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 0.000 (CCC ID 39)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	fcd	v fcd	cotg.th	Vu,y	Vy	C.Sic.	cotg.th	Vu,Z	Vz	C.Sic.	C.Sic.	ID
		(N/mm <sup>2</sup> )		(y)	(kN)		y	(Z)	(kN)		Z		CCC
303	T	11.111	5.556					2.500	275.37	22.98	>> 1	>> 1	37
303	T	11.111	5.556					2.500	275.37	-22.97	>> 1	>> 1	37
565	T	11.111	5.556					2.500	422.89	102.90	4.110	4.110	44
565	T	11.111	5.556					2.500	422.89	77.14	5.482	5.482	44
566	T	11.111	5.556					2.500	422.89	77.14	5.482	5.482	44
566	T	11.111	5.556					2.500	422.89	-74.29	5.692	5.692	44
567	T	11.111	5.556					2.500	422.89	55.65	7.599	7.599	38
567	T	11.111	5.556					2.500	422.89	29.85	>> 1	>> 1	38

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti



dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche. Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_C$ : §C8.5.4).

Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu}\sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

dove:  $l$  = lunghezza del pannello,  $t$  = spessore del pannello,

$\sigma_0$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (=  $P / lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione);

$b$  = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = \lambda (=h/l)$ , essendo  $\lambda$  la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza della parete.

Per tessitura irregolare:

$f_{td}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale =  $1.5 \tau_{0d}$

$\tau_{0d}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)

Per tessitura regolare:

$\mu$  (coefficiente di attrito locale del giunto) e  $\phi$  (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;

$f_{v0d}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);

per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima  $V_{t,lim}$  [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (l'analisi statica è un'analisi lineare). Normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $\tau_0$  e per  $f_{v0}$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

## Muratura

rinforzata:

**Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata:** il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali.

Per la resistenza a taglio  $V_t$  è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{is} (\text{contributo armatura}) = (l \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot l \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s,$$

dove:

$s$  = distanza verticale tra i livelli di armatura;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

$f_{yd}$  = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:  $f_{yk} / \gamma_s$  (analisi lineare) ( $\gamma_s = 1.15$ );

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a:  $f_d / \gamma_M$  (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo  $V_{is}$  è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello  $l$  viene considerata la distanza  $d$  tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ( $V_{is} \equiv V_{rd,t}$ ).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$$V_{is} = \frac{(1/\gamma_{rd}) \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fd})}{2 \cdot t_f \cdot b_f/p_f} \quad \text{dove:}$$

$$E_f = \text{modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;}$$

$$\varepsilon_{fd} = \text{deformazione di progetto del rinforzo;}$$

$t_f$  = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

$$b_f/p_f = \text{larghezza e passo delle strisce;}$$

$$\gamma_{rd} = \text{coefficiente parziale, pari a 1.20.}$$

Il valore di  $V_{is}$  viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo  $\text{ctg}(90^\circ - \varphi)$ , dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da:  $V_{t,lim} = 0.3 f_{hd} t d$ , dove  $f_{hd}$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera  $f_d$ ).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$$V_{is} = \frac{(\delta_{rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f)}{\text{dove:}}$$

$\delta_{rd}/H = \min \{ 0.005, \varepsilon_{idd} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$ , con:  $\alpha$  = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale;  $\varepsilon_{idd}$  = deformazione di progetto;

$$A_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f}{\text{con } t_f \text{ che tiene conto dei nastri sovrapposti.}}$$

Il coefficiente:  $[(\delta_{rd}/H)/0.005]$  moltiplica inoltre il contributo della muratura  $V_{tm}$ . Nel caso in cui la correzione di  $V_{tm}$  comporti un taglio resistente ( $V_{tm} + V_{is}$ ) minore della resistenza  $V_{tm}$  senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**, il contributo del rinforzo  $V_{is}$  segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215,  $V_{is} \equiv V_{t,f}$ ).

$$V_{is} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \dot{a}_t \cdot \dot{a}_{td} \cdot E_f$$

dove:

$n_f$  = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

$t_{vf}$  = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

$b_f$  = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da  $b_f \cdot l / p_f$ , dove:  $b_f$  è la larghezza del singolo nastro,  $l$  è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete,  $p_f$  è il passo tra i nastri;

$\dot{a}_t = 0.8$ , coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

$\varepsilon_{td}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$E_t$  = modulo elastico del tessuto secco.  
 Il valore di  $V_{ts}$  viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.  
 La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da:  $V_{t,lim} = 0.25 f_d t d_t$ , dove  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $t$  è lo spessore della parete,  $d_t$  è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCC (fibre ortogonali alla direzione del taglio).  
 L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò  $V_t$  può assumere al massimo il valore  $1.5 V_{t,lim}$ .

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

**Simbologia adottata** dal software PCM (risultati analisi lineare):

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)

**Coeff. b** = coefficiente correttivo b

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma_o$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**tau0** = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare

**fvd** = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare

Edificio nuovo:  $\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$

Edificio esistente:  $\gamma_m \cdot FC$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**fvd** = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

**Vt,lim** = valore limite per il taglio resistente

**Vt** = taglio resistente

**V** = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore ( $M_u/M$ ), dove  $M$  è il momento di calcolo corrispondente a  $V$  e  $M_u$  è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione;  $V$  è inoltre amplificato per  $\gamma_{Rd}=1.5$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $V_t / V$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

**% arm. tag.** = percentuale di armatura a taglio (definita da:  $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$ ).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

**VtM** = contributo della muratura al taglio resistente

**VtS** = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

## 9. 18. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 0.625 (CCC ID 38)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	tau0	$\gamma_m$ * FC	fvd (N/mm <sup>2</sup> )	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
1	e	M	1.000	465.04	0.137	0.056	4.05	0.057	193.82	47.44	4.086	38
4	e	M	1.000	491.14	0.145	0.056	4.05	0.059	198.44	24.53	8.090	38
7	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	31.88	0.00	>> 1	9
8	e	M	1.500	0.00	0.000	0.056	4.05	0.014	0.73	0.15	4.886	38
9	e	M	1.000	405.80	0.165	0.056	4.05	0.062	152.70	30.29	5.041	41
10	e	M	1.500	59.61	0.236	0.056	4.05	0.049	12.29	3.69	3.331	41
12	e	M	1.300	246.51	0.244	0.056	4.05	0.057	57.47	34.12	1.684	41
15	e	M	1.500	49.73	0.345	0.056	4.05	0.058	8.37	1.00	8.366	41
19	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	23.73	0.00	>> 1	9
20	e	M	1.500	0.00	0.000	0.056	4.05	0.014	2.16	0.80	2.696	41
21	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	23.73	0.00	>> 1	9
22	e	M	1.500	0.00	0.000	0.056	4.05	0.014	2.16	0.00	>> 1	9
23	e	M	1.500	27.52	0.357	0.056	4.05	0.059	4.55	0.05	>> 1	42
27	e	M	1.500	229.81	0.332	0.056	4.05	0.057	39.50	7.71	5.123	42
31	e	M	1.500	230.80	0.333	0.056	4.05	0.057	39.58	7.71	5.133	42
35	e	M	1.500	224.47	0.312	0.056	4.05	0.055	39.84	5.80	6.870	42
39	e	M	1.080	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	12.64	0.00	>> 1	9
40	e	M	1.180	0.00	0.000	0.056	4.05	0.018	10.62	0.00	>> 1	9
41	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	13.68	0.00	>> 1	9
42	e	M	1.090	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	11.50	0.00	>> 1	9
43	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	13.69	0.00	>> 1	9
44	e	M	1.090	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	11.51	0.00	>> 1	9
45	e	M	1.500	182.18	0.253	0.056	4.05	0.050	36.17	6.69	5.406	42
49	e	M	1.500	202.53	0.292	0.056	4.05	0.054	37.22	8.89	4.187	42
53	e	M	1.500	216.91	0.313	0.056	4.05	0.055	38.44	8.89	4.324	42
57	e	M	1.500	27.47	0.357	0.056	4.05	0.059	4.54	0.05	>> 1	42
61	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	13.69	0.00	>> 1	9
62	e	M	1.090	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	11.50	0.00	>> 1	9
63	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	13.69	0.00	>> 1	9
64	e	M	1.090	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	11.50	0.00	>> 1	9
65	e	M	1.080	0.00	0.000	0.056	4.05	0.019	12.63	0.00	>> 1	9

66	e	M	1.180	0.00	0.000	0.056	4.05	0.018	10.62	0.00	>> 1	9
67	e	M	1.000	67.51	0.091	0.180	4.05	0.102	76.16	15.98	4.766	38
70	e	M	1.500	13.63	0.084	0.180	4.05	0.067	10.87	1.41	7.707	39
76	e	M	1.500	24.19	0.119	0.180	4.05	0.074	15.11	2.21	6.839	40
80	e	M	1.500	16.06	0.191	0.180	4.05	0.087	7.34	0.61	>> 1	40
85	e	M	1.500	13.23	0.165	0.180	4.05	0.083	6.63	0.23	>> 1	44
90	e	M	1.500	12.22	0.153	0.180	4.05	0.081	6.44	0.42	>> 1	41
95	e	M	1.500	8.75	0.115	0.180	4.05	0.073	5.59	0.60	9.313	42
100	e	M	1.500	7.04	0.043	0.180	4.05	0.057	9.39	0.64	>> 1	44
104	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	16.67	0.00	>> 1	9
105	e	M	1.000	0.11	0.000	0.180	4.05	0.067	17.25	2.47	6.986	40
106	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	16.67	0.00	>> 1	9
107	e	M	1.000	0.72	0.003	0.180	4.05	0.068	17.56	0.83	>> 1	40
108	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	16.67	0.00	>> 1	9
109	e	M	1.000	0.46	0.002	0.180	4.05	0.068	17.43	0.30	>> 1	42
110	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	16.67	0.00	>> 1	9
111	e	M	1.000	0.35	0.001	0.180	4.05	0.067	17.37	2.19	7.933	38
112	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	16.67	0.00	>> 1	9
114	e	M	1.420	30.46	0.052	0.180	4.05	0.062	36.60	6.24	5.866	43
116	e	M	1.500	15.26	0.041	0.180	4.05	0.057	20.86	0.93	>> 1	44
119	e	M	1.000	0.01	0.000	0.180	4.05	0.067	19.00	6.11	3.110	37
120	e	M	1.000	77.85	0.063	0.180	4.05	0.093	114.70	16.33	7.024	38
122	e	M	1.500	143.37	0.179	0.180	4.05	0.085	68.28	12.83	5.322	41
124	e	M	1.500	15.74	0.238	0.180	4.05	0.095	6.28	0.16	>> 1	39
127	e	M	1.500	12.27	0.243	0.180	4.05	0.096	4.84	0.09	>> 1	9
131	e	M	1.500	95.55	0.130	0.180	4.05	0.076	56.23	26.97	2.085	38
133	e	M	1.500	94.36	0.128	0.180	4.05	0.076	56.05	23.18	2.418	38
144	e	M	1.500	85.49	0.198	0.180	4.05	0.088	38.29	12.44	3.078	38
146	e	M	1.000	61.72	0.050	0.180	4.05	0.088	109.64	3.91	>> 1	42
152	e	M	1.500	71.28	0.089	0.180	4.05	0.068	54.35	21.05	2.582	38
154	e	M	1.500	28.14	0.066	0.180	4.05	0.063	26.66	3.40	7.840	38
156	e	M	1.500	27.99	0.066	0.180	4.05	0.063	26.57	3.05	8.712	38
158	e	M	1.500	70.67	0.088	0.180	4.05	0.068	54.22	18.57	2.920	38
161	e	M	1.500	60.11	0.220	0.180	4.05	0.092	25.15	4.83	5.208	39
163	e	M	1.500	86.10	0.240	0.180	4.05	0.095	34.23	5.93	5.772	37
164	e	M	1.500	317.50	0.339	0.180	4.05	0.110	102.71	41.03	2.503	37
165	e	M	1.500	87.71	0.278	0.180	4.05	0.101	31.90	3.21	9.937	37
167	e	M	1.500	70.25	0.260	0.180	4.05	0.098	26.59	2.37	>> 1	37
174	e	M	1.500	56.00	0.177	0.180	4.05	0.085	26.88	6.60	4.072	39
176	e	M	1.500	56.17	0.178	0.180	4.05	0.085	26.91	7.21	3.732	39
178	e	M	1.500	64.95	0.205	0.180	4.05	0.090	28.39	11.15	2.546	39
180	e	M	1.500	69.29	0.219	0.180	4.05	0.092	29.10	14.09	2.065	39
187	e	M	1.500	24.47	0.085	0.180	4.05	0.067	19.28	2.49	7.743	41
190	e	M	1.500	28.62	0.180	0.180	4.05	0.086	13.58	1.03	>> 1	43
192	e	M	1.500	16.64	0.117	0.180	4.05	0.074	10.52	0.80	>> 1	41
194	e	M	1.500	49.85	0.157	0.180	4.05	0.081	25.83	1.92	>> 1	43
196	e	M	1.500	55.14	0.174	0.180	4.05	0.085	26.71	1.58	>> 1	43
198	e	M	1.500	54.66	0.173	0.180	4.05	0.084	26.63	1.15	>> 1	43
200	e	M	1.500	61.05	0.193	0.180	4.05	0.088	27.74	1.11	>> 1	43
202	e	M	1.500	36.92	0.427	0.180	4.05	0.121	10.46	1.21	8.644	39
205	e	M	1.500	61.29	0.393	0.180	4.05	0.117	18.20	1.63	>> 1	39
207	e	M	1.500	108.38	0.343	0.180	4.05	0.110	34.83	3.07	>> 1	39
209	e	M	1.500	100.49	0.274	0.180	4.05	0.100	36.85	7.07	5.212	40
211	e	M	1.500	42.09	0.156	0.180	4.05	0.081	21.94	0.29	>> 1	41
212	e	M	1.500	53.47	0.169	0.180	4.05	0.084	26.40	0.37	>> 1	41
214	e	M	1.500	198.71	0.212	0.180	4.05	0.091	85.18	4.84	>> 1	41
218	e	M	1.500	118.78	0.186	0.180	4.05	0.086	55.33	3.88	>> 1	37
221	e	M	1.000	105.22	0.089	0.056	4.05	0.048	56.42	22.77	2.478	41
229	e	M	1.500	0.00	0.000	0.180	4.05	0.044	21.28	3.00	7.093	43
230	e	M	1.000	0.00	0.000	0.056	4.05	0.021	9.96	0.00	>> 1	9
232	e	M	1.500	2.59	0.026	0.180	4.05	0.052	5.24	1.41	3.714	43
236	e	M	1.370	15.21	0.030	0.180	4.05	0.059	29.28	4.56	6.420	43
241	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	38.33	0.00	>> 1	9
242	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.067	26.42	17.87	1.478	38
245	e	M	1.500	109.26	0.138	0.180	4.05	0.078	61.57	24.96	2.467	40
254	e	M	1.500	346.16	0.742	0.180	4.05	0.155	72.20	50.92	1.418	40
258	e	M	1.500	16.68	0.082	0.180	4.05	0.066	13.49	5.03	2.682	39
261	e	M	1.000	63.78	0.092	0.180	4.05	0.103	71.46	14.68	4.868	38

## 10. 19. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 0.625 (CCC ID 38)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvd0	$\gamma_m$	fvd	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )		* FC	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)		CCC
67	e	M	1.000	67.51	0.091	0.180	4.05	0.061	0.00	45.65	15.98	2.856	38
70	e	M	1.500	13.63	0.084	0.180	4.05	0.039	0.00	6.38	1.41	4.527	39
76	e	M	1.500	24.19	0.119	0.180	4.05	0.048	0.00	9.73	2.21	4.404	40
80	e	M	1.500	12.68	0.151	0.180	4.05	0.056	0.00	4.67	0.54	8.650	44
85	e	M	1.500	13.23	0.165	0.180	4.05	0.059	0.00	4.73	0.23	>> 1	44



90	e	M	1.500	12.22	0.153	0.180	4.05	0.056	0.00	4.48	0.42	>> 1	41
95	e	M	1.500	8.75	0.115	0.180	4.05	0.047	0.00	3.57	0.60	5.943	42
100	e	M	1.500	7.04	0.043	0.180	4.05	0.029	0.00	4.82	0.64	7.527	44
104	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.05	0.00	>> 1	9
105	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.27	2.47	2.944	40
106	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.05	0.00	>> 1	9
107	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.27	0.83	8.760	40
108	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.05	0.00	>> 1	9
109	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.27	0.30	>> 1	42
110	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.05	0.00	>> 1	9
111	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.27	2.26	3.217	37
112	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	7.05	0.00	>> 1	9
114	e	M	1.420	30.46	0.052	0.180	4.05	0.033	0.00	19.42	6.24	3.113	43
116	e	M	1.500	15.26	0.041	0.180	4.05	0.029	0.00	10.65	0.93	>> 1	44
119	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	8.03	6.11	1.315	37
120	e	M	1.000	77.85	0.063	0.180	4.05	0.051	0.00	63.18	16.33	3.869	38
122	e	M	1.500	143.37	0.179	0.180	4.05	0.063	0.00	50.00	12.83	3.897	41
124	e	M	1.500	15.74	0.238	0.180	4.05	0.077	0.00	5.08	0.16	>> 1	39
127	e	M	1.500	12.27	0.243	0.180	4.05	0.078	0.00	3.94	0.09	>> 1	9
131	e	M	1.500	95.55	0.130	0.180	4.05	0.050	0.00	37.16	26.97	1.378	38
133	e	M	1.500	94.36	0.128	0.180	4.05	0.050	0.00	36.89	23.18	1.592	38
144	e	M	1.500	85.49	0.198	0.180	4.05	0.067	0.00	28.98	12.44	2.330	38
146	e	M	1.000	61.72	0.050	0.180	4.05	0.046	0.00	57.69	3.91	>> 1	42
152	e	M	1.500	71.28	0.089	0.180	4.05	0.041	0.00	32.42	21.05	1.540	38
154	e	M	1.500	28.14	0.066	0.180	4.05	0.035	0.00	14.84	3.40	4.366	38
156	e	M	1.500	27.99	0.066	0.180	4.05	0.035	0.00	14.79	3.05	4.849	38
158	e	M	1.500	70.67	0.088	0.180	4.05	0.040	0.00	32.27	18.57	1.738	38
161	e	M	1.500	60.11	0.220	0.180	4.05	0.073	0.00	19.79	4.83	4.097	39
163	e	M	1.500	86.10	0.240	0.180	4.05	0.077	0.00	27.75	5.93	4.680	37
164	e	M	1.500	243.98	0.260	0.180	4.05	0.082	0.00	77.12	33.49	2.303	41
165	e	M	1.500	87.71	0.278	0.180	4.05	0.087	0.00	27.33	3.21	8.513	37
167	e	M	1.500	70.25	0.260	0.180	4.05	0.082	0.00	22.21	2.37	9.373	37
174	e	M	1.500	56.00	0.177	0.180	4.05	0.062	0.00	19.60	6.60	2.970	39
176	e	M	1.500	56.17	0.178	0.180	4.05	0.062	0.00	19.64	7.21	2.724	39
178	e	M	1.500	64.95	0.205	0.180	4.05	0.069	0.00	21.78	11.15	1.954	39
180	e	M	1.500	69.29	0.219	0.180	4.05	0.072	0.00	22.84	14.09	1.621	39
187	e	M	1.500	24.47	0.085	0.180	4.05	0.040	0.00	11.37	2.49	4.566	41
190	e	M	1.500	28.62	0.180	0.180	4.05	0.063	0.00	9.96	1.03	9.674	43
192	e	M	1.500	16.64	0.117	0.180	4.05	0.047	0.00	6.74	0.80	8.426	41
194	e	M	1.500	49.85	0.157	0.180	4.05	0.057	0.00	18.12	1.92	9.438	43
196	e	M	1.500	55.14	0.174	0.180	4.05	0.061	0.00	19.39	1.58	>> 1	43
198	e	M	1.500	54.66	0.173	0.180	4.05	0.061	0.00	19.27	1.15	>> 1	43
200	e	M	1.500	61.05	0.193	0.180	4.05	0.066	0.00	20.83	1.11	>> 1	43
202	e	M	1.500	36.92	0.427	0.180	4.05	0.123	0.00	10.23	1.21	8.451	39
205	e	M	1.500	45.88	0.294	0.180	4.05	0.091	0.00	14.12	1.39	>> 1	43
207	e	M	1.500	79.69	0.252	0.180	4.05	0.080	0.00	25.38	2.42	>> 1	43
209	e	M	1.500	100.49	0.274	0.180	4.05	0.086	0.00	31.40	7.07	4.442	40
211	e	M	1.500	42.09	0.156	0.180	4.05	0.057	0.00	15.34	0.29	>> 1	41
212	e	M	1.500	53.47	0.169	0.180	4.05	0.060	0.00	18.98	0.37	>> 1	41
214	e	M	1.500	198.71	0.212	0.180	4.05	0.070	0.00	66.08	4.84	>> 1	41
218	e	M	1.500	97.43	0.152	0.180	4.05	0.056	0.00	35.79	3.47	>> 1	41
229	e	M	1.500	0.00	0.000	0.180	4.05	0.019	0.00	9.00	3.00	2.999	43
232	e	M	1.500	2.59	0.026	0.180	4.05	0.025	0.00	2.51	1.41	1.781	43
236	e	M	1.370	15.21	0.030	0.180	4.05	0.029	0.00	14.31	4.56	3.138	43
241	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	16.21	0.00	>> 1	9
* 242	e	M	1.000	0.00	0.000	0.180	4.05	0.028	0.00	11.17	17.87	0.625	38
245	e	M	1.500	109.26	0.138	0.180	4.05	0.053	0.00	41.49	24.96	1.662	40
254	e	M	1.500	346.16	0.742	0.180	4.05	0.200	0.00	66.81	50.92	1.312	40
258	e	M	1.500	16.68	0.082	0.180	4.05	0.039	0.00	7.89	5.03	1.568	39
261	e	M	1.000	63.78	0.092	0.180	4.05	0.062	0.00	42.93	14.68	2.925	38

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;

(2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica  $f_k$  con i valori medi divisi per il fattore di confidenza:  $f_m/FC$  (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di

non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:** da §7.8.2.2.1:  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha:  $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$  (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3).

Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici: Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2(e_a + \lambda e_f) / t]^3 = [1 - 2e_d / t - 2\lambda e_f / t]^3$$

dove  $P_E$  è il carico critico euleriano:  $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo:  $EJ$  la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia),  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre:  $e_a$  e  $e_f$  sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente;  $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito,  $t$  è lo spessore della parete. Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezzzeria della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM. La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo  $N_u$  viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco \*. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**x Sez.** = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzzeria della luce deformabile

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** = valore di calcolo della sollecitazione di compressione

**f<sub>k</sub>, f<sub>m</sub>** = resistenza a compressione

Edificio nuovo:  $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$

Edificio esistente:  $\gamma_M \cdot F_C$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**f<sub>d</sub>** = valore di progetto della resistenza a compressione

**N<sub>u</sub>** = sforzo normale ultimo =  $0.85 f_d l_t$  ( $l_t$ : dimensioni della sezione). La presenza di \* indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

**M<sub>u</sub>** = momento di collasso per pressoflessione =  $(N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$

**M** = momento di calcolo

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

**11. 20. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 0.000 (CCC ID 37)**

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x Sez. (m)	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	fk , fm (N/mm <sup>2</sup> )	γ <sub>m</sub> * FC	fd (N/mm <sup>2</sup> )	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	e	1.950	486.81	0.144	2.600	4.05	0.642	1846.61	95.00	-9.49	>> 1	39
4	e	1.950	517.63	0.153	2.600	4.05	0.642	1845.74	98.70	-10.09	9.782	11
9	e	1.950	431.01	0.175	2.600	4.05	0.642	1342.80	77.56	-8.40	9.233	40
10	e	1.950	72.21	0.286	2.600	4.05	0.642	137.90	8.94	1.41	6.343	38
12	e	1.950	298.81	0.296	2.600	4.05	0.642	551.33	35.58	5.83	6.104	38
15	e	1.950	59.32	0.412	2.600	4.05	0.642	78.60	3.78	1.16	3.261	38
23	e	1.950	30.38	0.395	2.600	4.05	0.642	42.02	2.31	0.59	3.922	37
27	e	1.950	253.45	0.366	2.600	4.05	0.642	378.16	22.98	-4.94	4.653	37
31	e	1.950	254.49	0.367	2.600	4.05	0.642	378.16	22.89	-4.96	4.614	37
35	e	1.950	248.58	0.346	2.600	4.05	0.642	392.56	25.07	-4.85	5.170	38
45	e	1.950	200.14	0.278	2.600	4.05	0.642	392.86	27.00	3.90	6.923	37
49	e	1.950	222.75	0.321	2.600	4.05	0.642	378.16	25.17	4.34	5.800	37
53	e	1.950	238.96	0.345	2.600	4.05	0.642	378.16	24.19	4.66	5.191	37
57	e	1.950	30.32	0.394	2.600	4.05	0.642	42.02	2.32	-0.59	3.934	37
67	e	1.570	68.03	0.092	3.000	4.05	0.741	467.94	5.81	1.07	5.434	37
70	e	1.570	13.70	0.084	3.000	4.05	0.741	102.50	1.19	0.22	5.395	38
73	e	1.650	21.50	0.044	3.000	4.05	0.741	308.20	2.50	-0.67	3.731	44
76	e	1.570	18.86	0.092	3.000	4.05	0.741	128.44	1.61	-0.45	3.576	41
80	e	1.570	12.75	0.152	3.000	4.05	0.741	52.89	0.97	-0.39	2.481	41
85	e	1.570	13.29	0.166	3.000	4.05	0.741	50.37	0.98	-0.39	2.509	41
90	e	1.570	12.20	0.153	3.000	4.05	0.741	50.24	0.92	-0.40	2.309	41
95	e	1.570	8.30	0.109	3.000	4.05	0.741	47.98	0.69	-0.40	1.716	41
100	e	1.570	5.26	0.032	3.000	4.05	0.741	103.89	0.50	-0.37	1.350	41
114	e	1.670	28.66	0.049	3.000	4.05	0.741	369.12	3.30	0.82	4.030	42
116	e	1.570	10.34	0.028	3.000	4.05	0.741	232.18	1.23	-0.70	1.764	41
120	e	2.070	77.56	0.063	3.000	4.05	0.741	779.54	10.48	-1.61	6.507	39
122	e	2.600	190.68	0.238	3.000	4.05	0.741	503.70	14.81	4.96	2.986	37
124	e	2.600	10.99	0.167	3.000	4.05	0.741	41.56	1.01	0.70	1.443	42
127	e	2.600	10.81	0.214	3.000	4.05	0.741	31.80	0.89	0.63	1.416	42
131	e	2.918	80.11	0.109	3.000	4.05	0.741	464.35	8.29	3.14	2.639	43
133	e	2.919	75.66	0.102	3.000	4.05	0.741	464.98	7.92	-3.17	2.498	43
136	e	2.600	159.63	0.367	3.000	4.05	0.741	274.20	8.34	-4.15	2.009	40
144	e	2.600	85.64	0.198	3.000	4.05	0.741	272.47	7.34	-2.23	3.292	37
146	e	2.070	60.74	0.049	3.000	4.05	0.741	784.27	8.41	-2.08	4.041	41
149	e	1.570	28.41	0.097	3.000	4.05	0.741	183.69	3.00	0.45	6.671	38
152	e	3.567	61.92	0.077	3.000	4.05	0.741	503.70	6.79	6.03	1.126	43
158	e	3.569	59.84	0.075	3.000	4.05	0.741	503.70	6.59	-6.09	1.082	43
161	e	2.870	60.11	0.220	3.000	4.05	0.741	171.73	4.88	1.73	2.823	39
163	e	3.210	86.52	0.241	3.000	4.05	0.741	226.19	6.68	2.78	2.402	39
164	e	3.520	318.49	0.340	3.000	4.05	0.741	589.96	18.32	-11.21	1.634	40
165	e	3.520	87.71	0.278	3.000	4.05	0.741	198.81	6.13	3.09	1.983	37
167	e	3.375	70.43	0.261	3.000	4.05	0.741	170.16	5.16	2.38	2.168	38
172	e	2.600	31.73	0.173	3.000	4.05	0.741	115.69	2.88	-1.04	2.768	44
174	e	2.600	56.93	0.180	3.000	4.05	0.741	199.12	5.08	-1.48	3.434	40
176	e	2.510	56.80	0.180	3.000	4.05	0.741	199.12	5.07	-1.43	3.549	40
178	e	2.100	65.30	0.206	3.000	4.05	0.741	199.12	5.49	-1.37	4.004	40
180	e	1.900	69.25	0.219	3.000	4.05	0.741	199.12	5.65	-1.32	4.277	40
182	e	1.570	46.90	0.286	3.000	4.05	0.741	103.10	3.20	0.74	4.319	39
185	e	1.570	13.49	0.097	3.000	4.05	0.741	87.36	1.43	-0.36	3.961	44
187	e	1.570	29.65	0.103	3.000	4.05	0.741	181.02	3.10	0.47	6.594	37
190	e	1.570	36.98	0.233	3.000	4.05	0.741	99.95	2.91	0.58	5.021	38
192	e	1.570	14.65	0.103	3.000	4.05	0.741	89.88	1.53	0.37	4.143	42
194	e	1.900	66.62	0.210	3.000	4.05	0.741	199.75	5.55	1.27	4.370	38
196	e	2.100	73.89	0.234	3.000	4.05	0.741	198.96	5.81	1.55	3.746	38
198	e	2.510	73.36	0.232	3.000	4.05	0.741	198.96	5.79	1.84	3.146	38
200	e	2.600	81.82	0.259	3.000	4.05	0.741	199.12	6.02	-2.13	2.829	40
202	e	2.600	34.75	0.402	3.000	4.05	0.741	54.46	1.57	-0.90	1.747	39
205	e	2.600	57.68	0.370	3.000	4.05	0.741	98.22	2.98	-1.50	1.984	40
207	e	2.870	108.39	0.343	3.000	4.05	0.741	199.12	6.17	-3.11	1.985	40
209	e	3.210	102.03	0.278	3.000	4.05	0.741	230.92	7.12	-3.28	2.170	37
211	e	3.375	57.45	0.213	3.000	4.05	0.741	170.16	4.76	1.94	2.452	38
212	e	3.520	70.37	0.223	3.000	4.05	0.741	198.81	5.68	2.48	2.291	38
214	e	3.520	246.98	0.263	3.000	4.05	0.741	590.28	17.96	8.69	2.066	38
215	e	1.245	75.30	0.116	3.000	4.05	0.741	409.01	12.29	-1.21	>> 1	42
218	e	1.960	89.06	0.139	3.000	4.05	0.741	402.96	13.88	1.96	7.079	42
221	e	1.498	101.89	0.086	2.600	4.05	0.642	645.43	17.16	2.06	8.331	42
225	e	1.287	12.33	0.030	2.600	4.05	0.642	221.11	2.33	-0.79	2.947	39
* 236	e	2.182	17.09	0.034	3.000	4.05	0.741	314.50	2.02	2.44	0.828	42
245	e	2.385	109.26	0.138	3.000	4.05	0.741	497.41	17.05	2.61	6.533	40
* 254	e	1.245	340.80	0.731	3.000	4.05	0.741	293.66	0.00	4.24	0.000	37
258	e	1.570	16.63	0.082	3.000	4.05	0.741	127.97	1.81	0.26	6.956	40
261	e	1.570	63.61	0.091	3.000	4.05	0.741	437.84	5.44	1.00	5.437	40

**ANALISI PUSHOVER: VERIFICA DI CAPACITÀ**

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.2. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.4.2: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

**Criteri generali**

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera:

G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo la Normativa tecnica vigente, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

**Distribuzione di Forze**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

**Gruppo 1 (distribuzioni principali)**

*FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:*

- (A) (lineare) Forze proporzionali alle forze statiche (utilizzate in analisi statica lineare)
- (B) (uni-modale) Forze corrispondenti al primo modo di vibrare. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo, si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y.
- (C) (dinamica) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare

**Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

- (D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente
- (E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

*ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:*

- (F) (uni-modale) corrispondente a (B)
- (G) (multi-modale) corrispondente a (C)
- (H) (multi-modale) corrispondente a (D).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)/(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

**Direzioni di analisi**

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5; opzionalmente è possibile considerare la componente sismica verticale per mezzo di forze inerziali in direzione +/-Z tenendo conto degli effetti più sfavorevoli nelle verifiche di sicurezza. Le forze inerziali in direzione Z non sono affette dal moltiplicatore progressivo del taglio orizzontale.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).



- **ANALISI SPAZIALI (3D)**: considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente secondo X e secondo Y, con eventuali momenti torcenti aggiuntivi e tenendo conto della combinazione direzionale e/o della componente sismica verticale.

#### Algoritmo di calcolo implementato in PCM

#### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G, 1 + G, 2 + P + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

#### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop* (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura

6. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

6.1. Aggiornamento matrice rigidezze

6.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

6.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

6.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

7. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riprende dal punto 1., rieseguendo un nuovo ciclo. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termina Loop*

8. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

9. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

#### **Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover**

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC**: lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;

- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV**: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;

- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

**SLO**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio  $\zeta_E$ , dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

Per ogni stato limite, i risultati di PCM evidenziano la capacità della struttura in termini di PGA. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno  $T_R$  e la probabilità di superamento  $P_{VR}$  relativa al periodo di riferimento  $V_R$ . Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno  $T_R$ : si varia il valore di  $T_R$  fra gli estremi 1 e 2475 anni, ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione  $a_g$  tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di  $T_R$ ,  $a_g$  e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover. La capacità di spostamento tiene conto della limitazione imposta su  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  che deve essere  $\leq 4.0$  per SLC (e corrispondentemente  $\leq 3.0$  per SLV).

Si osservi che  $a_g$  indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nell'input dell'Azione Sismica - come  $a_g$  oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito

a

PGA.

**Osservazioni integrative**

Intervallo di calcolo per TR.  
 Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone TR=2475 come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIs (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k \cdot TR^{\alpha}$ .  
 L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

Definizione di PGA.  
 PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia ( $\alpha$ : su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di  $PGA_{DLV}$  e  $PGA_{CLV}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_S$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_S$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_o$ ),  $PGA_{CLV}$  conterrà  $S_S$  corrispondente al periodo  $TR_{CLV}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_S$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E,PGA}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA. Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E,TR}$  in termini di periodo di ritorno.

**12.1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)****Azione Sismica****Struttura:**

Vita Nominale VN (anni) = 50  
 Classe d'uso: III  
 Coefficiente d'uso CU = 1.5  
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

**Pericolosità:****Ubicazione del sito:**

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646  
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664  
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri  $ag$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno TR di riferimento (dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$TC^*$ (sec)
30	0.062	2.439	0.250
50	0.079	2.435	0.260
72	0.094	2.430	0.260
101	0.109	2.430	0.265
140	0.125	2.409	0.270
201	0.145	2.390	0.280
475	0.197	2.385	0.290
975	0.250	2.404	0.295
2475	0.332	2.424	0.320

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K \cdot TR^{\alpha}$ , dove:  
 $K = 0.012694770$ ,  $\alpha = 0.467627820$

**Stati Limite:**

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81  
 SLE: SLD 63  
 SLU: SLV 10  
 SLU: SLC 5

$ag(g)$   $F_o$   $Tc^*(sec)$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$TC^*$ (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

**Suolo:**

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T2  
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1  
 Coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 2.16$

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S=SS \cdot ST$ )

---

## CURVA n° 1

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 785920.70  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1792.16  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.455

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 62.46, F,SLC,M-GDL (kN) = 1792.16  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 46.84, F,SLV,M-GDL (kN) = 1491.03

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 56.42, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1618.93  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 42.31, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1346.91

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1133.25  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 48970.41 (=6.231% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.532  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 33.07  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 1619.33  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 56.43

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.068 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 75.05
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3675.09 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1619.33 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.269$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 75.05

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 83.06

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 83.06

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 46.84

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.342 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 159 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 37.606 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	159	0.342	37.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.342 / 0.575 = 0.595$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 159 / 712 = 0.223$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1612.94

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 16.129

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 36.60, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1333.13

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.427$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 30.04

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1470.88

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1619.33

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 30.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 33.24

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 33.24

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 36.60

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.272 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 92  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 55.746 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	92	0.272	55.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.272/0.249 = 1.092$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 92/75 = 1.227$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 24.40, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1165.36

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.331$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 30.04  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1139.65  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1619.33  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.704$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 23.27

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 25.76

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 25.76

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 24.40

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.187 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 41  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 83.947 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	41	0.187	83.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} = \zeta_E \text{SLO,PGA} = 0.187/0.194 = 0.964$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 41/45 = 0.911$

## CURVA n° 2

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 742232.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2450.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.622

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 72.03, F,SLC,M-GDL (kN) = 2450.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 54.02, F,SLV,M-GDL (kN) = 1938.93

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 65.07, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2213.19  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 48.80, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1751.51

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1549.23  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 48952.15 (=6.595% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.532  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 45.22  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 2213.73  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 65.08

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.068 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 75.06
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3674.38  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2213.73  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.660$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 75.06

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 83.07

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 83.07

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 54.02

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.389 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 219 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 28.998 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	219	0.389	29.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.389 / 0.575 = 0.677$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 219 / 712 = 0.308$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2205.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 14.700

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 50.05, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1829.33

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*)$  = 0.427 g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 30.04

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1470.53

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2213.73

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 30.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 33.25

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 33.25

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 50.05

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.360 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 183  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 33.624 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	183	0.360	33.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.360/0.249 = 1.446$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 183/75 = 2.440$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 33.37, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1457.55

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.331$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 30.04  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*)$  m\* (kN) = 1139.65  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2213.73  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.515$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 23.28

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 25.76

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 25.76

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 33.37

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.251 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 77  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 62.244 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	77	0.251	62.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.251/0.194 = 1.294$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 77/45 = 1.711$

## CURVA n° 3

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 768851.20  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1790.96  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.455

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 62.15, F,SLC,M-GDL (kN) = 1790.96  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 46.61, F,SLV,M-GDL (kN) = 1450.33

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 56.14, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1617.85  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 42.11, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1310.14

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1132.50  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 46082.88 (=5.994% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.548  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 35.12  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 1618.24  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 56.16

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.036 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 77.36
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3564.91 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1618.24 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.203$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 77.36

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 85.62

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 85.62

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 46.61

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.332 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 148 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 39.755 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	148	0.332	39.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.332 / 0.575 = 0.577$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 148 / 712 = 0.208$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1611.86

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 16.119

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 38.86, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1275.22

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*)$  = 0.415 g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 30.96

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1427.02

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1618.24

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 30.96

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 34.27

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 34.27

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 38.86

**SLD: Capacità > Domanda**



**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.277 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 98  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 53.481 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	98	0.277	53.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.277/0.249 = 1.112$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 98/75 = 1.307$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 25.91, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1173.01

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.321$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 30.96  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1105.61  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1618.24  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.683$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 23.99

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 26.55

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 26.55

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 25.91

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.192 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 43  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 82.521 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	43	0.192	82.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.192/0.194 = 0.990$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 43/45 = 0.956$



## CURVA n° 4

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 726989.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2100.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.534

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 65.64, F,SLC,M-GDL (kN) = 2100.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 49.23, F,SLV,M-GDL (kN) = 1706.05

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 59.29, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1897.02  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 44.47, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1541.14

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1327.91  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 51915.65 (=7.141% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.517  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 36.55  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 1897.48  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 59.31

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.100$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 72.89
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3783.86 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1897.48 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.994$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 72.89

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 80.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 80.67

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 49.23

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.368 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 189 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 32.755 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	189	0.368	32.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.368 / 0.575 = 0.640$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 189 / 712 = 0.265$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1890.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 12.600

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 40.45, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1483.46

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*)$  = 0.440 g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 29.17

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1514.39

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1897.48

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 29.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 32.29

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 32.29

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 40.45

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.308 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 123

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 45.652 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	123	0.308	45.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.308/0.249 = 1.237$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 123/75 = 1.640$ **VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 26.97, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1307.10**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.341$  g- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 29.17- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1173.33

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1897.48

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.618$ Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 22.60**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 25.02**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 25.02

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 26.97

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.210 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 52

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 76.362 %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	52	0.210	76.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.210/0.194 = 1.082$ - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 52/45 = 1.156$

## CURVA n° 5

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 413904.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4200.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.067

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 77.43, F,SLC,M-GDL (kN) = 4200.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 58.07, F,SLV,M-GDL (kN) = 3299.05

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 73.12, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 3966.01  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 54.84, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 3115.25

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 2776.20  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 65219.98 (=15.757% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.400  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 60.79  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 3964.72  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 73.09

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 54.93
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3964.72 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.904$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 54.93

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 58.19

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 58.19

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 58.07

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.573 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 705$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 10.092\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	705	0.573	10.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.573/0.575 = 0.997$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 705/712 = 0.990$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3780.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 18.900

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 58.07, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 3299.05

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.568$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 22.62

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1475.14

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3964.72

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 22.62

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 23.96

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 23.96

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 58.07

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.575 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 705  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 10.092 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	705	0.575	10.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.575/0.249 = 2.309$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 705/75 = 9.400$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 38.72, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 2484.79

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.440$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 22.62  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1143.12  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3964.72  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.288$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 17.53

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 18.57

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 18.57

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 38.72

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.384 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 215  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 29.449 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	215	0.384	29.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.384/0.194 = 1.979$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 215/45 = 4.778$

## CURVA n° 6

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 442085.30  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 3050.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.775

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 56.89, F,SLC,M-GDL (kN) = 3050.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 42.67, F,SLV,M-GDL (kN) = 2493.25

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 53.72, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2880.08  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 40.29, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2354.35

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 2016.05  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 67411.42 (=15.249% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.394  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 42.71  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 2879.14  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 53.71

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 53.15
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2879.14  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.244$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 53.63

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 56.81

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 56.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 42.67

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.438 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 306 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 21.737 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	306	0.438	21.7

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.438 / 0.575 = 0.762$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 306 / 712 = 0.430$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2745.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 13.725

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 42.67, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 2493.25

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.577$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 22.25

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1499.78

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2879.14

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 22.25

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 23.57

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 23.57

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 42.67

**SLD: Capacità > Domanda**



**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.438 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 306  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 21.737 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	306	0.438	21.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.438/0.249 = 1.759$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 306/75 = 4.080$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 28.45, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1869.16

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.447$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 22.25
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1161.93  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2879.14  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.404$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 17.24

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 18.26

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 18.26

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 28.45

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.298 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 114  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 48.206 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	114	0.298	48.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.298/0.194 = 1.536$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 114/45 = 2.533$

## CURVA n° 7

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 411920.40  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2784.36  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.707

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 52.98, F,SLC,M-GDL (kN) = 2784.36  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 39.73, F,SLV,M-GDL (kN) = 2454.95

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 50.03, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2629.23  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 37.52, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2318.18

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1840.46  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 77523.39 (=18.820% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.367  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 33.90  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 2628.38  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 50.01

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 46.21
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2628.38 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.363$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 47.71

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 50.54

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 50.54

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 39.73

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.467 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 366 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 18.529 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	366	0.467	18.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.467/0.575 = 0.812$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 366/712 = 0.514$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2505.92

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 10.024

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 35.92, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 2330.80

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 20.27

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2628.38

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 20.27

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 21.47

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 21.47

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 35.92

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.422 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 281  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 23.425 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	281	0.422	23.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.422/0.249 = 1.695$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 281/75 = 3.747$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 23.94, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1670.15

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 20.27  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1230.56  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2628.38  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.468$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 15.87

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 16.82

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 16.82

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 23.94

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.280 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 98  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 53.481 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	98	0.280	53.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.280/0.194 = 1.443$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 98/45 = 2.178$

## CURVA n° 8

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 439823.10  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1900.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.483

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 38.62, F,SLC,M-GDL (kN) = 1900.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 28.97, F,SLV,M-GDL (kN) = 1622.61

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 36.47, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1794.15  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 27.35, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1532.21

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1255.90  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 74933.99 (=17.037% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.374  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 26.44  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 1980.92  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 36.46

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 47.81
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1980.92 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.809$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 50.01

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 52.97

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 52.97

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 28.97

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.327 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 144 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 40.597 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	144	0.327	40.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.327 / 0.575 = 0.569$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 144 / 712 = 0.202$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1710.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 11.400

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q$  = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 28.00, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1588.66

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*)$  = 0.605 g

- in spostamento:  $d^*, e, \max$  =  $S, De(T^*)$  (mm) = 20.97

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1980.92

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 20.97

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 22.21

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 22.21

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 28.00

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.316 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 131  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 43.59 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	131	0.316	43.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.316/0.249 = 1.269$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 131/75 = 1.747$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,\text{SLO,M-GDL}}$  (mm) = 18.67, taglio alla base  $F_{\text{SLO,M-GDL}}$  (kN) = 1378.20

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.472$  g
- in spostamento:  $d^*,e,\max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 20.97
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1225.26  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1980.92  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.618$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max$  (mm) = 16.35

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,\max}$  (mm) = 17.32

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 17.32

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 18.67

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.210 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 52  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 76.362 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	52	0.210	76.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E \text{SLO,PGA} = 0.210/0.194 = 1.082$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 52/45 = 1.156$



## CURVA n° 9

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 726989.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1931.92  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.491

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -63.83, F,SLC,M-GDL (kN) = -1931.92  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -47.88, F,SLV,M-GDL (kN) = -1535.28

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -57.66, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1745.19  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -43.25, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1386.89

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1221.63  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 82835.65 (=11.394% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.409  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -17.39  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -1440.21  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -57.68

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -57.27
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4744.21  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1440.21  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.294$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -57.57

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -63.72

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -63.72

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -47.88

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.441 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 317 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 21.069 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	317	0.441	21.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.441/0.575 = 0.767$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 317/712 = 0.445$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1738.73

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 17.387

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $dc, SLD, M-GDL$  (mm) = -19.24, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -1435.94

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.556$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -23.10

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1912.98

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1440.21

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -23.10

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -25.56

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -25.56

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -19.24

**SLD: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.189 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 43  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 82.521 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	43	0.189	82.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E, \text{SLD,PGA} = 0.189/0.249 = 0.759$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 43/75 = 0.573$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -12.83, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1211.54

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.431$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -23.10  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1482.46  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1440.21  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.029$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -17.90

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -19.81

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -19.81  
 Capacità di spostamento a SLO (mm) = -12.83

**SLO: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.129 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 19  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 98.069 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	19	0.129	98.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E, \text{SLO,PGA} = 0.129/0.194 = 0.665$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 19/45 = 0.422$

## CURVA n° 10

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 768851.20  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1550.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.394

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -46.85, F,SLC,M-GDL (kN) = -1280.10  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -33.57, F,SLV,M-GDL (kN) = -1048.54

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -42.33, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1156.37  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -30.33, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -947.19

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -980.13  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 126276.90 (=16.424% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.331  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -8.70  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -1098.27  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -52.33

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -37.57
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4744.21  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1098.27  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.320$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -44.61

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -49.37

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -49.37

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -33.57

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.402 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 240$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 26.838\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	240	0.402	26.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.402/0.575 = 0.699$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 240/712 = 0.337$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1395.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 13.950

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -9.63, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -1128.59

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_d(T^*)$  (mm) = -16.48
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2080.70  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1098.27  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -17.53

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -19.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -19.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.63

**SLD: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.131 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 19  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 98.069 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	19	0.131	98.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.131/0.249 = 0.526$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 19/75 = 0.253$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale: dc,SLO,M-GDL (mm) = -6.42, taglio alla base F,SLO,M-GDL (kN) = -986.03

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -16.48  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1629.47  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1098.27  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.484$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -13.42

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = -14.86

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -14.86

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -6.42

**SLO: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.087 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 8  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 99.992 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	8	0.087	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.087/0.194 = 0.448$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 8/45 = 0.178$

## CURVA n° 11

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 742232.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2180.20  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.554

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -65.04, F,SLC,M-GDL (kN) = -2180.20  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -48.78, F,SLV,M-GDL (kN) = -1801.48

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -58.75, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1969.47  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -44.06, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1627.35

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1378.63  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 53328.82 (=7.185% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.510  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -36.94  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -1969.94  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -58.77

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.115$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -71.91
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3835.09 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1969.94 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.947$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -71.91

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -79.59

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -79.59

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -48.78

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.368 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 191 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 32.475 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	191	0.368	32.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.368 / 0.575 = 0.640$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 191 / 712 = 0.268$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1962.18

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 13.081

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -40.88, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -1615.52

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.446$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -28.78

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1535.09

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1969.94

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -28.78

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -31.86

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -31.86

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -40.88

**SLD: Capacità > Domanda**



**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.316 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 131  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 43.59 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	131	0.316	43.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.316/0.249 = 1.269$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD}(= \text{TR in input per SLD}) = 131/75 = 1.747$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -27.26, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1293.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.346$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -28.78
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1189.47  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1969.94  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.604$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -22.30

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -24.68

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -24.68

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -27.26

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.213 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 55  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 74.427 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	55	0.213	74.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.213/0.194 = 1.098$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO}(= \text{TR in input per SLO}) = 55/45 = 1.222$



## CURVA n° 12

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 785920.70  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1700.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.432

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -61.61, F,SLC,M-GDL (kN) = -1700.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -46.21, F,SLV,M-GDL (kN) = -1424.03

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 34.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	22.56		0.670
2		248.32	33.66	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 350.88

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.107$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -55.66, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1535.68  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -41.74, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1286.39

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1074.98  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 74408.27 (=9.468% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.431  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -18.01  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -1340.40  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -55.67

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.317$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -60.88
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4530.17 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1340.40 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.380$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -60.88

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -67.38

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -67.38

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -46.21

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.407 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 250$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 25.918\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	250	0.407	25.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.407/0.575 = 0.708$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 250/712 = 0.351$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1530.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 15.300

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -19.94, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -1042.94

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.527$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = -24.37
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1812.98  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1340.40  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -24.37

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -26.97

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -26.97

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -19.94

**SLD: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.187 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 41  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 83.947 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	41	0.187	83.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.187/0.249 = 0.751$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 41/75 = 0.547$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -13.29, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1046.66

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.408$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -24.37  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1404.91  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1340.40  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.048$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -18.88

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -20.90

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -20.90

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -13.29

**SLO: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.127 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 18  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 98.45 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	18	0.127	98.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.127/0.194 = 0.655$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 18/45 = 0.400$

## CURVA n° 13

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 439823.10  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2500.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.635

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -37.91, F,SLC,M-GDL (kN) = -2500.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -28.43, F,SLV,M-GDL (kN) = -2079.30

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -35.80, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2360.72  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -26.85, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1963.45

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1652.50  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 93676.34 (=21.299% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.334  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -26.46  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -2478.86  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -35.79

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -38.25
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2478.86 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.445$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -40.99

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -43.42

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -43.42

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -28.43

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.402 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 245 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 26.37\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	245	0.402	26.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.402 / 0.575 = 0.699$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 245 / 712 = 0.344$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2250.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 6.429

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -28.03, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2079.59

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -16.77

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2478.86

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -16.77

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -17.77

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -17.77

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -28.03

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.399 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 240  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 26.838 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	240	0.399	26.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.399/0.249 = 1.602$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 240/75 = 3.200$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -18.69, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1750.47

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -16.77
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1230.56  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2478.86  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.496$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -13.14

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -13.92

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -13.92

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -18.69

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.262 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 84  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 59.052 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	84	0.262	59.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.262/0.194 = 1.351$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 84/45 = 1.867$

## CURVA n° 14

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 411920.40  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3660.24  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.93

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -52.62, F,SLC,M-GDL (kN) = -3660.24  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -39.47, F,SLV,M-GDL (kN) = -2961.80

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -49.69, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3456.32  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -37.27, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2796.79

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2419.42  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 92014.29 (=22.338% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.337  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -40.65  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -3740.37  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -49.67

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -38.94
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3740.37 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.958$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -38.94

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -41.25

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -41.25

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -39.47

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.552 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 606$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 11.641\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	606	0.552	11.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.552/0.575 = 0.960$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 606/712 = 0.851$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 450.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3294.22

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 7.320

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $dc, SLD, M-GDL$  (mm) = -39.47, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2961.80

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -17.08
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3740.37  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -17.08

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -18.09

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -18.09

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -39.47



**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.550 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 605  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 11.659 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	605	0.550	11.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.550/0.249 = 2.209$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 605/75 = 8.067$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -26.31, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2473.25

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -17.08  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1230.56  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3740.37  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.329$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -13.37

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -14.17

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -14.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -26.31

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.368 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 189  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 32.755 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	189	0.368	32.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.368/0.194 = 1.897$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 189/45 = 4.200$

## CURVA n° 15

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 442085.30  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3550.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.902

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -53.15, F,SLC,M-GDL (kN) = -3550.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -39.86, F,SLV,M-GDL (kN) = -2941.49

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -50.19, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3352.22  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -37.64, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2777.61

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2346.55  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 83215.95 (=18.824% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.355  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -46.49  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -3868.55  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -50.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -43.05
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3868.55 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.926$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -43.05

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -45.61

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -45.61

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -39.86

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.505 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 458$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.105\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	458	0.505	15.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.505/0.575 = 0.878$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 458/712 = 0.643$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3195.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 7.988

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -39.86, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2941.49

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = -18.88
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3868.55  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -18.88

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -20.00

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -20.00

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -39.86

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.503 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 458  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 15.105 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	458	0.503	15.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.503/0.249 = 2.020$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 458/75 = 6.107$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -26.58, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2336.38

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -18.88  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1230.56  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3868.55  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.318$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -14.79

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -15.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -15.67  
 Capacità di spostamento a SLO (mm) = -26.58

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.334 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 150  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 39.347 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	150	0.334	39.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.334/0.194 = 1.722$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 150/45 = 3.333$

## CURVA n° 16

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 413904.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3598.30  
 Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.914

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -46.14, F,SLC,M-GDL (kN) = -3598.30  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -34.61, F,SLV,M-GDL (kN) = -2880.22

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	153.06	6.07		0.109
2		248.32	55.76	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 264.98

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.059$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -43.57, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3397.83  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -32.68, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2719.75

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2378.48  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 101519.50 (=24.527% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.321  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -33.46  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -3396.73  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -43.56

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -35.29
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3582.78 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3396.73 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.055$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -35.81

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -37.94

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -37.94

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -34.61

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.534 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 547 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 12.813 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	547	0.534	12.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.534 / 0.575 = 0.929$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 547 / 712 = 0.768$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3238.47

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 8.096

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -34.61, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2880.22

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -15.48

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1571.33

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3396.73

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -15.48

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -16.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -16.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -34.61

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.534 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 547

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 12.813 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	547	0.534	12.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.534/0.249 = 2.145$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 547/75 = 7.293$ **VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,\text{SLO,M-GDL}}$  (mm) = -23.07, taglio alla base  $F_{\text{SLO,M-GDL}}$  (kN) = -2185.18**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g- in spostamento:  $d^*,e,\text{max} = S_{De}(T^*)$  (mm) = -15.48- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1230.56

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3396.73

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.362$ Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\text{max}$  (mm) = -12.12**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,\text{max}}$  (mm) = -12.84**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -12.84

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -23.07

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.355 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 174

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 35.016 %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	174	0.355	35.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E \text{SLO,PGA} = 0.355/0.194 = 1.830$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 174/45 = 3.867$



## CURVA n° 17

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 970101.10  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1533.96  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.39

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 25.79, F,SLC,M-GDL (kN) = 1458.47  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 19.34, F,SLV,M-GDL (kN) = 1336.27

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 25.79, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1458.47  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 19.34, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1336.27

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1073.78  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 316829.30 (=32.659% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.224  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 4.40  
forza  $Fy^*$  (kN) = 1392.91  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 25.79

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 17.13
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1392.91  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.896$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 27.85

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 27.85

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 27.85

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 19.34

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.428 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 291$  anni.



Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.72 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	291	0.428	22.7

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.428/0.575 = 0.744$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 291/712 = 0.409$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1380.57

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 9.204

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 4.40, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 1132.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$  (mm) = 7.51
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 1392.91  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 9.64

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*_{max}$  (mm) = 9.64

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.64

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.40

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.145 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 24$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 95.606 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	24	0.145	95.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.145/0.249 = 0.582$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 24/75 = 0.320$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 2.93, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 1043.31

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 7.51
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1392.91  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.338$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 6.87

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 6.87

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 6.87

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.93

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.097 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 10$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 99.945$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	10	0.097	99.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.097/0.194 = 0.500$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 10/45 = 0.222$

**CURVA n° 18**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 911521.70  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 1650.00  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.419

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,M-GDL}$  (mm) = 24.79,  $F_{SLC,M-GDL}$  (kN) = 1620.61  
SLV:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  (mm) = 18.59,  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 1544.34

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 24.79,  $F_{SLC,1-GDL} = (F_{SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1620.61  
SLV:  $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 18.59,  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1544.34

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 1155.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 330555.60 (=36.264% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.219  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 4.64  
forza  $Fy^*$  (kN) = 1532.12  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 24.79

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 16.42
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1532.12  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.542$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 26.81

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 26.81

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 26.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 18.59

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.433 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 296$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.383 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	296	0.433	22.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.433/0.575 = 0.753$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 296/712 = 0.416$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1485.00

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 9.900

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 4.64, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 1234.18

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = 7.20
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1532.12  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 9.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = 9.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.64

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.160 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 29

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 92.469 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	29	0.160	92.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.160/0.249 = 0.643$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 29/75 = 0.387$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 3.09, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 1119.50

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 7.20
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1532.12  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.217$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 6.34

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 6.34

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 6.34

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 3.09

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.106 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 12$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 99.807$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	12	0.106	99.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.106/0.194 = 0.546$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 12/45 = 0.267$

## CURVA n° 19

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 944603.80  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 1608.59  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.409

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,M-GDL}$  (mm) = 30.48,  $F_{SLC,M-GDL}$  (kN) = 1584.44  
SLV:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  (mm) = 22.86,  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 1477.15

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 30.48,  $F_{SLC,1-GDL} = (F_{SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1584.44  
SLV:  $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 22.86,  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1477.15

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 1126.01  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 280109.30 (=29.654% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.238  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 5.23  
forza  $Fy^*$  (kN) = 1463.83  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 30.48

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 19.37
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1463.83  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.707$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 29.73

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 29.73

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 29.73

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 22.86

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.467 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 366$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 18.529 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	366	0.467	18.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.467/0.575 = 0.812$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 366/712 = 0.514$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1447.73

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 9.652

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 5.23, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 1189.57

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = 8.50
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1463.83  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 10.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = 10.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 5.23

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{CLD}$ ) = 0.152 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{CLD} = 27$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR<sub>CLD</sub> = 93.782 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLD}$  e  $\text{TR}_{CLD}$  minori, e PVR<sub>CLD</sub> maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLD}$  e  $\text{TR}_{CLD}$  maggiori, e PVR<sub>CLD</sub> minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	27	0.152	93.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.152/0.249 = 0.610$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 27/75 = 0.360$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 3.48, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 1096.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 8.50
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1463.83  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.273$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 7.46

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 7.46

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 7.46

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 3.48

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.102 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 11$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 99.891$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	11	0.102	99.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.102/0.194 = 0.526$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 11/45 = 0.244$



## CURVA n° 20

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 888974.90  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 1940.84  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.493

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,M-GDL}$  (mm) = 35.95,  $F_{SLC,M-GDL}$  (kN) = 1940.84  
SLV:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  (mm) = 26.96,  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 1672.26

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 35.95,  $F_{SLC,1-GDL} = (F_{SLC,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1940.84  
SLV:  $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 26.96,  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1672.26

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 1358.59  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 183718.60 (=20.666% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.294  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 9.43  
forza  $Fy^*$  (kN) = 1731.98  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 35.95

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 29.54
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 1731.98  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.133$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 37.64

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 37.64

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 37.64

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 26.96

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.433 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 301$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.055 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	301	0.433	22.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.433/0.575 = 0.753$
- in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 301/712 = 0.423$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1746.75

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 8.734

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, \text{SLD, M-GDL (mm)} = 9.43$ , taglio alla base  $F, \text{SLD, M-GDL (kN)} = 1450.86$

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 12.96$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 2380.17$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 1731.98$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max (mm)} = 13.94$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \text{ } d^*, \text{max (mm)} = 13.94$

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 13.94

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.43

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.181 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 38

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 86.106 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	38	0.181	86.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.181/0.249 = 0.727$
- in termini di TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 38/75 = 0.507$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 6.29, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 1305.31

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 12.96
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 1731.98  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.076$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 10.34

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 10.34

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.34

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 6.29

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.120 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 16$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 99.079$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	16	0.120	99.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.120/0.194 = 0.619$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 16/45 = 0.356$



ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 31.4 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	199	0.376	31.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.376 / 0.575 = 0.654$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 199 / 712 = 0.279$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2365.40

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 9.462

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 13.65, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1737.93

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 14.41
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2254.41  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 14.58

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 14.58

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 14.58

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 13.65

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.233 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 66$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 67.902 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	66	0.233	67.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.233 / 0.249 = 0.936$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 66 / 75 = 0.880$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 9.10, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1668.22

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 14.41
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 2254.41  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.827$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 11.29

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 11.29

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 11.29

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 9.10

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.157 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 28$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 93.134$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	28	0.157	93.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.157/0.194 = 0.809$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 28/45 = 0.622$

**CURVA n° 22**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 553897.50  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 2700.00  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.686

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, M-GDL$  (mm) = 37.64,  $F_{SLC, M-GDL}$  (kN) = 2700.00  
SLV:  $d_c, SLV, M-GDL$  (mm) = 28.23,  $F_{SLV, M-GDL}$  (kN) = 2285.56

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m_i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, 1-GDL = (d_c, SLC, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 37.64,  $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2700.00  
SLV:  $d_c, SLV, 1-GDL = (d_c, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 28.23,  $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2285.56

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max, 1-GDL}$  (kN) = 1890.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 104542.60 (=18.874% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.389  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 25.83  
forza  $Fy^*$  (kN) = 2700.00  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 37.64

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S_e(T^*)$  (mm) = 51.91
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2700.00  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.010$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 53.43

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 53.43

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 53.43  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 28.23

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.316 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV = 131$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 43.59 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	131	0.316	43.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.316 / 0.575 = 0.550$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 131 / 712 = 0.184$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2430.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 9.720

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 25.83, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = 2143.07

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.584 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 21.99
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2298.69  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2700.00  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 21.99

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 21.99

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 21.99

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 25.83

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.288 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 107

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 50.388 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	107	0.288	50.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.288 / 0.249 = 1.157$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 107 / 75 = 1.427$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**



**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 17.22, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1674.46

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e,T^*} = 0.452$  g
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De,T^*}$  (mm) = 21.99
- forza di risposta elastica =  $S_{e,T^*} m^*$  (kN) = 1780.91  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 2700.00  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.660$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}$  (mm) = 17.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d*,max}$  (mm) = 17.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 17.04

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 17.22

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.194 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 45$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 81.112$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	45	0.194	81.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.194/0.194 = 1.000$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 45/45 = 1.000$

**CURVA n° 23**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 516017.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2582.02  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.656

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 29.63, F,SLC,M-GDL (kN) = 2582.02  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 22.22, F,SLV,M-GDL (kN) = 2069.78

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 29.63, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2582.02  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 22.22, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2069.78

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1807.41  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 180468.40 (=34.973% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.296  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 12.51  
forza  $Fy^*$  (kN) = 2258.01  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 29.63

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 30.07
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2258.01  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.403$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 36.93

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 36.93

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 36.93  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 22.22

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.378 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 207$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 30.394 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	207	0.378	30.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.378 / 0.575 = 0.657$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 207 / 712 = 0.291$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2323.82

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 7.746

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 12.51, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = 2031.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 13.19
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2258.01  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 13.37

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 13.37

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 13.37

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.51

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.238 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 68

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 66.811 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	68	0.238	66.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.238 / 0.249 = 0.956$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 68 / 75 = 0.907$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 8.34, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 1652.45

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 13.19
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2258.01  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.826$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 10.33

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 10.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.33

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.34

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.157 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 28$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 93.134$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	28	0.157	93.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.157/0.194 = 0.809$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 28/45 = 0.622$

## CURVA n° 24

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 552118.30  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2450.00  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.622

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 38.70, F,SLC,M-GDL (kN) = 2450.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 29.02, F,SLV,M-GDL (kN) = 1951.09

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 38.70, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 2450.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 29.02, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1951.09

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1715.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 97215.52 (=17.608% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.404  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 26.93  
forza  $Fy^*$  (kN) = 2618.36  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 38.70

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 55.82  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2618.36  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.073$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 56.42

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 56.42

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 56.42  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 29.02

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.311 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 128$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 44.342 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	128	0.311	44.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.311/0.575 = 0.541$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 128/712 = 0.180$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2205.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 11.025

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 26.93, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 1981.77

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.563 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 22.80
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2216.41  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2618.36  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 22.80

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 22.80

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 22.80

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 26.93

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.293 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 109$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 49.746 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	109	0.293	49.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.293/0.249 = 1.177$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 109/75 = 1.453$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 17.96, taglio alla base  $F_{,SLO,M-GDL}$  (kN) = 1737.72

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.436$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 22.80
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1717.50  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 2618.36  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.656$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 17.67

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 17.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 17.67

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 17.96

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.197 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 47$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 79.724$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	47	0.197	79.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.197/0.194 = 1.015$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 47/45 = 1.044$

## CURVA n° 25

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 888974.90  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2043.14  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.519

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -56.89, F,SLC,M-GDL (kN) = -2043.14  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -41.52, F,SLV,M-GDL (kN) = -1650.49

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -56.89, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2043.14  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -41.52, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1650.49

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1430.20  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 148795.20 (=16.738% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.326  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -11.78  
forza  $Fy^*$  (kN) = -1752.77  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -56.89

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -36.47
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1752.77  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.096$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -42.95

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -42.95

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -42.95

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -41.52

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.559 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 632$  anni.



Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 11.19 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	632	0.559	11.2

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.559/0.575 = 0.972$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 632/712 = 0.888$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1838.83

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 12.259

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -11.78, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -1514.81

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = -16.00
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1752.77  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -16.64

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = -16.64

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -16.64

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -11.78

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.184 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 39$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 85.384 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	39	0.184	85.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.184/0.249 = 0.739$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 39/75 = 0.520$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -7.85, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1355.18

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$  (mm) = -16.00
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1752.77  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.063$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{max}^*$  (mm) = -12.63

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d,max}^*$  (mm) = -12.63

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -12.63

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -7.85

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.121 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 16$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 99.079$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	16	0.121	99.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.121/0.194 = 0.624$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 16/45 = 0.356$

## CURVA n° 26

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 944603.80  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1693.35  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.43

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -39.97, F,SLC,M-GDL (kN) = -1411.65  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -28.29, F,SLV,M-GDL (kN) = -1150.72

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -39.97, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1411.65  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -28.29, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1150.72

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1185.35  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 197684.20 (=20.928% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.283  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -7.24  
forza  $Fy^*$  (kN) = -1430.21  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -51.59

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -27.45  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1430.21  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.794$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -36.66

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -36.66

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -36.66

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -28.29

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.459 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 349$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 19.338 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	349	0.459	19.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.459/0.575 = 0.798$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 349/712 = 0.490$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1524.02

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 15.240

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -7.24, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -1247.04

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = -12.04
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2380.17  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1430.21  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -13.62

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = -13.62

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -13.62

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.24

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.149 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 25$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 95.021 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori, e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	25	0.149	95.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.149/0.249 = 0.598$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 25/75 = 0.333$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -4.82, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1117.60

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$  (mm) = -12.04
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1430.21  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.303$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{max}^*$  (mm) = -10.12

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d,max}^*$  (mm) = -10.12

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.12

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -4.82

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.099 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 11$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 99.891$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	11	0.099	99.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.099/0.194 = 0.510$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 11/45 = 0.244$

## CURVA n° 27

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 911521.70  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1680.53  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.427

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -32.09, F,SLC,M-GDL (kN) = -1680.47  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -24.07, F,SLV,M-GDL (kN) = -1558.80

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -32.09, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1680.47  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -24.07, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1558.80

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1176.37

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 285271.50 (=31.296% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.236

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -5.45

forza  $Fy^*$  (kN) = -1554.30

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -32.09

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -19.02

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1554.30

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.492$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -29.18

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -29.18

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -29.18

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -24.07

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.492 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 432$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 15.938 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	432	0.492	15.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.492/0.575 = 0.856$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 432/712 = 0.607$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1512.48

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 10.083

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -5.45, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -1254.12

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = -8.34
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1554.30  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -10.07

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = -10.07

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.07

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.45

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.161 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 30$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 91.792 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	30	0.161	91.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.161/0.249 = 0.647$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 30/75 = 0.400$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -3.63, taglio alla base  $F_{,SLD,M-GDL}$  (kN) = -1139.88

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -8.34
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1554.30  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.199$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -7.16

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -7.16

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.16

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.63

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.108 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 13$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 99.688$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	13	0.108	99.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.108/0.194 = 0.557$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 13/45 = 0.289$



**CURVA n° 28**

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 970101.10  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1514.14  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.385

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc, SLC, M-GDL (mm) = -28.83, F, SLC, M-GDL (kN) = -1408.06  
SLV: dc, SLV, M-GDL (mm) = -21.62, F, SLV, M-GDL (kN) = -1382.07

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $r=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i) \text{ (k*kgm)} = 401.38$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc, SLC, 1-GDL = (d, SLC, M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -28.83, F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1408.06  
 SLV: dc, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -21.62, F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1382.07

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = -1059.90  
Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 289003.50 (=29.791% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.234  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -4.79  
forza Fy\* (kN) = -1383.29  
Limite ultimo : spostamento du\* (mm) = -28.83

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -18.78$
- forza di risposta elastica  $= S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 5427.03$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -1383.29$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.923$

### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

$q^* > 3.0$ : la capacità di spostamento tiene conto della limitazione di duttilità (§C7.8.1.6)

**Nota su  $q^*$**

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* \geq 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $\text{ag sostenibile} / \text{ag in input}$ ), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,_{\max}$  (mm) = -29.41

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,_{\max}$  (mm) = -29.41

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -29.41

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -21.62

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.441 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLV} = 317$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 21.069 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	317	0.441	21.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.441/0.575 = 0.767$
- in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 317/712 = 0.445$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1362.73

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 9.085

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -4.79, taglio alla base F,SLD,M-GDL (kN) = -1130.95

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e,T^*} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De,T^*}$  (mm) = -8.24
- forza di risposta elastica =  $S_{e,T^*} m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1383.29  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -10.33

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -10.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.33

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.79

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 24

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 95.606 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	24	0.144	95.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta, E, \text{SLD}, \text{PGA} = 0.144/0.249 = 0.578$
- in termini di TR:  $\alpha, D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 24/75 = 0.320$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -3.19, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -1024.82

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$  (mm) = -8.24
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -1383.29  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.348$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -7.43

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -7.43

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.43

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.19

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 10$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 99.945$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	10	0.096	99.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.096/0.194 = 0.495$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 10/45 = 0.222$

## CURVA n° 29

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 552118.30  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3060.64  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.778

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -36.81, F,SLC,M-GDL (kN) = -3060.64  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -27.60, F,SLV,M-GDL (kN) = -2571.63

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -36.81, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3060.64  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -27.60, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2571.63

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2142.45  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 121025.10 (=21.920% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.362  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -26.87  
forza  $Fy^*$  (kN) = -3251.73  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -36.81

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -44.84
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3251.73  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.669$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -47.33

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -47.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -47.33  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -27.60

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.353 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 173$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 35.178 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	173	0.353	35.2

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.353 / 0.575 = 0.614$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 173 / 712 = 0.243$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2754.57

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 6.886

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -26.87, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2507.84

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -19.67
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3251.73  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -19.67

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -19.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -19.67

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -26.87

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.342 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 161$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 37.239 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	161	0.342	37.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.342 / 0.249 = 1.373$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 161 / 75 = 2.147$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = -17.91, taglio alla base  $F_{SL0,M-GDL}$  (kN) = -2162.58

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e,T^*} = 0.474$  g
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De,T^*}$  (mm) = -19.67
- forza di risposta elastica =  $S_{e,T^*} m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -3251.73  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.573$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}$  (mm) = -15.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d*,max}$  (mm) = -15.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -15.40

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -17.91

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.228 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 62$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 70.171$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	62	0.228	70.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.228/0.194 = 1.175$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 62/45 = 1.378$

**CURVA n° 30**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 516017.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2369.69  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.602

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -12.85, F,SLC,M-GDL (kN) = -2000.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.64, F,SLV,M-GDL (kN) = -2059.81

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.85, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2000.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -9.64, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2059.81

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1658.78  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 258524.40 (=50.100% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.248  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -9.19  
forza  $Fy^*$  (kN) = -2376.56  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -12.85

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -20.99
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2376.56  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.283$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -28.83

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -28.83

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -28.83

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.64

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.257 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 80$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 60.839 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	80	0.257	60.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.257/0.575 = 0.447$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 80/712 = 0.112$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 600.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2132.72

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 3.555

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -9.19, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2005.31

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -9.21
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2376.56  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -9.21

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -9.21

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.21

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.19

**SLD: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.246 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 75$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 63.212 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	75	0.246	63.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.246/0.249 = 0.988$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 75/75 = 1.000$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**



**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c, SLO, M-GDL}$  (mm) = -6.13, taglio alla base  $F, SLO, M-GDL$  (kN) = -1615.20

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -9.21
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2376.56  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.784$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -7.21

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -7.21

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.21

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -6.13

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA, CLO$ ) = 0.166 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLO = 32$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLO = 90.403$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA, CLO$  e  $TR, CLO$  minori,

e  $PVR, CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA, CLO$  e  $TR, CLO$  maggiori, e  $PVR, CLO$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	32	0.166	90.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA, CLO / PGA, DLO = \zeta, E, SLO, PGA = 0.166/0.194 = 0.856$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR, CLO / TR, DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 32/45 = 0.711$

## CURVA n° 31

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 553897.50  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2717.07  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.69

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -26.04, F,SLC,M-GDL (kN) = -2717.07  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -19.53, F,SLV,M-GDL (kN) = -2323.45

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -26.04, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2717.07  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -19.53, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2323.45

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1901.95  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 152878.20 (=27.600% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.322  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -17.77  
forza  $Fy^*$  (kN) = -2717.07  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -26.04

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -35.50
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2717.07  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.997$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -40.46

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -40.46

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -40.46

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -19.53

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.308 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 126$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 44.857 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	126	0.308	44.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.308 / 0.575 = 0.536$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 126 / 712 = 0.177$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2445.36

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 4.891

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -17.77, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -2163.70

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -15.57
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2717.07  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -15.57

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -15.57

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -15.57

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -17.77

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.285 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 102$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 52.064 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	102	0.285	52.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.285 / 0.249 = 1.145$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 102 / 75 = 1.360$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = -11.85, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = -1743.95

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -15.57
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -2717.07  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.686$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -12.19

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -12.19

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -12.19

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.85

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.189 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 42$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 83.232$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	42	0.189	83.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SL0,PGA} = 0.189/0.194 = 0.974$
- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 42/45 = 0.933$

## CURVA n° 32

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 517570.80  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2423.13  
Peso sismico totale W (kN) = 3936.18  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 401.378  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.616

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.08, F,SLC,M-GDL (kN) = -2423.13  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.06, F,SLV,M-GDL (kN) = -2312.18

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 401.38  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -16.08, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2423.13  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.06, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2312.18

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1696.19  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 251805.90 (=48.651% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.251  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -9.58  
forza  $Fy^*$  (kN) = -2411.03  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -16.08

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -21.55  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5427.03  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2411.03  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.251$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -29.25

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -29.25

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -29.25  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.06

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.295 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 114$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 48.206 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	114	0.295	48.2

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.295/0.575 = 0.513$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 114/712 = 0.160$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00

90% del Taglio massimo (kN) = 2180.81

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 4.362

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -9.58, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = -2027.68

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -9.45
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2380.17  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2411.03  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -9.45

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -9.45

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.45

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.58

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.254 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 78

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 61.77 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	78	0.254	61.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.254/0.249 = 1.020$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 78/75 = 1.040$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -6.38, taglio alla base  $F_{,SLO,M-GDL}$  (kN) = -1654.16

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -9.45
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1864.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -2411.03  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.773$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -7.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -7.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.40

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -6.38

**SLO: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.168 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 33$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 89.697$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	33	0.168	89.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.168/0.194 = 0.866$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 33/45 = 0.733$

## ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 7 del 21.1.2019: §C8.7.1.2)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno.

Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso.

Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo  $a_g$ . Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco  $a_g$  su suolo rigido), periodo di ritorno  $T_R$  e probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è  $\geq 1$ , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di  $T_R$ ); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

### Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.



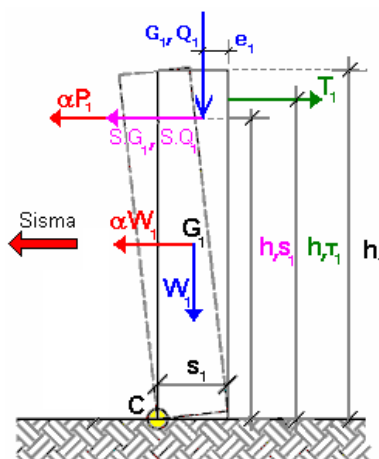


Fig. 1. Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio:  $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$
- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata):  $S_1 = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

$\psi_{21}$  è il coefficiente di combinazione quasi permanente per  $Q_1$  (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro  $T_1$ .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinematismo viene quindi descritto dalla rotazione  $\varphi$  attorno alla cerniera C.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore  $\dot{\alpha}_0$  che attiva il cinematismo, attraverso la seguente espressione (§C8.7.1.2.1.1):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

che nel caso in esame diventa:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi s_1 / 2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in  $\varphi$  la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R2}}{M_{R1}}$$

dove:

$$\dot{\alpha}_0 M_{R1} = \dot{\alpha}_0 (W_1 h_1 / 2 + P_1 h_{S1})$$

è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali

$$M_{R2} = S_1 h_{S1}$$

è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da  $\dot{\alpha}_0$

$$M_S = W_1 s_1 / 2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$$

è il momento stabilizzante

Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo  $\dot{\alpha}_0^*$ . L'espressione è fornita dalla formula [C8.7.1.8], coerente con la formulazione fornita dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (§C8A.4.2.2):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura;
- $FC$  è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

La massa partecipante al cinematiso  $M^*$  può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematiso, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{xi}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi h_1/2 + P_1 \varphi h_{s1})^2}{g[W_1(\varphi h_1/2)^2 + P_1(\varphi h_{s1})^2]}$$

$$e^* = gM^*/(W_1 + P_1)$$

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  non dipende dall'azione sismica, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

#### Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Una volta determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  la verifica di sicurezza si basa sul confronto con l'accelerazione massima alla quota  $Z$  (domanda in termini di accelerazione alla quota del baricentro delle linee di vincolo del cinematiso). Si segue la procedura descritta al §C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV, nell'ipotesi di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale.

L'accelerazione massima alla quota  $Z$  ( $a_z$ ) può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematiso, un coefficiente di smorzamento viscoso  $\hat{\imath} = 5\%$  e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se  $T_1$  non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione [C7.3.2]:  $T_1 = 0.05 H^{3/4}$  dove  $H$  è l'altezza totale dell'edificio;
- $S_e(T_1)$  è l' spetro elastico al suolo valutato per il periodo  $T_1$ ;
- $\psi_1(z)$  è il valore della forma modale alla quota  $Z$ , posto pari a  $Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza di tutta la costruzione rispetto alla fondazione;
- $\gamma_1$  è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione. Se non è noto da analisi modale può essere assunto  $\gamma = 3N/(2N+1)$  con  $N$  numero di piani della costruzione [C7.2.10].

Pertanto, considerando che la domanda in termini di accelerazione ( $a^*$ ) non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni  $a_1^*$  e  $a_2^*$ .

$$a^* = \text{Max}(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$a_1^* = a_g S$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

$$a_1^* = a_g \cdot S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)/q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa  $a^*$ .

Nell'espressione di  $a^*$  è direttamente identificabile la componente  $a_g S$ . È quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  all'espressione dell'accelerazione richiesta  $a^*$ , resti determinato univocamente un valore di PGA: è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematisismo,  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  (capacità per SLV) e  $\text{PGA}_{\text{CLD}}$  (capacità per SLD). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

L'equazione  $a_0^* = a^*$  che fornisce  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  è di tipo non lineare. Infatti, sia  $a_g$  sia i parametri di spettro  $F_0$  e  $T_C^*$  sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_B$ ,  $T_D$ .

Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno  $T_R$ . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo  $T_R$  viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni; a  $T_R$  corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione  $a_0^* = a^*$  è soddisfatta. Quando ciò accade,  $a_g$  e  $S$  forniscono la  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$ . A  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  corrisponde il periodo di ritorno  $\text{TR}_{\text{CLV}}$ .

La capacità  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame  $\text{PGA}_{\text{DLV}}$ , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico'  $\zeta_E$  in termini di PGA:

$$\zeta_{E, \text{PGA}} = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ( $\zeta_{E, \text{TR}}$ ) come rapporto tra  $\text{TR}_{\text{CLV}}$  e  $\text{TR}_{\text{DLV}}$ . Poiché il legame tra TR e PGA, pur biunivoco, non è lineare, il valore di  $\zeta_{E, \text{TR}}$  non coincide col valore di  $\zeta_{E, \text{PGA}}$  (però sono entrambi  $>1$  o  $<1$ , e quando uno dei due  $\zeta_E$  vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

#### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per TR.  
Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $\text{TR}=2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(\text{TR})=k \cdot \text{TR}^{\alpha}$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

- Definizione di PGA.  
PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia ( $\alpha$ : su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito. Si tenga presente che la Circ. 7 del 21.1.2019 in §C8.3 specifica che "il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione dell'indicatore di rischio sismico  $\alpha_E$  è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo  $a_g S$ ", ossia la PGA tenendo conto degli effetti di sito. La scelta di questa opzione determina il valore di  $\text{PGA}_{\text{DLV}}$  e  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_s$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_0$ ),  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  conterrà  $S_s$  corrispondente al periodo  $\text{TR}_{\text{CLV}}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_s$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E, \text{PGA}}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA. Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E, \text{TR}}$  in termini di periodo di ritorno.

- Parametri di spettro in input.  
La conoscenza di specifici parametri fisici relativi alla zona di ubicazione dell'edificio (microzonazione) può tradursi in una modifica dei parametri di spettro rispetto ai valori previsti dal reticolo sismico secondo Normativa. La capacità in termini di accelerazione al suolo, cioè il valore di PGA che produce il raggiungimento di un determinato stato limite, viene calcolata tramite una procedura iterativa eseguita sulla PGA stessa, variandone il valore fino ad ottenere verifica soddisfatta; si calcola poi l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Per determinare le corrispondenti capacità - e quindi gli indicatori di rischio - in termini di TR, cioè i periodi di ritorno associati ai terremoti che generano tali accelerazioni, si esegue il passaggio dalla capacità  $\text{PGA}_C$  a  $\text{TR}_C$  con la relazione del D.M.65-07.03.2017 (All.A: Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni):

$$\text{TR}_C = \text{TR}_D \cdot (\text{PGA}_C / \text{PGA}_D)^{\eta}$$

dove  $\eta=(1/0.41)$ , valore medio sull'intero territorio nazionale.

In alternativa, per un valore più puntuale dell'intensità sismica di appartenenza si usano le seguenti formule (con riferimento all'accelerazione massima su roccia  $ag$ ; Aedes.PCM assume come riferimento  $a_g$  per SLV):

$$\eta=(1/0.49) \text{ per } a_g \geq 0.25g; \eta=(1/0.43) \text{ per } 0.25g > a_g \geq 0.15g; \eta=(1/0.356) \text{ per } 0.15g > a_g \geq 0.05g; \eta=(1/0.34) \text{ per } a_g < 0.05g.$$

#### Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

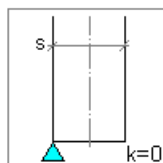
L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a

compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

### Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



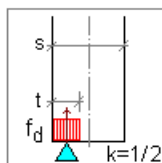
**1**  
Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi  $F_c=1.35$

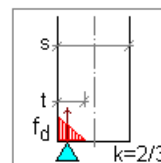
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

### Resistenza a Compressione finita

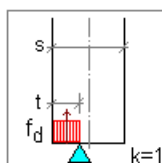
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



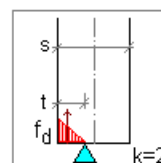
**2**  
Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



**4**  
Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



**3**  
Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



**5**  
Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

$$\text{Resistenza di calcolo: } f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M} \quad \gamma_M = 2$$

**Fig. 2.** Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

$x_c$  = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

$N$  = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;  
 $a$  = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

$k$  = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per  $x_c$  un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

### Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.7 del 21.1.2019, Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G. Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

## 13.1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

### Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$TC^*$ (sec)
30	0.062	2.439	0.250
50	0.079	2.435	0.260
72	0.094	2.430	0.260
101	0.109	2.430	0.265
140	0.125	2.409	0.270
201	0.145	2.390	0.280
475	0.197	2.385	0.290
975	0.250	2.404	0.295

| 2475 | 0.332 | 2.424 | 0.320 |

Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$ , dove:

$K = 0.012694770$ ,  $\alpha = 0.467627820$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

$ag(g)$   $Fo$   $Tc^*(sec)$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 2.16

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad:  $ag * S$ , dove:  $S = SS * ST$ )

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

## 1) Cinematismo P.Est

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

## Dati generali [1) Cinematismo P.Est]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
57.901	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

## Asse di rotazione [1) Cinematismo P.Est]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
5.085	-0.776	0.000	5.199	14.998	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	15.775

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

## Carichi [1) Cinematismo P.Est]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.418	3.164	1.938	0.00	0.00	-277.03	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	5.182	3.470	3.600	0.00	0.00	-49.43	0.00	0.00	-82.39	0.60
3	peso proprio	5.475	11.057	1.938	0.00	0.00	-276.97	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	5.235	10.756	3.600	0.00	0.00	-49.54	0.00	0.00	-82.57	0.60
5	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	4.980	-0.634	9.100	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-4.86	0.00	0.00	-10.21	0.00
8	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
9	generico	5.160	2.320	10.372	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
11	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00
12	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
13	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-5.19	0.00	0.00	-10.90	0.00
15	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.55	0.00
17	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
18	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.09	0.00
19	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-2.52	0.00	0.00	-5.29	0.00
21	peso proprio	6.059	7.913	7.977	0.00	0.00	-48.34	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	5.938	7.877	11.561	0.00	0.00	-2.58	0.00	0.00	-5.41	0.00
23	peso proprio	5.726	10.300	7.479	0.00	0.00	-79.93	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	5.596	10.332	10.529	0.00	0.00	-5.32	0.00	0.00	-11.16	0.00
25	peso proprio	5.303	13.344	6.834	0.00	0.00	-60.43	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	5.165	13.416	9.234	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-10.48	0.00
27	peso proprio	5.424	11.923	7.138	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
28	generico	5.226	11.897	10.375	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
29	da solaio	5.226	11.897	9.872	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
30	da solaio	5.274	12.105	9.784	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
31	da solaio	5.327	11.709	9.951	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
32	peso proprio	5.866	8.754	7.800	0.00	0.00	-17.47	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	5.769	8.539	11.282	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
34	da solaio	5.668	8.727	11.203	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
35	da solaio	5.715	8.935	11.116	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

## Forze, spostamenti, lavoro [1) Cinematismo P.Est]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-277.03	277.02	-2.01	0.00	1.937	-0.014	-0.306	84.655	536.743	0.000
2	0.00	0.00	-98.87	98.86	-0.72	0.00	3.600	-0.026	-0.069	6.772	355.915	0.000
3	0.00	0.00	-276.97	276.96	-2.01	0.00	1.937	-0.014	-0.305	84.581	536.630	0.000

4	0.00	0.00	-99.08	99.08	-0.72	0.00	3.600	-0.026	-0.068	6.759	356.702	0.000
5	0.00	0.00	-60.31	60.31	-0.44	0.00	6.833	-0.050	-0.121	7.279	412.100	0.000
6	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.100	-0.066	0.102	-0.659	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-4.86	4.86	-0.04	0.00	9.237	-0.067	0.017	-0.081	44.907	0.000
8	0.00	0.00	-14.50	14.49	-0.10	0.00	7.136	-0.052	-0.254	3.688	103.440	0.000
9	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.372	-0.075	-0.058	-414.868	0.000	0.000
10	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	9.786	-0.071	-0.102	0.004	0.390	0.000
11	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	9.874	-0.072	-0.058	0.043	7.325	0.000
12	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	9.953	-0.072	-0.159	0.006	0.403	0.000
13	0.00	0.00	-79.89	79.89	-0.58	0.00	7.477	-0.054	-0.565	45.138	597.386	0.000
14	0.00	0.00	-5.19	5.19	-0.04	0.00	10.529	-0.076	-0.435	2.260	54.632	0.000
15	0.00	0.00	-17.46	17.46	-0.13	0.00	7.798	-0.057	-0.715	12.479	136.179	0.000
16	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	11.203	-0.081	-0.519	0.384	8.295	0.000
17	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	11.281	-0.082	-0.623	0.028	0.502	0.000
18	0.00	0.00	-0.05	0.05	0.00	0.00	11.115	-0.081	-0.564	0.025	0.502	0.000
19	0.00	0.00	-48.46	48.46	-0.35	0.00	7.976	-0.058	-0.915	44.357	386.565	0.000
20	0.00	0.00	-2.52	2.52	-0.02	0.00	11.559	-0.084	-0.796	2.006	29.137	0.000
21	0.00	0.00	-48.34	48.34	-0.35	0.00	7.977	-0.058	-0.915	44.247	385.587	0.000
22	0.00	0.00	-2.58	2.58	-0.02	0.00	11.560	-0.084	-0.796	2.052	29.797	0.000
23	0.00	0.00	-79.93	79.92	-0.58	0.00	7.478	-0.054	-0.565	45.134	597.718	0.000
24	0.00	0.00	-5.32	5.32	-0.04	0.00	10.529	-0.076	-0.435	2.314	55.967	0.000
25	0.00	0.00	-60.43	60.43	-0.44	0.00	6.834	-0.050	-0.119	7.205	412.958	0.000
26	0.00	0.00	-4.99	4.99	-0.04	0.00	9.234	-0.067	0.018	-0.090	46.061	0.000
27	0.00	0.00	-14.50	14.50	-0.10	0.00	7.137	-0.052	-0.251	3.639	103.495	0.000
28	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.375	-0.075	-0.054	-518.735	0.000	0.000
29	0.00	0.00	-0.76	0.76	-0.01	0.00	9.871	-0.072	-0.054	0.041	7.506	0.000
30	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	9.784	-0.071	-0.100	0.004	0.357	0.000
31	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	9.951	-0.072	-0.156	0.006	0.372	0.000
32	0.00	0.00	-17.47	17.47	-0.13	0.00	7.799	-0.057	-0.716	12.508	136.221	0.000
33	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	11.282	-0.082	-0.622	0.024	0.430	0.000
34	0.00	0.00	-0.76	0.76	-0.01	0.00	11.203	-0.081	-0.520	0.395	8.515	0.000
35	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	11.115	-0.081	-0.566	0.021	0.415	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX, PY, PZ = componenti del carico totale  $G + \psi^2 Q$  nel sistema XYZ

EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1 = \sum (n) [Pi \cdot \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZi \cdot \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1] Cinematismo P.Est]**

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.096	91212	0.732	0.098

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza [1] Cinematismo P.Est]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.194	45	3	0.337	0.063

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 2) Cinematismo P.Est

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali [2] Cinematismo P.Est]**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
31.520	12.400	3.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
 T1 = primo periodo di vibrazione  
 γ = Coefficiente di partecipazione modale  
 FC = fattore di confidenza  
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione [2] Cinematismo P.Est]**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X   Y   Z	X   Y   Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
5.085   -0.776   3.900	5.196   15.001   3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	15.778

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi [2] Cinematismo P.Est]**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	5.160	2.320	10.372	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
4	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00
5	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
6	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	4.980	-0.634	9.100	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-4.86	0.00	0.00	-10.21	0.00
9	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-5.19	0.00	0.00	-10.90	0.00
11	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.55	0.00
13	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
14	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.09	0.00
15	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-2.52	0.00	0.00	-5.29	0.00
17	peso proprio	6.059	7.913	7.977	0.00	0.00	-48.34	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	5.938	7.877	11.561	0.00	0.00	-2.58	0.00	0.00	-5.41	0.00
19	peso proprio	5.866	8.754	7.800	0.00	0.00	-17.47	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	5.769	8.539	11.282	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
21	da solaio	5.668	8.727	11.203	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
22	da solaio	5.715	8.935	11.116	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
23	peso proprio	5.726	10.300	7.479	0.00	0.00	-79.93	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	5.596	10.332	10.529	0.00	0.00	-5.32	0.00	0.00	-11.16	0.00
25	peso proprio	5.424	11.923	7.138	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
26	generico	5.226	11.897	10.375	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	5.226	11.897	9.872	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
28	da solaio	5.274	12.105	9.784	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
29	da solaio	5.327	11.709	9.951	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
30	peso proprio	5.303	13.344	6.834	0.00	0.00	-60.43	0.00	0.00	0.00	0.30
31	da solaio	5.165	13.416	9.234	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-10.48	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro [2] Cinematismo P.Est]**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-14.50	14.49	-0.10	0.00	3.236	-0.023	-0.253	3.673	46.906	0.000
2	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.472	-0.046	-0.057	-258.872	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	5.887	-0.042	-0.101	0.004	0.234	0.000
4	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	5.974	-0.042	-0.057	0.042	4.432	0.000
5	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	6.053	-0.043	-0.158	0.006	0.245	0.000
6	0.00	0.00	-60.31	60.31	-0.43	0.00	2.933	-0.021	-0.119	7.206	176.885	0.000
7	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.200	-0.037	0.103	-0.368	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-4.86	4.86	-0.03	0.00	5.338	-0.038	0.018	-0.087	25.948	0.000
9	0.00	0.00	-79.89	79.89	-0.57	0.00	3.577	-0.025	-0.564	45.081	285.799	0.000
10	0.00	0.00	-5.19	5.19	-0.04	0.00	6.629	-0.047	-0.435	2.256	34.397	0.000
11	0.00	0.00	-17.46	17.46	-0.12	0.00	3.898	-0.028	-0.714	12.471	68.073	0.000
12	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	7.303	-0.052	-0.518	0.384	5.408	0.000
13	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	7.381	-0.052	-0.623	0.028	0.328	0.000
14	0.00	0.00	-0.05	0.05	0.00	0.00	7.215	-0.051	-0.563	0.025	0.326	0.000
15	0.00	0.00	-48.46	48.46	-0.34	0.00	4.076	-0.029	-0.915	44.342	197.555	0.000
16	0.00	0.00	-2.52	2.52	-0.02	0.00	7.659	-0.054	-0.796	2.006	19.306	0.000
17	0.00	0.00	-48.34	48.34	-0.34	0.00	4.077	-0.029	-0.915	44.244	197.067	0.000
18	0.00	0.00	-2.58	2.58	-0.02	0.00	7.660	-0.054	-0.796	2.052	19.745	0.000
19	0.00	0.00	-17.47	17.47	-0.12	0.00	3.899	-0.028	-0.716	12.510	68.103	0.000



20	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	7.382	-0.052	-0.622	0.024	0.281	0.000
21	0.00	0.00	-0.76	0.76	0.00	0.00	7.303	-0.052	-0.520	0.395	5.551	0.000
22	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	7.215	-0.051	-0.566	0.021	0.270	0.000
23	0.00	0.00	-79.93	79.92	-0.57	0.00	3.578	-0.025	-0.565	45.160	286.009	0.000
24	0.00	0.00	-5.32	5.32	-0.04	0.00	6.629	-0.047	-0.436	2.316	35.237	0.000
25	0.00	0.00	-14.50	14.50	-0.10	0.00	3.237	-0.023	-0.252	3.647	46.943	0.000
26	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.475	-0.046	-0.055	-323.741	0.000	0.000
27	0.00	0.00	-0.76	0.76	0.00	0.00	5.972	-0.042	-0.055	0.042	4.540	0.000
28	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	5.884	-0.042	-0.101	0.004	0.215	0.000
29	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	6.051	-0.043	-0.157	0.006	0.226	0.000
30	0.00	0.00	-60.43	60.43	-0.43	0.00	2.934	-0.021	-0.120	7.255	177.291	0.000
31	0.00	0.00	-4.99	4.99	-0.04	0.00	5.334	-0.038	0.017	-0.086	26.607	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1 = \sum(n) [P_i \delta_i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [2] Cinematismo P.Est]**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.201	45641	0.952	0.156

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza [2] Cinematismo P.Est]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.179	0.288	0.311	128	9	0.540	0.180

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

### 3) Cinematismo P.Est

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali [3] Cinematismo P.Est]**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
15.759	12.400	3.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione [3] Cinematismo P.Est]**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
5.085	-0.776	3.900	6.299	7.105	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	7.974

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi [3] Cinematismo P.Est]**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	$\psi_2$
----	-----------	---------------------------	--------------------------	-------------------------	----------

		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	4.980	-0.634	9.100	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-4.86	0.00	0.00	-10.21	0.00
4	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	5.160	2.320	10.372	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
7	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00
8	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
9	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-5.19	0.00	0.00	-10.90	0.00
11	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.55	0.00
13	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.09	0.00
14	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.09	0.00
15	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-2.52	0.00	0.00	-5.29	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ = coefficienti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

### Forze, spostamenti, lavoro [3] Cinematismo P.Est]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-60.31	59.61	-9.19	0.00	2.899	-0.447	0.122	-7.346	176.892	0.000
2	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.139	-0.792	0.122	-7.919	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-4.86	4.80	-0.74	0.00	5.276	-0.813	0.247	-1.202	25.949	0.000
4	0.00	0.00	-14.50	14.33	-2.21	0.00	3.198	-0.493	0.195	-2.829	46.910	0.000
5	-40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.397	-0.986	0.394	-255.868	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-0.04	0.04	-0.01	0.00	5.818	-0.897	0.320	-0.013	0.234	0.000
7	0.00	0.00	-0.74	0.73	-0.11	0.00	5.905	-0.910	0.394	-0.292	4.432	0.000
8	0.00	0.00	-0.04	0.04	-0.01	0.00	5.982	-0.922	0.321	-0.013	0.245	0.000
9	0.00	0.00	-79.89	78.96	-12.17	0.00	3.536	-0.545	0.123	-9.852	285.826	0.000
10	0.00	0.00	-5.19	5.13	-0.79	0.00	6.552	-1.010	0.247	-1.280	34.398	0.000
11	0.00	0.00	-17.46	17.26	-2.66	0.00	3.853	-0.594	0.199	-3.481	68.081	0.000
12	0.00	0.00	-0.74	0.73	-0.11	0.00	7.219	-1.112	0.398	-0.294	5.408	0.000
13	0.00	0.00	-0.04	0.04	-0.01	0.00	7.296	-1.124	0.321	-0.014	0.328	0.000
14	0.00	0.00	-0.05	0.05	-0.01	0.00	7.132	-1.099	0.323	-0.015	0.326	0.000
15	0.00	0.00	-48.46	47.90	-7.38	0.00	4.029	-0.621	0.123	-5.967	197.580	0.000
16	0.00	0.00	-2.52	2.49	-0.38	0.00	7.570	-1.166	0.246	-0.621	19.307	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [3] Cinematismo P.Est]

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.343	22809	0.952	0.267

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.800$

#### SLV: Verifiche di sicurezza [3] Cinematismo P.Est]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.179	0.288	0.534	547	38	0.928	0.768

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

#### 4) Cinematismo P. Nord

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

##### Dati generali [4) Cinematismo P. Nord]

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
15.210	12.400	0.000	0.157	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

##### Asse di rotazione [4) Cinematismo P. Nord]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
5.199	14.998	0.000	-0.059	14.218	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	5.316

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

##### Carichi [4) Cinematismo P. Nord]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.574	14.357	1.773	0.00	0.00	-172.61	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	2.600	14.087	3.600	0.00	0.00	-4.29	0.00	0.00	-7.15	0.60
3	peso proprio	4.235	14.735	6.500	0.00	0.00	-31.50	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	3.360	14.728	9.100	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	4.292	14.614	8.730	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00	-0.83	0.00
6	peso proprio	1.838	14.369	6.518	0.00	0.00	-54.73	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.029	14.120	8.848	0.00	0.00	-8.22	0.00	0.00	-16.32	0.00
8	da solaio	2.513	14.346	8.702	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-0.63	0.00
9	da solaio	1.029	14.120	8.799	0.00	0.00	-7.77	0.00	0.00	-16.32	0.00
10	peso proprio	3.398	14.510	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	3.216	14.368	8.695	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	-0.50	0.00
12	da solaio	3.263	14.289	8.728	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.03	0.00
13	da solaio	3.612	14.425	8.809	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00	-0.69	0.00
14	da solaio	3.561	14.331	8.849	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.07	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

##### Forze, spostamenti, lavoro [4) Cinematismo P. Nord]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-172.61	-25.35	170.74	0.00	-0.260	1.754	0.248	-42.852	306.073	0.000
2	0.00	0.00	-8.58	-1.26	8.49	0.00	-0.529	3.561	0.518	-4.446	30.890	0.000
3	0.00	0.00	-31.50	-4.63	31.15	0.00	-0.955	6.430	0.116	-3.640	204.718	0.000
4	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.336	9.001	-0.007	-45.007	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-0.39	-0.06	0.39	0.00	-1.282	8.635	0.242	-0.096	3.443	0.000
6	0.00	0.00	-54.73	-8.04	54.14	0.00	-0.957	6.447	0.125	-6.849	356.723	0.000
7	0.00	0.00	-8.22	-1.21	8.13	0.00	-1.300	8.752	0.252	-2.074	72.709	0.000
8	0.00	0.00	-0.30	-0.04	0.30	0.00	-1.278	8.608	0.246	-0.074	2.603	0.000
9	0.00	0.00	-7.77	-1.14	7.69	0.00	-1.292	8.704	0.252	-1.961	68.369	0.000
10	0.00	0.00	-11.65	-1.71	11.52	0.00	-0.955	6.430	0.216	-2.510	75.700	0.000
11	0.00	0.00	-0.24	-0.04	0.23	0.00	-1.277	8.600	0.328	-0.078	2.065	0.000
12	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.01	0.00	-1.282	8.633	0.413	-0.006	0.121	0.000
13	0.00	0.00	-0.33	-0.05	0.33	0.00	-1.294	8.714	0.329	-0.108	2.902	0.000
14	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.03	0.00	-1.300	8.753	0.416	-0.014	0.298	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo** [4] Cinematismo P. Nord]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.097	21057	0.697	0.104

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 M\* = massa partecipante  
 e\* = frazione di massa partecipante  
 a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza** [4] Cinematismo P. Nord]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.207	52	4	0.360	0.073

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 5) Cinematismo P. Nord

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali** [5] Cinematismo P. Nord]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
6.991	12.400	0.000	0.157	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
 T1 = primo periodo di vibrazione  
 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale  
 FC = fattore di confidenza  
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione** [5] Cinematismo P. Nord]

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
5.196	15.001	3.900	0.197	14.245	3.900	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi** [5] Cinematismo P. Nord]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi 2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.235	14.735	6.500	0.00	0.00	-31.50	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	4.292	14.614	8.730	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00	-0.83	0.00
3	peso proprio	1.838	14.369	6.518	0.00	0.00	-54.73	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	3.360	14.728	9.100	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	1.029	14.120	8.848	0.00	0.00	-8.22	0.00	0.00	-16.32	0.00
6	da solaio	2.513	14.346	8.702	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-0.63	0.00
7	da solaio	1.029	14.120	8.799	0.00	0.00	-7.77	0.00	0.00	-16.32	0.00
8	peso proprio	3.398	14.510	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	3.216	14.368	8.695	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	-0.50	0.00
10	da solaio	3.263	14.289	8.728	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.03	0.00
11	da solaio	3.612	14.425	8.809	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00	-0.69	0.00
12	da solaio	3.561	14.331	8.849	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.07	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi 2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi 2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi^2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro [5] Cinematismo P. Nord]

n.	Carico totale $G+\psi^2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-31.50	-4.71	31.14	0.00	-0.389	2.571	0.118	-3.724	81.888	0.000
2	0.00	0.00	-0.39	-0.06	0.39	0.00	-0.722	4.776	0.245	-0.097	1.905	0.000
3	0.00	0.00	-54.73	-8.18	54.11	0.00	-0.391	2.589	0.121	-6.642	143.279	0.000
4	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.777	5.142	-0.007	-25.708	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-8.22	-1.23	8.12	0.00	-0.740	4.893	0.246	-2.025	40.662	0.000
6	0.00	0.00	-0.30	-0.05	0.30	0.00	-0.718	4.749	0.244	-0.073	1.436	0.000
7	0.00	0.00	-7.77	-1.16	7.68	0.00	-0.732	4.844	0.246	-1.915	38.066	0.000
8	0.00	0.00	-11.65	-1.74	11.52	0.00	-0.389	2.571	0.216	-2.515	30.281	0.000
9	0.00	0.00	-0.24	-0.04	0.23	0.00	-0.717	4.741	0.328	-0.078	1.139	0.000
10	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.01	0.00	-0.722	4.774	0.413	-0.006	0.067	0.000
11	0.00	0.00	-0.33	-0.05	0.33	0.00	-0.734	4.854	0.330	-0.109	1.617	0.000
12	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.03	0.00	-0.740	4.893	0.416	-0.014	0.167	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [5] Cinematismo P. Nord]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.126	10896	0.928	0.101

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta,E = 0.800$

#### SLV: Verifiche di sicurezza [5] Cinematismo P. Nord]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.200	48	3	0.348	0.067

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 6) Cinematismo P. Nord

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### Dati generali [6] Cinematismo P. Nord]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
17.444	12.400	0.000	0.157	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione [6] Cinematismo P. Nord]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)

| 0.197| 14.245| 2.060| -7.235| 12.899| 3.360| 0.000|0.000| 0.00| 0.000 | 7.663|

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi [6] Cinematismo P. Nord]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-3.493	13.402	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-3.618	13.304	8.991	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	da solaio	-3.606	13.177	9.039	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
4	da solaio	-3.368	13.323	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	-3.381	13.177	9.129	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
6	peso proprio	-1.639	13.849	5.580	0.00	0.00	-92.34	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	-0.993	14.010	9.100	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	generico	-3.493	13.627	9.100	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-2.868	13.542	8.991	0.00	0.00	-6.09	0.00	0.00	-12.97	0.00
10	da solaio	-1.618	13.726	9.001	0.00	0.00	-6.27	0.00	0.00	-13.34	0.00
11	da solaio	-0.414	13.903	8.933	0.00	0.00	-6.30	0.00	0.00	-12.52	0.00
12	da solaio	-0.414	13.903	8.888	0.00	0.00	-5.96	0.00	0.00	-12.52	0.00
13	peso proprio	-4.118	13.484	5.580	0.00	0.00	-31.13	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	-4.118	13.358	8.971	0.00	0.00	-5.91	0.00	0.00	-12.59	0.00
15	peso proprio	-5.278	13.313	5.725	0.00	0.00	-25.54	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	-5.278	13.187	8.956	0.00	0.00	-4.30	0.00	0.00	-9.15	0.00
17	peso proprio	-6.523	13.130	5.890	0.00	0.00	-32.28	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	-7.210	12.903	8.904	0.00	0.00	-0.23	0.00	0.00	-0.50	0.00
19	da solaio	-6.437	13.017	8.860	0.00	0.00	-4.78	0.00	0.00	-10.17	0.00
20	peso proprio	-0.993	13.785	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	-1.118	13.680	9.018	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	da solaio	-1.106	13.560	9.064	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
23	da solaio	-0.868	13.698	9.011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	da solaio	-0.881	13.560	9.064	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.34	0.00
25	da solaio	-0.868	13.698	8.973	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	da solaio	-0.881	13.560	9.031	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
27	peso proprio	-2.243	13.594	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
28	da solaio	-2.368	13.492	9.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	da solaio	-2.356	13.369	9.057	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
30	da solaio	-2.118	13.510	9.083	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	da solaio	-2.131	13.369	9.137	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
32	peso proprio	-4.743	13.211	5.725	0.00	0.00	-10.52	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	-4.868	13.117	8.982	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	da solaio	-4.856	12.986	9.032	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	-0.28	0.00
35	da solaio	-4.618	13.135	9.055	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	da solaio	-4.631	12.986	9.112	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
37	peso proprio	-5.813	13.020	5.890	0.00	0.00	-10.01	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	-5.938	12.942	8.889	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	da solaio	-5.929	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.18	0.00
40	da solaio	-5.688	12.961	9.042	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	da solaio	-5.704	12.795	9.105	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
42	peso proprio	-7.060	12.831	6.065	0.00	0.00	-9.47	0.00	0.00	0.00	0.30
43	da solaio	-7.185	12.756	8.959	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	da solaio	-7.178	12.606	9.016	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00	-0.16	0.00
45	da solaio	-6.935	12.775	8.952	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	da solaio	-6.953	12.606	9.016	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro [6] Cinematismo P. Nord]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-10.98	-1.96	10.80	0.00	-0.476	2.787	0.168	-1.843	31.039	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.059	6.074	0.239	0.000	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-0.15	-0.03	0.14	0.00	-1.046	6.123	0.365	-0.054	0.918	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.076	6.197	0.265	0.000	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-0.15	-0.03	0.15	0.00	-1.061	6.248	0.404	-0.062	0.965	0.000
6	0.00	0.00	-92.34	-16.46	90.86	0.00	-0.551	3.102	0.060	-5.580	290.929	0.000
7	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.197	6.625	0.016	-66.249	0.000	0.000
8	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.133	6.201	-0.052	-62.007	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-6.09	-1.09	5.99	0.00	-1.099	6.201	0.141	-0.858	38.346	0.000
10	0.00	0.00	-6.27	-1.12	6.17	0.00	-1.132	6.423	0.182	-1.140	40.868	0.000
11	0.00	0.00	-6.30	-1.12	6.20	0.00	-1.150	6.561	0.222	-1.397	41.983	0.000
12	0.00	0.00	-5.96	-1.06	5.86	0.00	-1.142	6.517	0.222	-1.321	39.432	0.000
13	0.00	0.00	-31.13	-5.55	30.63	0.00	-0.489	2.681	-0.021	0.657	84.842	0.000
14	0.00	0.00	-5.91	-1.05	5.82	0.00	-1.064	5.969	0.100	-0.590	35.845	0.000
15	0.00	0.00	-25.54	-4.55	25.13	0.00	-0.486	2.625	-0.059	1.515	68.186	0.000
16	0.00	0.00	-4.30	-0.77	4.23	0.00	-1.032	5.758	0.062	-0.265	25.144	0.000

17	0.00	0.00	-32.28	-5.75	31.76	0.00	-0.484	2.574	-0.100	3.222	84.536	0.000
18	0.00	0.00	-0.23	-0.04	0.23	0.00	-0.975	5.380	-0.002	0.000	1.284	0.000
19	0.00	0.00	-4.78	-0.85	4.70	0.00	-0.987	5.469	0.024	-0.113	26.542	0.000
20	0.00	0.00	-10.98	-1.96	10.80	0.00	-0.541	3.212	0.236	-2.588	35.747	0.000
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.127	6.525	0.314	0.000	0.000	0.000
22	0.00	0.00	-0.16	-0.03	0.15	0.00	-1.115	6.571	0.432	-0.068	1.044	0.000
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.129	6.560	0.340	0.000	0.000	0.000
24	0.00	0.00	-0.17	-0.03	0.17	0.00	-1.115	6.609	0.472	-0.082	1.161	0.000
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.122	6.523	0.340	0.000	0.000	0.000
26	0.00	0.00	-0.16	-0.03	0.16	0.00	-1.109	6.577	0.472	-0.077	1.093	0.000
27	0.00	0.00	-10.98	-1.96	10.80	0.00	-0.508	3.000	0.202	-2.215	33.393	0.000
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.094	6.304	0.277	0.000	0.000	0.000
29	0.00	0.00	-0.15	-0.03	0.15	0.00	-1.081	6.352	0.399	-0.061	0.981	0.000
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.110	6.417	0.303	0.000	0.000	0.000
31	0.00	0.00	-0.16	-0.03	0.15	0.00	-1.095	6.468	0.438	-0.069	1.028	0.000
32	0.00	0.00	-10.52	-1.88	10.36	0.00	-0.469	2.716	0.134	-1.409	29.008	0.000
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.025	5.854	0.202	0.000	0.000	0.000
34	0.00	0.00	-0.13	-0.02	0.13	0.00	-1.012	5.904	0.331	-0.043	0.785	0.000
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.041	5.967	0.228	0.000	0.000	0.000
36	0.00	0.00	-0.15	-0.03	0.14	0.00	-1.026	6.020	0.370	-0.055	0.902	0.000
37	0.00	0.00	-10.01	-1.78	9.85	0.00	-0.465	2.695	0.131	-1.316	27.372	0.000
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.979	5.581	0.183	0.000	0.000	0.000
39	0.00	0.00	-0.09	-0.01	0.09	0.00	-0.964	5.637	0.328	-0.028	0.495	0.000
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.009	5.772	0.209	0.000	0.000	0.000
41	0.00	0.00	-0.17	-0.03	0.16	0.00	-0.992	5.831	0.367	-0.061	0.987	0.000
42	0.00	0.00	-9.47	-1.69	9.31	0.00	-0.464	2.653	0.095	-0.903	25.487	0.000
43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.960	5.438	0.145	0.000	0.000	0.000
44	0.00	0.00	-0.07	-0.01	0.07	0.00	-0.945	5.495	0.292	-0.022	0.413	0.000
45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.962	5.474	0.171	0.000	0.000	0.000
46	0.00	0.00	-0.17	-0.03	0.16	0.00	-0.945	5.533	0.331	-0.055	0.924	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1 = \sum(n) [P_i \delta i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo** [6] Cinematismo P. Nord]

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.149	25872	0.887	0.125

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza** [6] Cinematismo P. Nord]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.251	76	5	0.436	0.107

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 7) Cinematismo P Nord

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali** [7] Cinematismo P Nord]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
15.718	12.400	0.170	0.330	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo



tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
 T1 = primo periodo di vibrazione  
 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale  
 FC = fattore di confidenza  
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione [7] Cinematismo P Nord]**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-7.234	13.152	3.360	-19.756	15.069	5.960	0.000	0.000	0.00	0.000	12.932

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi [7] Cinematismo P Nord]**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-7.773	13.107	6.230	0.00	0.00	-21.92	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-7.711	12.972	8.877	0.00	0.00	-4.55	0.00	0.00	-9.70	0.00
3	peso proprio	-11.618	13.697	6.500	0.00	0.00	-23.01	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-11.618	13.570	8.930	0.00	0.00	-6.11	0.00	0.00	-13.02	0.00
5	peso proprio	-12.868	13.888	6.590	0.00	0.00	-22.22	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	-12.224	13.916	9.100	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-12.868	13.761	8.947	0.00	0.00	-6.30	0.00	0.00	-13.41	0.00
8	peso proprio	-14.118	14.079	7.000	0.00	0.00	-18.59	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-14.118	13.953	8.965	0.00	0.00	-6.48	0.00	0.00	-13.81	0.00
10	peso proprio	-15.368	14.271	7.200	0.00	0.00	-16.82	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	-15.368	14.144	8.982	0.00	0.00	-6.67	0.00	0.00	-14.20	0.00
12	peso proprio	-19.053	14.840	7.530	0.00	0.00	-12.82	0.00	0.00	0.00	0.30
13	peso proprio	-17.205	14.552	7.798	0.00	0.00	-17.57	0.00	0.00	0.00	0.30
14	generico	-15.974	14.490	9.100	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	-17.860	14.526	8.927	0.00	0.00	-6.87	0.00	0.00	-14.62	0.00
16	da solaio	-16.635	14.338	8.908	0.00	0.00	-6.84	0.00	0.00	-14.57	0.00
17	peso proprio	-9.668	13.398	6.901	0.00	0.00	-38.93	0.00	0.00	0.00	0.30
18	generico	-8.294	13.314	9.100	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	-10.283	13.366	8.818	0.00	0.00	-6.94	0.00	0.00	-14.78	0.00
20	da solaio	-8.967	13.164	8.804	0.00	0.00	-5.62	0.00	0.00	-11.97	0.00
21	peso proprio	-8.313	13.020	6.230	0.00	0.00	-8.95	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	-8.188	12.920	8.897	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	da solaio	-8.204	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
24	da solaio	-8.438	12.939	8.890	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	da solaio	-8.429	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.10	0.00	0.00	-0.20	0.00
26	peso proprio	-10.993	13.402	6.500	0.00	0.00	-8.11	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	-11.118	13.335	9.019	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	da solaio	-11.106	13.177	9.079	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
29	da solaio	-10.868	13.316	8.836	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	da solaio	-10.881	13.177	8.889	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
31	peso proprio	-12.243	13.594	6.590	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	-12.368	13.527	9.037	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	da solaio	-12.355	13.369	9.097	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
34	da solaio	-12.118	13.508	8.954	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	da solaio	-12.130	13.369	9.007	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
36	peso proprio	-13.493	13.785	7.000	0.00	0.00	-6.55	0.00	0.00	0.00	0.30
37	da solaio	-13.618	13.718	9.054	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	da solaio	-13.605	13.560	9.114	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
39	da solaio	-13.368	13.699	8.971	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	da solaio	-13.380	13.560	9.024	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
41	peso proprio	-14.743	13.976	7.200	0.00	0.00	-5.93	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	-14.868	13.910	9.071	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	da solaio	-14.855	13.751	9.131	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
44	da solaio	-14.618	13.890	8.988	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	da solaio	-14.630	13.751	9.041	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
46	peso proprio	-15.993	14.168	7.200	0.00	0.00	-5.93	0.00	0.00	0.00	0.30
47	da solaio	-15.868	14.082	9.006	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	da solaio	-15.880	13.943	9.058	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
49	da solaio	-16.118	14.101	8.998	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	da solaio	-16.105	13.943	9.058	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
51	peso proprio	-18.493	14.550	7.530	0.00	0.00	-4.90	0.00	0.00	0.00	0.30
52	da solaio	-18.368	14.464	8.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53	da solaio	-18.380	14.325	9.003	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.36	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro [7] Cinematismo P Nord]**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3



1	0.00	0.00	-21.92	3.32	21.67	0.00	0.434	2.671	0.122	-2.670	59.304	0.000
2	0.00	0.00	-4.55	0.69	4.50	0.00	0.853	5.247	0.242	-1.104	24.214	0.000
3	0.00	0.00	-23.01	3.48	22.75	0.00	0.356	2.159	0.121	-2.793	50.351	0.000
4	0.00	0.00	-6.11	0.93	6.05	0.00	0.741	4.512	0.243	-1.484	27.961	0.000
5	0.00	0.00	-22.22	3.36	21.96	0.00	0.331	1.995	0.121	-2.698	44.919	0.000
6	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.697	4.555	-0.002	-22.774	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-6.30	0.95	6.23	0.00	0.705	4.278	0.243	-1.529	27.308	0.000
8	0.00	0.00	-18.59	2.81	18.37	0.00	0.353	2.141	0.121	-2.256	40.321	0.000
9	0.00	0.00	-6.48	0.98	6.41	0.00	0.669	4.043	0.243	-1.575	26.568	0.000
10	0.00	0.00	-16.82	2.55	16.62	0.00	0.344	2.083	0.121	-2.042	35.501	0.000
11	0.00	0.00	-6.67	1.01	6.59	0.00	0.633	3.809	0.243	-1.620	25.741	0.000
12	0.00	0.00	-12.82	1.94	12.68	0.00	0.279	1.662	0.116	-1.492	21.603	0.000
13	0.00	0.00	-17.57	2.66	17.37	0.00	0.376	2.292	0.121	-2.131	40.816	0.000
14	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.581	3.801	-0.002	-19.005	0.000	0.000
15	0.00	0.00	-6.87	1.04	6.79	0.00	0.549	3.254	0.243	-1.671	22.660	0.000
16	0.00	0.00	-6.84	1.04	6.76	0.00	0.584	3.482	0.243	-1.664	24.164	0.000
17	0.00	0.00	-38.93	5.89	38.48	0.00	0.475	2.940	0.121	-4.710	115.926	0.000
18	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.818	5.345	-0.003	-26.725	0.000	0.000
19	0.00	0.00	-6.94	1.05	6.86	0.00	0.766	4.672	0.243	-1.684	32.860	0.000
20	0.00	0.00	-5.62	0.85	5.56	0.00	0.804	4.923	0.242	-1.363	28.044	0.000
21	0.00	0.00	-8.95	1.35	8.85	0.00	0.452	2.562	0.287	-2.566	23.281	0.000
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.867	5.170	0.364	0.000	0.000	0.000
23	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.899	5.213	0.487	-0.074	0.804	0.000
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.862	5.113	0.382	0.000	0.000	0.000
25	0.00	0.00	-0.10	0.01	0.09	0.00	0.899	5.168	0.520	-0.050	0.504	0.000
26	0.00	0.00	-8.11	1.23	8.02	0.00	0.415	2.285	0.314	-2.542	18.822	0.000
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.802	4.699	0.396	0.000	0.000	0.000
28	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.842	4.760	0.547	-0.084	0.739	0.000
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.778	4.573	0.377	0.000	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.814	4.621	0.514	-0.076	0.695	0.000
31	0.00	0.00	-7.83	1.18	7.74	0.00	0.390	2.121	0.314	-2.455	16.870	0.000
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.766	4.465	0.396	0.000	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-0.16	0.02	0.16	0.00	0.806	4.525	0.547	-0.086	0.724	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.757	4.435	0.377	0.000	0.000	0.000
35	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.793	4.483	0.514	-0.079	0.696	0.000
36	0.00	0.00	-6.55	0.99	6.47	0.00	0.412	2.266	0.314	-2.053	15.080	0.000
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.730	4.230	0.396	0.000	0.000	0.000
38	0.00	0.00	-0.16	0.03	0.16	0.00	0.770	4.291	0.547	-0.089	0.706	0.000
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.721	4.200	0.377	0.000	0.000	0.000
40	0.00	0.00	-0.16	0.02	0.16	0.00	0.757	4.249	0.514	-0.081	0.679	0.000
41	0.00	0.00	-5.93	0.90	5.86	0.00	0.403	2.209	0.314	-1.858	13.298	0.000
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.694	3.996	0.396	0.000	0.000	0.000
43	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.17	0.00	0.735	4.056	0.547	-0.091	0.687	0.000
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.685	3.966	0.377	0.000	0.000	0.000
45	0.00	0.00	-0.16	0.03	0.16	0.00	0.721	4.014	0.514	-0.083	0.661	0.000
46	0.00	0.00	-5.93	0.90	5.86	0.00	0.365	1.958	0.314	-1.859	11.792	0.000
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.650	3.731	0.378	0.000	0.000	0.000
48	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.17	0.00	0.685	3.780	0.514	-0.086	0.640	0.000
49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.645	3.674	0.396	0.000	0.000	0.000
50	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.16	0.00	0.685	3.735	0.547	-0.090	0.627	0.000
51	0.00	0.00	-4.90	0.74	4.84	0.00	0.337	1.774	0.314	-1.536	8.837	0.000
52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.564	3.175	0.378	0.000	0.000	0.000
53	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.17	0.00	0.600	3.224	0.514	-0.087	0.554	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX, PY, PZ = componenti del carico totale  $G + \psi^2 Q$  nel sistema XYZ

EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum (n) [P_i \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZ_i \delta Z_i]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [7] Cinematismo P Nord]**

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.155	25697	0.905	0.127

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza [7] Cinematismo P Nord]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA, CLV	TR, CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA, DLV	/TR, DLV
0.288	0.011	0.288	0.251	78	5	0.436	0.110

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 8) Cinematismo P. Ovest

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali** [8) Cinematismo P. Ovest]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
5.157	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
 T1 = primo periodo di vibrazione  
 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale  
 FC = fattore di confidenza  
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione** [8) Cinematismo P. Ovest]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-19.756	15.069	5.960	-20.401	10.946	5.960	0.000	0.000	0.00	0.000	4.173

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi** [8) Cinematismo P. Ovest]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-19.974	12.707	8.071	0.00	0.00	-72.20	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-19.794	14.825	9.218	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro** [8) Cinematismo P. Ovest]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-72.20	-71.33	11.15	0.00	-2.086	0.326	0.149	-10.735	152.401	0.000
2	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.219	0.503	-0.002	-16.095	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo** [8) Cinematismo P. Ovest]

$\alpha_0$	M*	e*	$a_0^*$
	(kgm)		(g)
0.176	7362	1.000	0.130

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

$a_0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza [8] Cinematismo P. Ovest]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.262	84	6	0.455	0.118

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLVTR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV**9) Cinematismo P. Ovest**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali [9] Cinematismo P. Ovest]**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
9.170	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione [9] Cinematismo P. Ovest]**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-22.327	10.946	5.960	-22.327	0.633	5.960	0.000	0.000	0.00	0.000	10.313

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi [9] Cinematismo P. Ovest]**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-22.226	7.095	7.532	0.00	0.00	-58.58	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-22.127	7.046	8.794	0.00	0.00	-19.49	0.00	0.00	-30.83	0.00
3	peso proprio	-21.232	10.821	7.611	0.00	0.00	-22.61	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-21.272	10.696	8.965	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	peso proprio	-22.203	1.973	7.711	0.00	0.00	-25.44	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	-22.102	3.396	8.799	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	da solaio	-22.077	2.271	8.804	0.00	0.00	-6.01	0.00	0.00	-9.50	0.00
8	peso proprio	-21.006	1.020	7.632	0.00	0.00	-35.23	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-21.062	1.146	9.007	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro [9] Cinematismo P. Ovest]**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-58.58	-58.58	0.00	0.00	-1.572	0.000	0.100	-5.833	92.104	0.000
2	0.00	0.00	-19.49	-19.49	0.00	0.00	-2.834	0.000	0.199	-3.870	55.236	0.000
3	0.00	0.00	-22.61	-22.61	0.00	0.00	-1.652	0.000	1.094	-24.726	37.343	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.005	0.000	1.053	0.000	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-25.44	-25.44	0.00	0.00	-1.752	0.000	0.122	-3.116	44.558	0.000
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.839	0.000	0.224	0.000	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-6.01	-6.01	0.00	0.00	-2.844	0.000	0.249	-1.493	17.085	0.000
8	0.00	0.00	-35.23	-35.23	0.00	0.00	-1.673	0.000	1.320	-46.497	58.929	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.048	0.000	1.263	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo** [9) Cinematismo P. Ovest]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.280	16153	0.947	0.219

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 M\* = massa partecipante  
 e\* = frazione di massa partecipante  
 a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza** [9) Cinematismo P. Ovest]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.438	306	21	0.761	0.430

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 10) Cinematismo P.Ovest

Ribaltamento semplice  
 Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali** [10) Cinematismo P.Ovest]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
5.809	12.400	0.000	0.330	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
 T1 = primo periodo di vibrazione  
 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale  
 FC = fattore di confidenza  
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione** [10) Cinematismo P.Ovest]

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-16.267	-0.060	3.900	-16.258	-3.355	3.900	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi** [10) Cinematismo P.Ovest]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-16.061	-2.243	6.285	0.00	0.00	-79.08	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-16.058	-1.255	8.508	0.00	0.00	-1.19	0.00	0.00	-1.61	0.00
3	da solaio	-15.858	-2.180	8.461	0.00	0.00	-18.33	0.00	0.00	-24.94	0.00
4	peso proprio	-16.063	-0.635	6.371	0.00	0.00	-28.60	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	-15.863	-0.691	8.480	0.00	0.00	-11.14	0.00	0.00	-15.16	0.00
6	da solaio	-16.059	-1.254	8.508	0.00	0.00	-1.21	0.00	0.00	-1.65	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi 2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi 2$  (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi^2Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro [10) Cinematismo P.Ovest]

n.	Carico totale $G+\psi^2Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-79.08	-79.08	-0.20	0.00	-2.385	-0.006	0.199	-15.772	188.617	0.000
2	0.00	0.00	-1.19	-1.19	0.00	0.00	-4.608	-0.012	0.203	-0.241	5.465	0.000
3	0.00	0.00	-18.33	-18.33	-0.05	0.00	-4.561	-0.012	0.401	-7.344	83.593	0.000
4	0.00	0.00	-28.60	-28.60	-0.07	0.00	-2.471	-0.006	0.201	-5.753	70.672	0.000
5	0.00	0.00	-11.14	-11.14	-0.03	0.00	-4.580	-0.012	0.400	-4.456	51.025	0.000
6	0.00	0.00	-1.21	-1.21	0.00	0.00	-4.609	-0.012	0.203	-0.246	5.586	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [10) Cinematismo P.Ovest]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.083	12959	0.911	0.068

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

#### SLV: Verifiche di sicurezza [10) Cinematismo P.Ovest]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.136	21	1	0.236	0.029

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 11) Cinematismo P. Ovest

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### Dati generali [11) Cinematismo P. Ovest]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
13.331	12.400	0.000	0.157	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione [11) Cinematismo P. Ovest]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-16.258	-3.355	3.900	-2.362	-3.333	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	13.897

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi [11) Cinematismo P. Ovest]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	$\psi 2$
----	-----------	---------------------------	--------------------------	-------------------------	----------

		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-14.135	-3.231	6.074	0.00	0.00	-57.48	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-13.964	-3.105	8.109	0.00	0.00	-11.23	0.00	0.00	-15.28	0.00
3	peso proprio	-7.379	-3.146	5.741	0.00	0.00	-193.73	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-12.071	-3.030	7.770	0.00	0.00	-1.49	0.00	0.00	-2.03	0.00
5	da solaio	-7.404	-2.945	6.933	0.00	0.00	-27.89	0.00	0.00	-37.95	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro [11) Cinematismo P. Ovest]

[n.] Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)   Forza inerziale(kN)   Spostam.virtuali (mm)   Lavoro virtuale (kN*mm)												
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-57.48	0.09	-57.48	0.00	0.003	-2.174	0.119	-6.865	124.989	0.000
2	0.00	0.00	-11.23	0.02	-11.23	0.00	0.007	-4.210	0.244	-2.743	47.269	0.000
3	0.00	0.00	-193.73	0.31	-193.73	0.00	0.003	-1.841	0.194	-37.643	356.715	0.000
4	0.00	0.00	-1.49	0.00	-1.49	0.00	0.006	-3.871	0.316	-0.471	5.762	0.000
5	0.00	0.00	-27.89	0.04	-27.89	0.00	0.005	-3.033	0.395	-11.016	84.592	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [11) Cinematismo P. Ovest]

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.095	27809	0.935	0.075

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza [11) Cinematismo P. Ovest]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.150	26	2	0.261	0.037

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 12) Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### Dati generali [12) Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio]

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
8.366	12.400	4.000	0.157	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione [12] Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio]**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-15.867	-0.130	8.060	-7.258	1.105	6.230	0.000	0.000	0.00	0.000	8.887

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi [12] Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio]**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-15.374	0.083	8.126	0.00	0.00	-8.24	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-15.304	-0.049	8.388	0.00	0.00	-4.95	0.00	0.00	-6.73	0.00
3	da solaio	-15.368	0.194	9.031	0.00	0.00	-6.54	0.00	0.00	-13.93	0.00
4	peso proprio	-14.744	0.389	7.459	0.00	0.00	-4.86	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	-14.868	0.425	9.119	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	da solaio	-14.855	0.584	9.179	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
7	da solaio	-14.630	0.584	9.089	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
8	da solaio	-14.618	0.443	9.036	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	-14.739	0.273	5.682	0.00	0.00	-1.71	0.00	0.00	0.00	0.30
10	peso proprio	-14.122	0.260	8.003	0.00	0.00	-9.35	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	-14.115	0.120	8.176	0.00	0.00	-5.46	0.00	0.00	-7.43	0.00
12	da solaio	-14.118	0.372	9.009	0.00	0.00	-6.37	0.00	0.00	-13.57	0.00
13	peso proprio	-13.494	0.565	7.331	0.00	0.00	-5.27	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	-13.618	0.602	9.096	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	da solaio	-13.605	0.762	9.157	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
16	da solaio	-13.380	0.762	9.067	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
17	da solaio	-13.368	0.620	9.013	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	peso proprio	-13.489	0.460	5.322	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
19	peso proprio	-12.871	0.434	7.883	0.00	0.00	-10.45	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	-12.863	0.297	7.954	0.00	0.00	-5.46	0.00	0.00	-7.43	0.00
21	da solaio	-12.868	0.548	8.986	0.00	0.00	-6.20	0.00	0.00	-13.20	0.00
22	peso proprio	-12.243	0.741	7.207	0.00	0.00	-5.73	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	-12.368	0.779	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	da solaio	-12.355	0.940	9.135	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
25	da solaio	-12.130	0.940	9.045	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
26	da solaio	-12.118	0.798	8.990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	peso proprio	-11.619	0.613	7.751	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
28	da solaio	-11.611	0.477	7.731	0.00	0.00	-5.54	0.00	0.00	-7.54	0.00
29	da solaio	-11.618	0.729	8.964	0.00	0.00	-6.03	0.00	0.00	-12.84	0.00
30	peso proprio	-9.731	0.881	7.628	0.00	0.00	-25.63	0.00	0.00	0.00	0.30
31	generico	-10.368	0.657	9.100	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	-9.738	0.747	7.398	0.00	0.00	-10.92	0.00	0.00	-14.86	0.00
33	da solaio	-10.282	0.922	8.848	0.00	0.00	-6.85	0.00	0.00	-14.59	0.00
34	da solaio	-9.057	1.097	8.824	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-10.61	0.00
35	peso proprio	-10.994	0.918	7.082	0.00	0.00	-6.08	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	-11.118	0.960	9.052	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	da solaio	-11.106	1.118	9.112	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
38	da solaio	-10.881	1.118	8.922	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
39	da solaio	-10.868	0.978	8.869	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	peso proprio	-10.989	0.820	4.757	0.00	0.00	-2.05	0.00	0.00	0.00	0.30
41	peso proprio	-7.875	1.151	7.354	0.00	0.00	-15.23	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	-7.874	1.015	7.067	0.00	0.00	-5.44	0.00	0.00	-7.40	0.00
43	da solaio	-7.868	1.269	8.890	0.00	0.00	-5.51	0.00	0.00	-11.73	0.00
44	peso proprio	-8.493	1.250	6.230	0.00	0.00	-8.95	0.00	0.00	0.00	0.30
45	da solaio	-8.381	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
46	da solaio	-8.368	1.335	8.915	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	da solaio	-8.618	1.317	8.908	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	da solaio	-8.606	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro [12] Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio]**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-8.24	1.17	-8.15	0.00	0.053	-0.166	0.138	-1.138	1.418	0.000
2	0.00	0.00	-4.95	0.70	-4.90	0.00	0.062	-0.434	0.000	-0.001	2.168	0.000
3	0.00	0.00	-6.54	0.93	-6.48	0.00	0.202	-1.044	0.244	-1.600	6.949	0.000
4	0.00	0.00	-4.86	0.69	-4.81	0.00	0.023	0.350	0.347	-1.685	-1.668	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.262	-1.232	0.398	0.000	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.303	-1.293	0.550	-0.090	0.216	0.000
7	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.290	-1.252	0.519	-0.083	0.204	0.000



8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.254	-1.203	0.381	0.000	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-1.71	0.24	-1.69	0.00	-0.247	2.071	0.235	-0.402	-3.567	0.000
10	0.00	0.00	-9.35	1.33	-9.26	0.00	0.072	-0.304	0.135	-1.262	2.911	0.000
11	0.00	0.00	-5.46	0.78	-5.40	0.00	0.068	-0.474	-0.001	0.006	2.613	0.000
12	0.00	0.00	-6.37	0.90	-6.31	0.00	0.235	-1.280	0.243	-1.548	8.283	0.000
13	0.00	0.00	-5.27	0.75	-5.22	0.00	0.042	0.217	0.344	-1.811	-1.101	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.295	-1.467	0.396	0.000	0.000	0.000
15	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.336	-1.529	0.549	-0.087	0.249	0.000
16	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.15	0.00	0.324	-1.488	0.518	-0.080	0.235	0.000
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.287	-1.438	0.379	0.000	0.000	0.000
18	0.00	0.00	-1.94	0.28	-1.92	0.00	-0.259	2.162	0.242	-0.470	-4.220	0.000
19	0.00	0.00	-10.45	1.48	-10.34	0.00	0.092	-0.446	0.130	-1.359	4.748	0.000
20	0.00	0.00	-5.46	0.78	-5.40	0.00	0.073	-0.516	-0.004	0.024	2.844	0.000
21	0.00	0.00	-6.20	0.88	-6.14	0.00	0.268	-1.515	0.240	-1.486	9.534	0.000
22	0.00	0.00	-5.73	0.81	-5.67	0.00	0.061	0.079	0.340	-1.950	-0.401	0.000
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.328	-1.703	0.394	0.000	0.000	0.000
24	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.15	0.00	0.370	-1.765	0.548	-0.085	0.279	0.000
25	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.15	0.00	0.357	-1.724	0.517	-0.078	0.265	0.000
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.320	-1.674	0.377	0.000	0.000	0.000
27	0.00	0.00	-11.65	1.65	-11.53	0.00	0.110	-0.576	0.130	-1.509	6.821	0.000
28	0.00	0.00	-5.54	0.79	-5.48	0.00	0.079	-0.558	-0.004	0.020	3.122	0.000
29	0.00	0.00	-6.03	0.86	-5.97	0.00	0.302	-1.751	0.240	-1.450	10.708	0.000
30	0.00	0.00	-25.63	3.64	-25.37	0.00	0.148	-0.845	0.126	-3.234	21.986	0.000
31	0.00	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.307	-2.140	-0.003	21.398	0.000	0.000
32	0.00	0.00	-10.92	1.55	-10.81	0.00	0.089	-0.621	-0.002	0.027	6.852	0.000
33	0.00	0.00	-6.85	0.97	-6.78	0.00	0.326	-1.913	0.242	-1.659	13.299	0.000
34	0.00	0.00	-4.99	0.71	-4.93	0.00	0.359	-2.143	0.241	-1.200	10.827	0.000
35	0.00	0.00	-6.08	0.86	-6.02	0.00	0.080	-0.057	0.338	-2.051	0.411	0.000
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.362	-1.940	0.395	0.000	0.000	0.000
37	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.15	0.00	0.403	-2.000	0.546	-0.082	0.307	0.000
38	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.14	0.00	0.377	-1.863	0.515	-0.075	0.277	0.000
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.341	-1.814	0.378	0.000	0.000	0.000
40	0.00	0.00	-2.05	0.29	-2.03	0.00	-0.263	2.195	0.244	-0.501	-4.535	0.000
41	0.00	0.00	-15.23	2.16	-15.08	0.00	0.166	-0.962	0.129	-1.968	14.861	0.000
42	0.00	0.00	-5.44	0.77	-5.38	0.00	0.098	-0.684	-0.002	0.011	3.757	0.000
43	0.00	0.00	-5.51	0.78	-5.45	0.00	0.403	-2.451	0.242	-1.332	13.679	0.000
44	0.00	0.00	-8.95	1.27	-8.86	0.00	0.030	0.254	0.312	-2.789	-2.213	0.000
45	0.00	0.00	-0.14	0.02	-0.14	0.00	0.456	-2.421	0.513	-0.071	0.339	0.000
46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.420	-2.372	0.376	0.000	0.000	0.000
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.416	-2.314	0.393	0.000	0.000	0.000
48	0.00	0.00	-0.14	0.02	-0.14	0.00	0.456	-2.375	0.544	-0.077	0.343	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\frac{1}{2}Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1 = \sum (n) [P_i \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZ_i \delta Z_i]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [12] Cinematismo P.

Sud\_cerniera a solaio]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.088	8128	0.401	0.163

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza [12] Cinematismo P. Sud\_cerniera a solaio]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.267	0.288	0.324	141	10	0.563	0.198

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

### 13) Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio



## Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali** [13] Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
5.510	12.400	0.000	0.330	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione** [13] Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-7.258	1.105	6.957	0.234	0.210	5.580	0.000	0.000	0.00	0.000	7.671

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi** [13] Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-6.520	1.113	7.920	0.00	0.00	-12.10	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-6.618	1.254	8.884	0.00	0.00	-5.52	0.00	0.00	-11.76	0.00
3	da solaio	-5.831	1.125	8.995	0.00	0.00	-0.43	0.00	0.00	-0.91	0.00
4	da solaio	-5.791	1.119	8.993	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.05	0.00
5	peso proprio	-5.269	0.917	7.806	0.00	0.00	-9.78	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	-4.931	0.739	6.535	0.00	0.00	-1.51	0.00	0.00	-2.06	0.00
7	da solaio	-5.329	1.051	8.967	0.00	0.00	-5.26	0.00	0.00	-11.20	0.00
8	peso proprio	-4.108	0.746	7.696	0.00	0.00	-12.40	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-4.135	0.622	6.391	0.00	0.00	-5.53	0.00	0.00	-7.52	0.00
10	da solaio	-4.118	0.872	8.979	0.00	0.00	-5.89	0.00	0.00	-12.54	0.00
11	peso proprio	-1.573	0.362	7.461	0.00	0.00	-42.86	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	-0.993	0.312	9.100	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	-3.009	0.454	6.186	0.00	0.00	-4.49	0.00	0.00	-6.12	0.00
14	da solaio	-2.868	0.685	8.998	0.00	0.00	-6.07	0.00	0.00	-12.92	0.00
15	da solaio	-1.618	0.494	9.005	0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	-13.31	0.00
16	da solaio	-0.417	0.310	8.935	0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	-12.41	0.00
17	da solaio	-0.417	0.310	8.891	0.00	0.00	-5.91	0.00	0.00	-12.41	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro** [13] Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-12.10	-1.43	-12.02	0.00	-0.111	-1.073	0.093	-1.131	13.049	0.000
2	0.00	0.00	-5.52	-0.65	-5.48	0.00	-0.198	-1.997	0.219	-1.209	11.079	0.000
3	0.00	0.00	-0.43	-0.05	-0.43	0.00	-0.234	-2.247	0.185	-0.079	0.967	0.000
4	0.00	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.235	-2.251	0.183	-0.004	0.051	0.000
5	0.00	0.00	-9.78	-1.16	-9.72	0.00	-0.133	-1.186	0.048	-0.465	11.676	0.000
6	0.00	0.00	-1.51	-0.18	-1.50	0.00	-0.016	-0.005	-0.086	0.130	0.011	0.000
7	0.00	0.00	-5.26	-0.62	-5.22	0.00	-0.244	-2.309	0.171	-0.897	12.214	0.000
8	0.00	0.00	-12.40	-1.47	-12.31	0.00	-0.151	-1.287	0.016	-0.197	16.075	0.000
9	0.00	0.00	-5.53	-0.66	-5.49	0.00	-0.021	-0.007	-0.107	0.594	0.052	0.000
10	0.00	0.00	-5.89	-0.70	-5.85	0.00	-0.278	-2.539	0.138	-0.811	15.036	0.000
11	0.00	0.00	-42.86	-5.08	-42.55	0.00	-0.192	-1.512	-0.064	2.740	65.339	0.000
12	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.393	-3.218	-0.046	-32.178	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-4.49	-0.53	-4.46	0.00	-0.027	-0.010	-0.141	0.633	0.058	0.000
14	0.00	0.00	-6.07	-0.72	-6.03	0.00	-0.314	-2.781	0.100	-0.609	16.984	0.000
15	0.00	0.00	-6.25	-0.74	-6.21	0.00	-0.349	-3.013	0.059	-0.370	18.961	0.000
16	0.00	0.00	-6.25	-0.74	-6.21	0.00	-0.374	-3.160	0.020	-0.124	19.891	0.000
17	0.00	0.00	-5.91	-0.70	-5.87	0.00	-0.369	-3.117	0.020	-0.117	18.554	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 $L1 = \text{lavoro virtuale delle forze statiche: } L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$   
 $L2 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: } L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 $L3 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: } L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [13] Cinematismo

P.Sud\_cerniera a solaio]

$\alpha 0$	$M^*$ (kgm)	$e^*$	$a0^*$ (g)
0.155	10584	0.797	0.144

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 $M^*$  = massa partecipante  
 $e^*$  = frazione di massa partecipante  
 $a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

#### SLV: Verifiche di sicurezza [13] Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio]

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	$a^*$ (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.288	107	8	0.501	0.150

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 14) Cinematismo P.Sud

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### Dati generali [14] Cinematismo P.Sud]

V (m^3)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	$\gamma$	FC	SLD
7.294	12.400	0.000	0.330	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione [14] Cinematismo P.Sud]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
0.234	0.210	3.647	5.085	-0.776	3.900	0.000	0.000	125.05	0.000	4.956

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi [14] Cinematismo P.Sud]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi 2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.797	-0.155	6.500	0.00	0.00	-58.23	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.016	0.091	8.849	0.00	0.00	-8.14	0.00	0.00	-16.16	0.00
3	da solaio	2.501	-0.136	8.702	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-0.63	0.00
4	da solaio	1.016	0.091	8.796	0.00	0.00	-7.70	0.00	0.00	-16.16	0.00
5	peso proprio	4.194	-0.522	7.147	0.00	0.00	-20.59	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	4.980	-0.634	9.100	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	4.235	-0.397	8.733	0.00	0.00	-0.36	0.00	0.00	-0.75	0.00
8	peso proprio	3.389	-0.322	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	3.210	-0.168	8.688	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00	-0.44	0.00
10	da solaio	3.249	-0.099	8.717	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.03	0.00
11	da solaio	3.547	-0.143	8.840	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.08	0.00
12	da solaio	3.605	-0.228	8.804	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00	-0.58	0.00
13	peso proprio	0.224	0.161	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	0.044	0.314	8.935	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.28	0.00
15	da solaio	0.252	0.359	8.952	0.00	0.00	-2.75	0.00	0.00	-5.45	0.00
16	da solaio	0.439	0.256	8.913	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.29	0.00

17	da solaio	0.044	0.314	8.892	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	-0.28	0.00	
18	da solaio	0.252	0.359	8.910	0.00	0.00	-2.60	0.00	0.00	-5.45	0.00	
19	da solaio	0.439	0.256	8.867	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00	

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro [14] Cinematismo P.Sud]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-58.23	-11.60	-57.06	0.00	-0.549	-2.713	-0.048	2.768	161.149	0.000
2	0.00	0.00	-8.14	-1.62	-7.97	0.00	-1.029	-5.051	0.036	-0.295	41.949	0.000
3	0.00	0.00	-0.30	-0.06	-0.30	0.00	-0.988	-4.832	0.110	-0.033	1.490	0.000
4	0.00	0.00	-7.70	-1.53	-7.54	0.00	-1.019	-5.000	0.036	-0.279	39.262	0.000
5	0.00	0.00	-20.59	-4.10	-20.18	0.00	-0.659	-3.223	0.070	-1.438	67.747	0.000
6	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.042	-5.094	0.115	-50.945	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-0.36	-0.07	-0.35	0.00	-0.981	-4.773	0.199	-0.071	1.740	0.000
8	0.00	0.00	-11.65	-2.32	-11.41	0.00	-0.541	-2.631	0.106	-1.232	31.287	0.000
9	0.00	0.00	-0.21	-0.04	-0.20	0.00	-0.984	-4.781	0.219	-0.046	1.021	0.000
10	0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.993	-4.808	0.295	-0.004	0.060	0.000
11	0.00	0.00	-0.04	-0.01	-0.04	0.00	-1.015	-4.913	0.311	-0.012	0.193	0.000
12	0.00	0.00	-0.28	-0.05	-0.27	0.00	-1.004	-4.875	0.240	-0.067	1.385	0.000
13	0.00	0.00	-11.65	-2.32	-11.41	0.00	-0.565	-2.793	-0.051	0.599	33.185	0.000
14	0.00	0.00	-0.14	-0.03	-0.14	0.00	-1.058	-5.186	0.061	-0.009	0.747	0.000
15	0.00	0.00	-2.75	-0.55	-2.69	0.00	-1.063	-5.191	0.147	-0.403	14.554	0.000
16	0.00	0.00	-0.15	-0.03	-0.14	0.00	-1.050	-5.143	0.083	-0.012	0.767	0.000
17	0.00	0.00	-0.13	-0.03	-0.13	0.00	-1.049	-5.143	0.061	-0.008	0.701	0.000
18	0.00	0.00	-2.60	-0.52	-2.55	0.00	-1.055	-5.150	0.147	-0.381	13.653	0.000
19	0.00	0.00	-0.14	-0.03	-0.14	0.00	-1.041	-5.098	0.083	-0.011	0.719	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [14] Cinematismo P.Sud]

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.126	11855	0.930	0.100

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza [14] Cinematismo P.Sud]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.200	48	3	0.348	0.067

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 14. RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI PROGETTO

### 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

#### **FRP:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati**, CNR-DT 200 R1/2012.

**Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP**, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### **FRCM:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica**, CNR-DT 215/2018.

**Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM**, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

#### **Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

#### **Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

#### **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

#### **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiera - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiera - Ciminiera

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

#### **Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

#### **Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno**

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

#### **Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura**

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

#### **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

#### **Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

#### **Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio**

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali

UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

#### **Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:**

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

**D.M. 14.9.2005:** "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

**Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

**Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005**

**Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003:** "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

#### **Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:**

**Legge n.64 del 2.2.1974:** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

**Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977:** "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

**Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34:** "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

**D.M. 2.7.1981:** "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

**Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

**D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

**Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

**Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.):** "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

**D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98:** "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

**Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale:** "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

**Murature: D.M. 20.11.1987:** "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989:** "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Carichi: D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

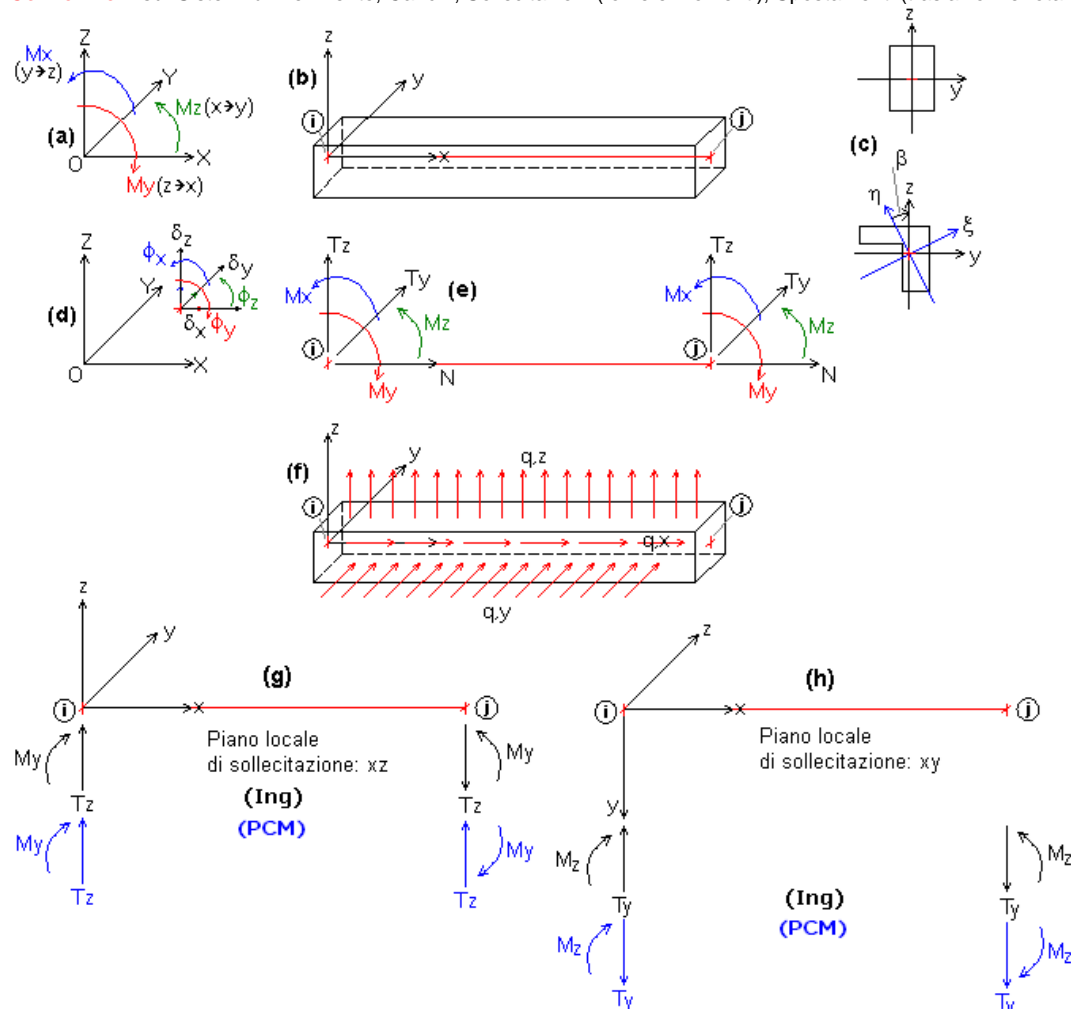
**DATI****CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE**

**Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura** © 1997-2021 AEDES Software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

**CONVENZIONI SUI SEGNI**

**Convenzioni** su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.

**1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.**

- **Sistema di riferimento globale  $X Y Z$** , con origine in  $O$  (punto di coordinate nulle). È una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano  $XY$  è orizzontale; i piani  $XZ$  e  $YZ$  sono verticali.

- **Sistema di riferimento locale  $x y z$**  per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale  $i$  dell'asta; - asse  $x$  coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale  $i$  al nodo finale  $j$ . La terna locale  $xyz$  si può immaginare derivante dalla globale  $XYZ$  dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse  $Z$  che porti l'asse  $X$  a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse  $X$  così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse  $Z$  che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse  $Y$  così definito che porti l'asse  $X$  a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse  $X$  così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse  $z$  rivolto verso l'alto e l'asse  $y$  nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse  $y$  parallelo all'asse  $Y$  globale e l'asse  $z$  parallelo ma controverso all'asse  $X$  globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo  $X$  (posto cioè nel piano  $XZ$ ): l'asse  $x$  è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale  $i$  con il nodo finale  $j$ ; l'asse  $z$  è verticale, e l'asse  $y$  è parallelo all'asse  $Y$  globale (per l'osservatore: entrante nel piano  $xz$ ).

- **Sistema di riferimento locale principale  $x \xi \eta$** , che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con  $x y z$ : fig. (c). In tal caso, l'angolo  $\beta$  rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale  $x \xi \eta$  si sovrapponga al riferimento locale  $x y z$  (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da  $+x$  guarda il nodo iniziale  $i$ ). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento  $M_y$  è da intendersi come  $M_\xi$ , mentre

Mz come  $M_{\eta}$ ). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz.

In PCM, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali  $\xi \eta$ . Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo  $\beta$  nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo  $\beta$  pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

## 2) Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ( $x \rightarrow y$ ,  $y \rightarrow z$ ,  $z \rightarrow x$ ).

Per le azioni interne sull'asta  $i-j$ , la convenzione è invariata sia al nodo  $i$  iniziale, sia al nodo  $j$  finale.

### 2.1) Carichi.

**Nodi.** Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati: PX PY PZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari: dX dY dZ, dphiX dphiY dphiZ (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate: mX mY mZ, IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

**Aste.** Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme: QduX, QduY, QduZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'): QdliX, QdliY, QdliZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'): QdljX, QdljY, QdljZ
- Carico Concentrato : Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi [P,M=intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- Carico Termico (nel piano locale xy): DeltaTsup, DeltaTinf.

I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).

Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato: x: carico lungo l'asse dell'asta; y: carico ortogonale all'asta nel piano xy; z: carico ortogonale all'asta nel piano xz.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.

Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo Z, con segno negativo.

### 2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

**Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche** (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale  $i$  sia per il nodo finale  $j$ . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

**Momento Flettente My** (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il diagramma del Momento My viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento My rappresentato nel semipiano  $z < 0$ . Pertanto, My + tende le fibre a  $z < 0$ .

(PCM) My + se porta z su x. Pertanto: My + al nodo  $i$  indica fibre tese per  $z < 0$ ; My + al nodo  $j$  indica fibre tese per  $z > 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio Tz** (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il Taglio Tz + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Tz + è rappresentato nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) Tz + se orientato lungo +z.

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Sforzo Normale N:**

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa, N è sempre +.

Il diagramma di N si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con N + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) N + se equiverso all'asse locale x. N + al nodo  $i$  indica compressione; N + al nodo  $j$  indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha N - al nodo  $i$  e + al nodo  $j$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) discorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Flettente Mz** (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il diagramma del Momento Mz viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento Mz rappresentato nel semipiano  $y > 0$ . Pertanto, Mz + tende le fibre a  $y > 0$ .

(PCM) Mz + se porta x su y. Pertanto: Mz + al nodo  $i$  indica fibre tese per  $y > 0$ ; Mz + al nodo  $j$  indica fibre tese per  $y < 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio Ty** (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il Taglio Ty + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Ty + è rappresentato nello stesso semipiano di Mz +, cioè nel semipiano  $y > 0$ .

(PCM) Ty + se orientato lungo +y.



Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Torcente  $M_x$ :**

(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra,  $M_x$  è sempre +.

Il diagramma di  $M_x$  si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con  $M_x$  + posto nello stesso semipiano di  $M_y$  +, cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) + se porta y su z.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

### 2.3) Caratteristiche di Deformazione.

In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

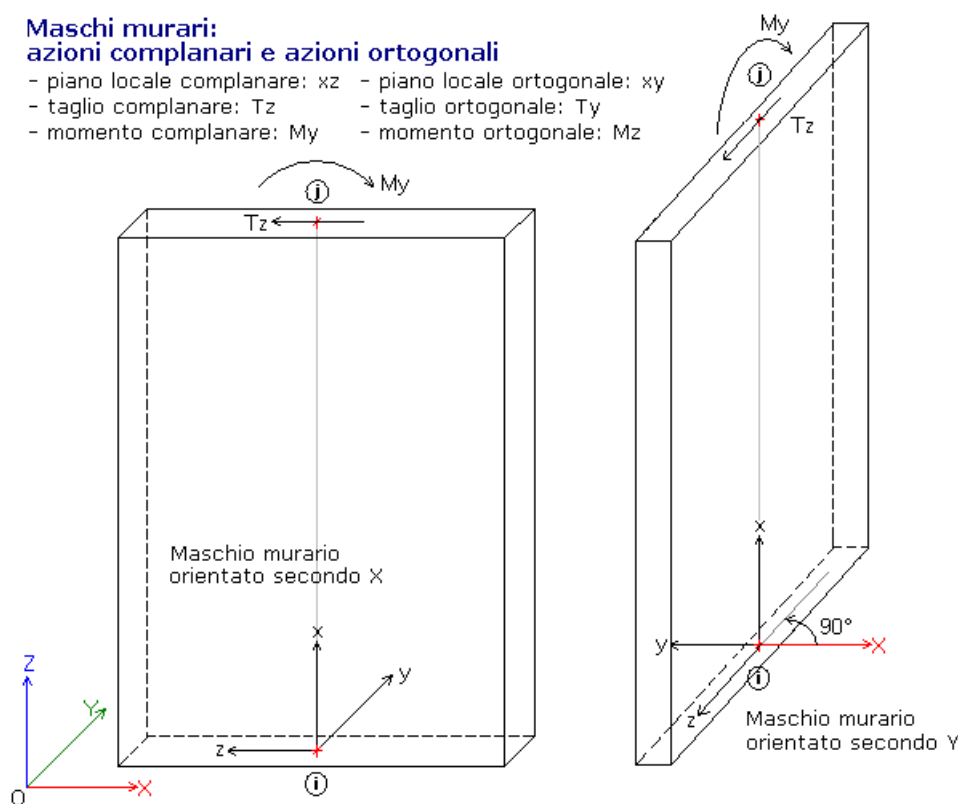
In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equivale agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

### 3) Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X. Il piano locale complanare è sempre il piano xz; il piano locale ortogonale è sempre il piano xy.

#### Maschi murari: azioni complanari e azioni ortogonali

- piano locale complanare: xz
- piano locale ortogonale: xy
- taglio complanare:  $T_z$
- taglio ortogonale:  $T_y$
- momento complanare:  $M_y$
- momento ortogonale:  $M_z$



### Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm<sup>2</sup>.

In generale, i riferimenti normativi al D.M.17.1.2018 (alias: NTC18) e alla Circ. 7 del 21.1.2019 sono evidenziati in colore blu indicando direttamente il paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

AZIONE	SISMICA:	Normativa	Italiana:	D.M.	17.1.2018
-					Struttura

**Vita Nominale** (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

**Classe d'uso** §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

-	Pericolosità
---	--------------



**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

**Tipo di interpolazione**

- media ponderata [NTC08, §All.A.\[3\]](#)
- superficie rigata [NTC08, §CA](#)

**Valori dei parametri  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$ (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

[NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica](#)

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:  $ag(TR) = K \cdot TR^{\alpha}$

#### - Stati Limite

**P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR** [§3.2.1](#)

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR

**Valori dei parametri  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite** [§3.2](#)

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni),  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$  e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

#### - Suolo

**Categoria di sottosuolo** [§3.2.2](#)

**Categoria topografica** [§3.2.2](#)

**Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico** [§3.2.2](#)

**Coefficiente di amplificazione topografica ST** [§3.2.3.2.1](#)

#### - Componenti

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso  $\xi$  (%) [§3.2.3.2.1](#)

Spettro di progetto - SLD: Fattore di comportamento

Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di comportamento

Spettro di risposta: componente verticale

**Definizione di PGA:** la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

- accelerazione su roccia (analoga ad  $ag$ )
- accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S = SS \cdot ST$ )

### PARAMETRI DI CALCOLO

#### - Generale

##### Tipi di analisi

**Analisi Modale.** Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la [\(3.2.17\)](#), [§3.2.4](#):  $G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$

**Analisi Statica NON Sismica.** Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

Analisi Sismiche Lineari:

**Analisi Sismica Statica Lineare** ([§7.3.3.2](#), [§7.8.1.5.2](#)) In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

**Analisi Sismica Dinamica Modale** ([§7.3.3.1](#), [§7.8.1.5.3](#)) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni:  $\alpha$  e  $\alpha+90$  [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

<b>Analisi</b>	<b>Sismica</b>	<b>Statica</b>	<b>NON</b>	<b>Lineare</b>	<b>Pushover</b>	<a href="#">(§7.8.1.5.4)</a>
----------------	----------------	----------------	------------	----------------	-----------------	------------------------------

#### - Sismica

##### Direzione sismica e quote di riferimento

**Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y'**

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica X' forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: 0° e 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale)

<b>Altezza</b>	<b>della</b>	<b>costruzione</b>	<b>a</b>	<b>partire</b>	<b>dal</b>	<b>piano</b>	<b>di</b>	<b>fondazione</b>	<b>H</b>	<b>(m)</b>
----------------	--------------	--------------------	----------	----------------	------------	--------------	-----------	-------------------	----------	------------

**Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m)**

Quota di riferimento H,S per il calcolo delle forze sismiche ([§7.3.3.2](#)), rispetto alla coordinata Z=0.000 assunta nei Dati. Con  $Q < 0$  si può tenere

conto dell'altezza delle fondazioni; con  $Q > 0$  si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').

Le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

#### In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti

Se il parametro non è selezionato, viene considerato il 30% (§7.3.5)

### Analisi Sismiche Lineari

Direzioni di analisi: X, Y, Z

Le direzioni di analisi possono essere selezionate indipendentemente l'una dall'altra, al fine di eseguire analisi monodirezionali oppure in varia combinazione fra le tre direzioni di riferimento

#### Combinazione delle componenti

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

- Radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{E_x^2 + E_{(x+90)}^2}$

- Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni

#### Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

#### Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore $\mu$ nel calcolo delle tensioni sul terreno

Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti:  $\mu_d$  (§7.3.3.3 per SLV) può essere considerato solo ai fini degli spostamenti della sovrastruttura e non dei nodi di fondazione. Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno, attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, senza l'amplificazione sismica allo spostamento verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno

#### Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)

### Analisi Sismica Statica Lineare

#### Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y

#### Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ (§7.3.3.2)

- C1 per il calcolo di  $T1 = 0.05$

#### $\lambda=1.00$ nella definizione delle forze sismiche (§7.3.3.2)

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda=1.00$  (§7.3.3.2)

#### Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità

$S_d(T1)$  (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

#### - Modale

L'Analisi Modale viene condotta con il metodo di Lanczos.

### Numero di modi da calcolare

#### Numero di modi da considerare

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati
- un numero di modi specificato in input, con limite superiore pari al numero NC di modi calcolati
- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)
- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%
- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

#### Metodo di combinazione dei modi

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS è previsto come metodo di controllo in §7.3.3.1
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

#### - Muratura

### Tipo di edificio

**Muratura:** Ordinaria, Armata, Armata con Progettazione in Capacità (§7.8.1.7)

**Edificio:** Nuovo, Esistente, con verifica di Robustezza (§3.1.1)

In caso di verifica di robustezza, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta

alle altre azioni esplicitate (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

#### Coefficienti parziali di sicurezza

##### - $\gamma_M$ in Analisi Statica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in [Tab. 4.5.II](#), §4.5.6.1

##### - $\gamma_M$ in Analisi Sismica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in [§7.8.1.1](#)

#### Maschi murari

##### Contributo rigidezza trasversale

In caso non affermativo, viene trascurata la rigidezza trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

##### Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidezza flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

##### Link orizzontali rigidi anche fuori piano

Se il parametro non è selezionato, i link orizzontali si deformano fuori piano assumendo una sezione trasversale pari a metà altezza della parete interessata.

#### Comportamento muratura

##### Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.1)

Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo una delle due seguenti modalità:

- Stress block, con:  $\mu = (l^2 t \sigma / 2) [1 - (\sigma / 0.85 f_d)]$  (§7.8.2.2.1), o equivalentemente:  $M' = N' / 2 * (1 - N')$ ,  $M' = M / (N u)$ ,  $N' = N / N_u$ , dove:  $N_u = 0.85 f_d l t$
- Parabola-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m2}$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )
- Triangolo-rettangolo, con  $\mu$  da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m3}$ , che può essere un valore fisso o pari a  $f_d / E$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )

Nei modelli parabola-rettangolo e triangolo-rettangolo è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / FRCM / CAM / Reticolatus si fa comunque riferimento al modello triangolo-rettangolo.

#### - Valutazione

##### Stati limite

**Stati limite da considerare:** SLO, SLD, SLV  
SLV è sempre considerato. E' possibile ignorare SLD e SLO se non richiesti dalla Normativa, secondo il prospetto [Tab.7.3.III](#) in §7.3.6. e secondo le indicazioni relative agli edifici esistenti (§8.3). Ad esempio, per un edificio esistente in classe d'uso II è obbligatorio solo SLV.

**Valutazione della sicurezza per edifici esistenti**

E' possibile identificare la struttura corrente in una delle due modalità seguenti:  
1) Intervento di adeguamento (§8.4.3) o Stato attuale di un intervento di miglioramento (§8.4.2). La verifica di sicurezza sismica richiede che l'indicatore di rischio  $\zeta_E$  sia superiore ad una soglia richiesta (0.8 o 1.0 a seconda dei casi). Per l'analisi cinematica e' possibile fare riferimento ad un altro modello di PCM.  
2) Stato di progetto di un intervento di miglioramento (§8.4.2): e' possibile scegliere il criterio di miglioramento:  
a) indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  superiore ad una soglia richiesta (ad es. 0.6 per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV);  
b) incremento dell'indicatore di rischio  $\Delta\zeta_E$ , rispetto allo Stato attuale, superiore alla soglia richiesta (normalmente 0.1). Viene specificato il file di riferimento per lo Stato Attuale e l'eventuale file distinto per l'analisi cinematica allo Stato di progetto.

$\zeta_E$  è l'indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di  $\zeta_E$  è l'accelerazione al suolo  $PGA = ag$  S.

#### - Verifiche

##### Per maschi murari

##### Verifica in sommità nelle Analisi Lineari

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base. Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica lineare) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:

in nessun caso; a tutti i piani, tranne l'ultimo; in tutti i casi.  
In analisi pushover le verifiche in sommità: per PressoFlessione vengono sempre eseguite; per il Taglio per scorrimento vengono sempre eseguite tranne che per l'ultimo piano (o per la sommità di pareti che non hanno continuità superiore).

**PressoFlessione Complanare****Considerare la Flessione solo nei maschi snelli**

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto ( $h/l$ ) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza  $h$  è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

**- snellezza di riferimento**

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto ( $h/l$ ): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

**Taglio per Scorrimento****Modalità di calcolo della zona reagente**

Possibili opzioni:

- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]
- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo" o "triangolo-rettangolo"

**Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione**

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

**PressoFlessione Ortogonale****Analisi Statica (§4.5.6.2)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

**- Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata) (§4.5.5, §4.5.6.2)**

Verifica a pressoflessione ortogonale condotta per ogni parete nelle sezioni di sommità, base e mezzeria, come da Normativa, con riferimento alla luce deformabile ortogonale: le cerniere si suppongono poste agli estremi della luce deformabile, coerentemente con la modellazione a telaio equivalente. Per la sommità si usano le azioni da calcolo derivanti dallo schema a telaio, depurate dagli effetti del vento; per la mezzeria, si considera il momento dovuto al vento (che produce l'eccentricità  $e_v$ ) agente sullo schema di asta incernierata; per la base, non si considera il vento e il carico si suppone ricentrato (deve comunque essere considerata l'eccentricità accidentale).

**- Eseguire le verifiche solo in mezzeria**

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

**Analisi Sismiche lineari (§7.8.2.2.3)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

**- Con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali)**

Verifiche di sicurezza a pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali, condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di mezzeria, e per le sollecitazioni alle estremità (sforzo normale, momenti superiore e inferiore) viene considerato il solo valore statico, attribuendo gli effetti sismici solo al carico sismico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

**Analisi Pushover (§7.8.2.2.3)****- Con azioni da modello di calcolo 3D**

Le verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale vengono eseguite nel corso del procedimento incrementale, analogamente alle verifiche piano.

**Per** **tutte** **le** **analisi:**

**- Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità**

La verifica di stabilità è una verifica complessiva per l'asta, e viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).

**- Considerare sempre eccentricità minima ( $h/200$ )**

E' possibile considerare un'eccentricità minima ( $h/200$ ) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e, in sismica, con azioni convenzionali

**- Pushover (1)**

Parametri caratteristici dell'Analisi Pushover per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)

**Distribuzioni di forze**

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

**Gruppo 1: distribuzioni principali**

**Fisse** (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

**Gruppo 2: distribuzioni secondarie**

(D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

**Adattive** (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale):

(F) **Uni-modale**

(G) **Dinamica**

(H) **Multi-modale**

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare la (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) è possibile considerare le forze da spettro elastico o da spettro di progetto.

**Fattore di partecipazione modale****Masse per fattore part.modale**

Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: sono possibili le due seguenti opzioni:

- matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali  $m_X$   $m_Y$  e inerzie torsionali  $J_Z$ ),
- solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y:  $\alpha=0^\circ$ ).

**Fattore di partecipazione modale  $\Gamma = 1.00$  in distrib. uniforme (E)**

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)

**Incrementi di taglio. Direzione di analisi**

**Incremento di taglio alla base (kN)**

**Direzione e verso di analisi**

+X' (+X per  $\alpha=0^\circ$ ), +Y' (+Y per  $\alpha=0^\circ$ ), -X' (-X per  $\alpha=0^\circ$ ), -Y' (-Y per  $\alpha=0^\circ$ )

**Eccentricità accidentale**

Per analisi 3D è possibile considerare le azioni torcenti aggiuntive dovute all'eccentricità accidentale (§7.2.6)

**Analisi bidirezionale**

Secondo §7.3.5, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si calcola unitariamente applicando la regola di combinazione [7.3.10].

**Sisma verticale**

E' possibile considerare l'effetto della componente sismica verticale

**Punto di controllo**

Il punto di controllo costituisce il punto di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover.

Sono possibili due opzioni:

- baricentro del piano indicato
  - baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
- All'opzione scelta possono aggiungersi altri nodi, in modo tale da rispettare quanto previsto in §7.3.4.2, dove si indicano ad esempio come punti di controllo alternativi le estremità della pianta dell'ultimo livello qualora sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni

-

**Pushover**

**(2)**

**Comportamento degli elementi strutturali****Verifiche di sicurezza in corso di analisi**

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

**Maschi murari**

Il comportamento meccanico dei maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidità elastica, e il secondo con rigidità fessurata. Se la rigidità fessurata non è stata specificata, ed è quindi assunta pari alla rigidità elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base

al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.  
 Opzioni disponibili:  
 - non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione  
 - ignorare la caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale  
**Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**  
 - comportamento bilineare  
 - comportamento multilineare  
**Fondazioni**  
 - ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

### Modalità di calcolo

**Spostamento ultimo a SLU** (=SLC per NTC18)  
 Per la definizione del punto corrispondente allo stato limite di collasso SLC, si definisce lo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo. Per la muratura, il valore previsto dalla Normativa è pari all'80% (muratura nuova: §C8.7.1.5.4, esistente: §C8.7.1.3.1) che viene calcolato rispetto ad uno dei seguenti valori di riferimento:  
 - prima riduzione rispetto ad un massimo relativo  
 - prima riduzione rispetto al massimo assoluto  
 - ultima configurazione equilibrata corrispondente alla riduzione rispetto al massimo assoluto

### Sistema bilineare equivalente

Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente)

**tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $\kappa$  Tmax)**, dove  $\kappa$  è definito in input:

definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa$  Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo Normativa:  $\kappa=0.6$  in generale [§C7.3.4.2], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])

**Tratto plastico della curva di capacità**  
 Sono possibili le seguenti opzioni:  
 - calcolato analiticamente  
 - stimato sullo spostamento residuo di una parete  
 - stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

**Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli SL (stati limite) dei singoli elementi**  
 In caso affermativo, la capacità di spostamento dell'edificio viene valutata considerando le possibili crisi locali. La curva viene elaborata sempre fino al raggiungimento dello stato limite ultimo, ma nel corso della sua costruzione vengono registrati i passi segnati da crisi locali per l'eventuale arretramento della capacità di spostamento. Una situazione tipica riguarda le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.

### - Muratura Armata

### Acciaio

**Acciaio:  $f_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ )

### Armatura:

verticale:  $\Phi$  min barre: 5 mm.;

orizzontale (nei giunti): **tipo di traliccio:**

Indica il tipo di traliccio utilizzato per il rinforzo dei giunti orizzontali con armatura:

- 2  $\phi$  4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm<sup>2</sup>)
- 2  $\phi$  5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm<sup>2</sup>)
- 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm<sup>2</sup>)
- generica (sezione specificata nei dati).

- **sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>)**

Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo

- **distanza verticale tra i livelli di armatura (mm)**

-  **$f_{yk}$  per l'armatura orizzontale (N/mm<sup>2</sup>):** tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio. La tensione di snervamento di progetto è data da  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ .

### Opzioni per Verifiche di resistenza

#### PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa

**Taglio:** Sono possibili due opzioni per il contributo dell'armatura orizzontale alla resistenza a taglio:

- ignorare il contributo
- contributo secondo §7.8.3.2.2

### - Calcestruzzo Armato

### Acciaio

**Acciaio:  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-



perfettamente plastico.  
 Per gli edifici nuovi:  $f_y = f_{yk}$ . Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima (ad es. 10 per mille); Es: modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ).  
 Per gli edifici esistenti:  $f_y = f_{ym}$ , tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per l'acciaio (parametro ininfluente per gli edifici nuovi).  
 Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

### **Calcestruzzo**

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico  $\epsilon_{c2}$  e dalla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .  
 Si definiscono inoltre: il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_c$ , e per gli edifici esistenti il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio); il parametro è ininfluente per gli edifici nuovi).  
 La resistenza a compressione del calcestruzzo viene definita nei dati sui materiali.

### **- Interventi**

#### **Rinforzi a Taglio**

Armatura orizzontale (nei giunti) (il passo è una proprietà delle singole aste):  
 Sezione totale delle barre  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>),  $f_{yd}$  (N/mm<sup>2</sup>)

#### **FRP**

I parametri descrittivi del rinforzo con FRP sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare: CNR DT200 R1/2013: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;

Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL.PP.

**Comportamento:** per il composito FRP viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.

Tipo di applicazione (LG 2009, §2.4.1): A o B

Coefficienti parziali (DT200, §3.4.1): SLU del materiale FRP:  $\gamma_f$  - distacco dal supporto:  $\gamma_{fd}$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\epsilon_{fk}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT200, §3.5.1)

Deformazione di calcolo a rottura per trazione: ( $\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f$ )

Spessore del singolo nastro  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

Angolo d'attrito dei corsi di malta  $\phi$  (DT200, §5.4.1.2.2) (°)

#### **FRCM**

I parametri descrittivi del rinforzo con FRCM sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare:

CNR DT215/2018: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica;

Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019

**Comportamento:** per il composito FRCM viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco  $\epsilon_{uf}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT215, §3.2)

Deformazione di calcolo a rottura per trazione: ( $\eta_a \epsilon_{uf} / \gamma_f$ )

Spessore equivalente del tessuto  $t_f$  (mm)

Raggio di curvatura degli spigoli  $R$  (mm)

Spessore complessivo del rinforzo  $t_{mat}$  (mm)

Resistenza caratteristica a compressione della matrice  $f_{c,mat}$

#### **CAM**

I parametri descrittivi del sistema di rinforzo CAM sono illustrati nella documentazione originale (c) EdilCAM.

**Acciaio:** modello elastico-perfettamente plastico

Per i nastri, si considerano tre possibili **tipologie**:

- **standard**: unica tipologia di nastro sia orizzontale che verticale con possibilità di modulare in maniera diversificata il numero di nastri in sovrapposizione ed il passo della maglia tra nastri orizzontali e verticali

- **migliorato duttile**: per la sostituzione dei nastri orizzontali convenzionali con una tipologia a maggiori prestazioni (rinforzo a taglio)

- **ad alte prestazioni di resistenza elastico**: utilizzato come nastro verticale per il rafforzamento concentrato agli spigoli

Per ognuna delle tre tipologie sono forniti i seguenti parametri:

$f_{yk}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , sezione singolo nastro (mm): spessore, larghezza, raggio curvatura spigoli

**Per maschi murari rinforzati con sistema CAM:**

è possibile considerare per effetto del confinamento l'incremento di deformazione ultima e/o l'incremento di resistenza ultima.

#### **Reticolatus**

Il sistema (c) Reticolatus prevede l'utilizzo di trefoli in acciaio ad alta resistenza. Il corrispondente modello è elastico-lineare fino a rottura. I parametri descrittivi del sistema sono i seguenti:

fyd, Es (modulo di elasticità),  $\epsilon_{yd}$ , sezione del trefolo (mm<sup>2</sup>).  
 Per poter considerare l'effetto del confinamento come incremento di deformazione ultima e/o di resistenza ultima, si definiscono inoltre la lunghezza della fascia interessata e il raggio di curvatura.

### Acciaio per rinforzo pilastri

Nel caso di pilastri murari, è possibile applicare rinforzi con acciaio strutturale consistenti in fasce (o calastrelli) per la cerchiatura con anelli orizzontali, e in rinforzi longitudinali con angolari agli spigoli.

Tensione di snervamento: caratteristica fyk

Limite per la deformazione ultima  $\epsilon_{ud}$

Modulo di elasticità Es

Deformazione di snervamento  $\epsilon_{yd}$

Per cerchiatura (fasce o calastrelli):

- Sezione della singola fascia: spessore, larghezza

- Eventuale raggio di curvatura degli spigoli [ per angolari di lato l e spessore t: min(l, 5t) ]

Per rinforzo longitudinale (angolari agli spigoli):

- lunghezza dell'ala

- spessore

## 2. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : 1068\_Cinema\_SDP\_incastrato\_(2)\_modifica\_regia\_Frcm\_1\_lato\_Fa\_1\_8\_finale

Data e Ora di archiviazione: 18/06/2023 15:14:56

Dati PCM Versione 2021.2.1.0

Abilitazione USB: VHQJQJJK

\*\*\*

### AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646

Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.062	2.439	0.25
50	0.079	2.435	0.26
72	0.094	2.43	0.26
101	0.109	2.43	0.265
140	0.125	2.409	0.27
201	0.145	2.39	0.28
475	0.197	2.385	0.29
975	0.25	2.404	0.295
2475	0.332	2.424	0.32

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K \* TR<sup>-α</sup>, dove:

K = 0.012694770, α = 0.467627820

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 2.16

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5



$$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$$

Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5

Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 1.969  $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.508$

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec,  $\xi=5\%$  ( $\eta=1.000$ ),  $q=1.500$  ( $\eta=1/q=0.667$ )

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S=SS \cdot ST$ )

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) ( $\alpha^\circ$ ) = 0

(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 3

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no

Analisi Sismiche Lineari:

Direzioni di analisi: X Y

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:

Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore  $\mu$  nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec):  $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ ,  $C1=0.05$ ,  $T1 = 0.114$

$\lambda=1.00$  nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block, con:  $\mu = (12t\sigma_0/2) \cdot [1 - (\sigma_0 / (0.85 f_d))]$  [§7.8.2.2.1]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:

Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.800$

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo

PressoFlessione Complanare:

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

- metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no

eseguire le verifiche solo in mezzera: si

Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: no

- con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si

Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

Opzioni varie:

- riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no

- considerare sempre eccentricità minima (h/200): si

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.2]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.4.2]:  
 calcolato con le sole masse equiverse all'analisi  
 $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si  
 Incremento di taglio (kN) = 50  
 Direzione e verso di analisi: +X' -X' +Y' -Y'  
 Eccentricità accidentale: curve con momento torcente aggiuntivo  
 Analisi bidirezionale: curve con combinazione direzionale  
 Sisma verticale: curve senza componente sismica verticale  
 Punto di controllo:  
 baricentro del piano 2  
 E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi  
 per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:  
 in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto  
 tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono  
 alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali:

Maschi murari:

Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no  
 Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si  
 Deformazione angolare limite: controllo drift ultimo  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento bilineare

Fondazioni:

Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo a SLU:  
 Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a 80% rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente:

Tratto elastico passante per il punto con Taglio pari a 0.70 T<sub>max</sub>  
 Tratto plastico della curva di capacità: calcolato analiticamente  
 Limitare la capacità di spostamento in funzione degli SL dei singoli elementi: si

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 450$  - a) in analisi lineare:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym} = f_{yk}/0.93 = 483.9$

$\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$

$\epsilon_{yd}$ : a) in analisi lineare:  $f_{yd}/E_s = 1.86$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym}/E_s = 2.3$

Armatura:

verticale:  $F_{min}$  barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):

tipo di traliccio: 2

sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>) = 39

distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500

$f_{yk}$  per l'armatura orizzontale = 450

Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s = 1.15$

Opzioni per Verifiche di resistenza:

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no

Taglio:  $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$ , con:  $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$  [§7.8.3.2.2]

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 320$

$\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$

Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio  $\gamma_s = 1.15$

Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

$\epsilon_{c2} = 2$  -  $\epsilon_{cu} = 3.5$

Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

Varie:

Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Interventi

FRP:

Composito FRP: modello elastico-lineare fino a rottura (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: A

Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]:

SLU del materiale FRP:  $\gamma_f = 1.1$  - distacco dal supporto:  $\gamma_{fd} = 1.2$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f = 195200$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\epsilon_{fk} = 7.4$

Fattore di conversione ambientale  $\eta_a$  [DT200, §3.5.1] = 0.95

Deformazione di calcolo a rottura per trazione:  $\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f = 6.390909$

Spessore del singolo nastro (mm) = 0.169

Raggio di curvatura per confinamento (mm) = 50

Angolo d'attrito dei corsi di malta  $\phi$  [DT200, §5.4.1.2.2] (°) = 30

FRCM:

Composito FRCM: modello elastico-lineare fino a rottura (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

Modulo elastico del tessuto secco  $E_f = 200000$   
 Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\varepsilon_{uf} = 12.7$   
 Fattore di conversione ambientale  $\eta_a$  [DT215, §3.2] = 0.8  
 Deformazione di calcolo a rottura per trazione:  $\eta_a \varepsilon_{uf} / 1.5 = 6.773334$   
 Spessore equivalente del tessuto (mm) = 0.064  
 Raggio di curvatura degli spigoli (mm) = 50  
 Spessore complessivo del rinforzo  $t_{mat}$  (mm) = 5  
 Resistenza caratteristica a compressione della matrice  $f_{cmat}$  (mm) = 15  
 Acciaio per rinforzo pilastri:  $f_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>) = 235  
 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$  con  $\gamma_s=1.05$  (N/mm<sup>2</sup>) = 223.809523809524  
 Limite per la deformazione ultima  $\varepsilon_{ud}$  (per mille) = 10  
 Modulo di elasticità  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>) = 210000  
 Deformazione di snervamento  $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$  (per mille) = 1.07  
 Per cerchiatura (fasce, o calastrelli): spessore fascia (mm) = 15  
 larghezza fascia (mm) = 150  
 raggio curvatura spigoli (per angolari di lato  $l$  e spessore  $t$ :  $\min(l, 5t)$ ) (mm) = 40  
 per rinforzo longitudinale (angolari agli spigoli): lunghezza dell'ala (mm) = 100  
 spessore (mm) = 15

### 3. Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo master	>3D:Ecc.agg. dir. (a+90)° [Y] (m)	-ecc. agg. dir. (a)° [X] (m)	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X (kN/m <sup>2</sup> )
1	3.900	X	821	0.822	1.287		X	X	X	X	
2	12.400		822	0.834	1.305	X	X	X	X	X	

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.25	0.50	0.25
2	0.25	0.50	0.25

### Descrizione dei DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur.** nuova: Materiale murario di nuova realizzazione, o muratura esistente

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: Pietra Non Squadrata, Listata, Pietra Squadrata, Laterizio Pieni, Laterizio Semipieni, Calcestruzzo Pieni, Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8.5.I): Pietrame disordinata, Conci sbazzati, Pietre a spacco, buona tessitura, Irregolare di pietra tenera, Conci regolari di pietra tenera, Blocchi lapidei squadrati, Mattoni pieni e malta di calce, Mattoni semipieni con malta cementizia.

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per materiale murario esistente

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**fc** (nella colonna  $f_k$ ): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**f<sub>m</sub>, f<sub>k</sub>** (media e caratteristica, a compressione);

**f<sub>tm</sub>** (media a trazione);

**f<sub>hm</sub>, f<sub>hk</sub>** (media e caratteristica, a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro);

**tauo** (media a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura irregolare);

**f<sub>vko</sub>/f<sub>vmo</sub>** (media e caratteristica, a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura regolare);

**f<sub>b</sub>** (a compressione normalizzata del blocco - muratura regolare)

**μ** (coefficiente di attrito locale del giunto - muratura regolare)

**φ** (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare)

**f<sub>bk</sub>** (a compressione dell'elemento), **f'<sub>bk</sub>** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta:** **f<sub>m</sub>, m:** resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (Tab. §C8.5.II)

## 4. Dati MATERIALI

N°	Descrizione	Tipo di	Tipologia	Muratura	FC
E	[param.mecc. in N/mm^2]	materiale	muratura	nuova	
1	C20/25	1) Conglomerato Cementizio Armato			
31000					
2	Acciaio S275	2) Acciaio			
210000					
3	Pietra	3) Muratura	3) Pietre a spacco, buona tessitura		1.350
1740					
4	Poroton	3) Muratura	7) Calcestruzzo Semipieni	X	
5300					
5	Legno	5) Materiale generico			
10000					
7	Blocchi CIs	3) Muratura	11) Blocchi di calcestruzzo semipieni (f<45%)		1.350
2960					

N°	G	fk	fm	ftm	fhk	fhm	tau0	fvk0	fvm0	w (p.sp.)	Coeff.dilataz.	fb	coeff.	coeff.	fbk
f'bk	Malta:									(kN/m^3)	termica (°^-1)		attr.mi	ingr.phi	
fm,m															
1	13000	20.000	20.000							25.00	0.000010				
2	80769	275.000	0.000							78.50	0.000012				
3	580	1.820	2.600	0.260	0.910	1.300	0.056	0.000	0.000	21.00	0.000010	0.000	0.000	0.000	
0.00	0.00	0.0													
4	2120	5.300	7.571	0.757	2.650	3.786	0.000	0.300	0.429	18.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	10.00
10.0															
5	3500	0.000	0.000							8.00	0.000004				
7	740	2.100	3.000	0.300	1.050	1.500	0.180	0.126	0.180	14.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	
0.00	0.00	0.0													

N°	Coeff.corr.:	Malta	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	Ristilatura	Max.coeff.
	Malta scadente	buona	sottili	listature	trasversale	scadente	di malta	armato	armata	compless.
1										
2										
3	0.70	1.30	1.00	1.10	1.30	0.80	1.50	1.50	1.40	2.40
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5										
7	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	1.00

## Descrizione dei DATI NODI

(Nella tabella Dati Nodi, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**N°:** numero progressivo del nodo

**Nome:** stringa descrittiva del nodo

**X,Y,Z:** coordinate del nodo

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.

**Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.):** vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:

**0 = indica movimento bloccato** (=grado di libertà inattivo o nullo)

**1 = indica movimento libero** (=grado di libertà attivo)

(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP).

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,X - phi,Y - phi,Z, con riferimento al sistema di assi globale X Y Z:

**u** = spostamento lungo X, **v** = spostamento lungo Y, **w** = spostamento lungo Z

**phi,X** = rotazione intorno all'asse X, **phi,Y** = rotazione intorno all'asse Y, **phi,Z** = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

**Incastro:** 000000

Per telai 3D:

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiocoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiocoma@spadaccinistudio.it

Nodo libero: 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera sferica: 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)

Nodo slave nell'impalcato orizzontale: 001110

Nodo master nell'impalcato orizzontale: 110001

Per telai 2D, posti nel piano XZ:

Nodo libero: 101010 (liberi: u, w, phi,y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera: 000010 (unico movimento libero: rotazione phi,y)

Carrello lungo X: 100010 (movimenti liberi: u, phi,y)

Carrello lungo Z: 001010 (liberi: w, phi,y)

Incastro scorrevole lungo X: 100000 (libero solo u)

Incastro scorrevole lungo Z: 001000 (libero solo w)

**Nodo master:** se il nodo  $i$  è riferito al nodo Master  $j$ , lo spostamento di  $i$  è rigidamente collegato allo spostamento di  $j$ ; in altri termini,  $i$  è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo  $i$  risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo  $j$  risultano libere (1).

La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcato rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcato stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.

Per un telaio spaziale con impalcato orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e phi,z (rotazione attorno a Z):

001110

mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:

110001

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.

Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

**Vinc.elast. Ku, Kv, Kw, KphiX, KphiY, KphiZ:** vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle 'molle': spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/mrad

## 5. Dati NODI

Nome	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vinc.est. (1=lib.,0=blocc.)	u (sX)	v (sX)	w (sX)	phiX	phiY	phiZ	Nodo master
1.	22.478	6.650	0.000	0	inc							0
2.	22.478	6.650	3.900	0	001110			X	X	X		821
3.	22.465	9.842	0.000	0	inc							0
4.	22.491	3.458	3.900	1	001110			X	X	X		821
5.	22.465	9.842	3.900	1	001110			X	X	X		821
6.	22.447	14.033	0.000	0	inc							0
7.	22.447	14.033	3.900	1	001110			X	X	X		821
8.	22.461	10.842	0.000	0	inc							0
9.	22.461	10.842	3.900	1	001110			X	X	X		821
10.	22.434	17.224	3.900	1	001110			X	X	X		821
11.	24.786	3.108	0.000	0	inc							0
12.	24.786	3.108	3.900	1	001110			X	X	X		821
13.	27.080	2.757	3.900	1	001110			X	X	X		821
14.	22.674	17.260	0.000	0	inc							0
15.	22.674	17.260	3.900	1	001110			X	X	X		821
16.	22.915	17.296	0.000	0	inc							0
17.	22.915	17.296	3.900	1	001110			X	X	X		821
18.	24.964	17.600	0.000	0	inc							0
19.	24.964	17.600	3.900	1	001110			X	X	X		821
20.	24.003	17.457	0.000	0	inc							0
21.	25.924	17.743	0.000	0	inc							0
22.	24.003	17.457	3.900	1	001110			X	X	X		821
23.	25.924	17.743	3.900	1	001110			X	X	X		821
24.	27.053	17.910	0.000	0	inc							0
25.	27.053	17.910	3.900	1	001110			X	X	X		821
26.	26.916	17.890	0.000	0	inc							0
27.	26.916	17.890	3.900	1	001110			X	X	X		821
28.	27.190	17.930	3.900	1	001110			X	X	X		821
29.	28.238	10.406	0.000	0	inc							0
30.	28.238	10.406	3.900	1	001110			X	X	X		821
31.	28.229	10.475	0.000	0	inc							0
32.	28.248	10.337	3.900	1	001110			X	X	X		821
33.	28.229	10.475	3.900	1	001110			X	X	X		821
34.	27.962	12.386	0.000	0	inc							0
35.	27.962	12.386	3.900	1	001110			X	X	X		821
36.	28.049	11.762	0.000	0	inc							0
37.	27.875	13.010	0.000	0	inc							0
38.	28.049	11.762	3.900	1	001110			X	X	X		821
39.	27.875	13.010	3.900	1	001110			X	X	X		821
40.	27.623	14.823	0.000	0	inc							0
41.	27.623	14.823	3.900	1	001110			X	X	X		821
42.	27.710	14.199	0.000	0	inc							0

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

128.	25.605	2.834	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
129.	22.442	3.317	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
130.	27.076	2.615	3.900	1	001110			X	X	X		821
131.	27.076	2.615	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
132.	27.207	2.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
133.	26.945	2.635	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
134.	25.705	2.819	3.900	1	001110			X	X	X		821
135.	25.705	2.819	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
136.	25.805	2.804	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
137.	27.431	4.053	3.900	1	001110			X	X	X		821
138.	27.431	4.053	9.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
139.	27.656	5.511	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
140.	27.521	16.626	3.900	1	001110			X	X	X		821
141.	27.521	16.626	9.738	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
142.	27.317	18.089	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
143.	27.725	15.163	10.375	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
144.	24.745	17.703	3.900	1	001110			X	X	X		821
145.	24.745	17.703	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
146.	23.884	17.572	3.900	1	001110			X	X	X		821
147.	25.605	17.835	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
148.	23.884	17.572	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
149.	22.669	17.386	3.900	1	001110			X	X	X		821
150.	22.669	17.386	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
151.	22.895	17.421	3.900	1	001110			X	X	X		821
152.	22.895	17.421	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
153.	22.442	17.352	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
154.	26.461	17.962	3.900	1	001110			X	X	X		821
155.	26.461	17.962	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
156.	2.279	16.102	5.960	0	inc							0
157.	2.279	16.102	10.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
158.	1.959	14.051	11.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
159.	2.600	18.153	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
160.	3.176	18.064	5.960	0	inc							0
161.	3.176	18.064	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
162.	3.753	17.976	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
163.	27.900	7.092	3.900	1	001110			X	X	X		821
164.	27.900	7.092	11.034	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
165.	28.143	8.674	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
166.	28.273	9.514	3.900	1	001110			X	X	X		821
167.	28.273	9.514	12.048	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
168.	28.285	11.155	3.900	1	001110			X	X	X		821
169.	28.285	11.155	12.050	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
170.	28.168	11.994	11.699	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
171.	27.946	13.579	3.900	1	001110			X	X	X		821
172.	27.946	13.579	11.037	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
173.	14.454	16.338	3.360	0	inc							0
174.	14.454	16.338	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
175.	14.993	16.255	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
176.	13.914	16.421	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
177.	15.704	16.360	2.680	0	inc							0
178.	15.704	16.360	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
179.	16.414	16.465	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
180.	20.588	17.079	2.060	0	inc							0
181.	20.588	17.079	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
182.	18.734	16.806	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
183.	18.109	16.714	2.060	0	inc							0
184.	18.109	16.714	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
185.	17.484	16.622	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
186.	16.949	16.543	2.350	0	inc							0
187.	16.949	16.543	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
188.	13.606	16.468	3.900	0	inc							0
189.	13.606	16.468	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
190.	13.297	16.515	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
191.	11.597	16.775	3.900	0	inc							0
192.	11.597	16.775	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
193.	11.961	16.720	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
194.	11.234	16.831	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
195.	10.609	16.927	3.900	0	inc							0
196.	10.609	16.927	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
197.	9.984	17.022	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
198.	9.359	17.118	4.080	0	inc							0
199.	9.359	17.118	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
200.	8.734	17.214	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
201.	8.109	17.309	4.900	0	inc							0
202.	8.109	17.309	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
203.	7.484	17.405	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
204.	6.859	17.501	5.300	0	inc							0
205.	6.859	17.501	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
206.	6.234	17.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
207.	5.911	17.646	5.960	0	inc							0
208.	5.911	17.646	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
209.	5.587	17.695	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
210.	4.028	17.934	5.960	0	inc							0
211.	4.028	17.934	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
212.	4.302	17.892	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

213.	3.161	2.773	5.960	0	inc							0
214.	3.161	2.773	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
215.	3.730	2.860	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
216.	5.898	3.161	5.960	0	inc							0
217.	5.898	3.161	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
218.	6.213	3.205	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
219.	5.584	3.117	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
220.	4.015	2.900	5.960	0	inc							0
221.	4.015	2.900	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
222.	4.298	2.939	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
223.	6.840	3.295	5.300	0	inc							0
224.	6.840	3.295	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
225.	7.468	3.386	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
226.	8.095	3.474	4.900	0	inc							0
227.	8.095	3.474	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
228.	8.721	3.562	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
229.	9.347	3.650	4.080	0	inc							0
230.	9.347	3.650	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
231.	9.973	3.738	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
232.	10.598	3.831	3.900	0	inc							0
233.	10.598	3.831	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
234.	11.223	3.923	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
235.	13.548	4.254	3.900	0	inc							0
236.	13.548	4.254	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
237.	13.719	4.279	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
238.	13.376	4.230	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
239.	11.532	3.967	3.900	0	inc							0
240.	11.532	3.967	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
241.	11.841	4.011	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
242.	14.344	4.370	3.360	0	inc							0
243.	14.344	4.370	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
244.	14.970	4.462	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
245.	15.694	4.343	2.680	0	inc							0
246.	15.694	4.343	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
247.	16.950	4.147	2.350	0	inc							0
248.	16.950	4.147	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
249.	17.485	4.068	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
250.	18.110	3.976	2.060	0	inc							0
251.	18.110	3.976	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
252.	18.735	3.884	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
253.	20.589	3.600	2.060	0	inc							0
254.	20.589	3.600	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
255.	19.733	0.907	3.900	0	inc							0
256.	19.733	0.907	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
257.	19.678	0.096	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
258.	19.787	1.717	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
259.	10.956	0.077	3.900	0	inc							0
260.	10.956	0.077	7.819	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
261.	10.156	0.075	7.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
262.	11.756	0.078	7.688	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
263.	16.587	0.089	3.900	0	inc							0
264.	16.587	0.089	6.896	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
265.	18.065	0.093	3.900	0	inc							0
266.	15.108	0.086	7.139	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
267.	18.065	0.093	6.654	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
268.	19.172	0.095	3.900	0	inc							0
269.	19.172	0.095	6.473	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
270.	18.666	0.094	3.900	0	inc							0
271.	18.666	0.094	6.556	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
272.	6.369	0.000	3.900	0	inc							0
273.	6.369	0.000	8.615	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
274.	6.569	0.000	3.900	0	inc							0
275.	6.169	0.000	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
276.	6.569	0.000	8.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
277.	8.368	0.000	3.900	0	inc							0
278.	8.368	0.000	8.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
279.	7.369	0.000	3.900	0	inc							0
280.	9.366	0.000	3.900	0	inc							0
281.	7.369	0.000	8.439	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
282.	9.366	0.000	8.089	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
283.	10.156	0.000	7.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
285.	6.169	0.987	3.900	0	inc							0
286.	6.169	0.987	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
287.	6.169	0.000	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
288.	6.169	1.975	8.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
289.	6.161	2.973	3.900	0	inc							0
290.	6.161	2.973	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
291.	6.163	2.775	3.900	0	inc							0
292.	6.163	2.775	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
293.	6.160	3.171	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
295.	6.168	1.976	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
296.	19.885	3.106	3.900	0	inc							0
297.	19.885	3.106	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
298.	19.844	2.525	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
299.	19.926	3.688	6.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0



300.	2.366	14.051	5.960	0	inc							0
301.	2.366	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
302.	1.960	14.051	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
303.	2.773	8.596	5.960	0	inc							0
304.	2.773	8.596	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
305.	21.234	17.015	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
306.	21.234	10.334	11.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
307.	21.234	3.767	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
308.	19.984	10.334	11.720	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
309.	19.984	3.945	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
310.	19.984	16.824	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
311.	18.734	10.334	11.630	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
312.	18.734	4.123	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
313.	18.734	16.632	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
314.	17.484	10.334	11.550	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
315.	17.484	4.301	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
316.	17.484	16.441	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
317.	16.234	10.334	11.470	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
318.	16.234	4.480	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
319.	16.414	16.250	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
320.	14.984	10.334	11.390	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
321.	14.984	4.658	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
322.	15.164	16.058	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
323.	13.734	10.334	11.480	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
324.	13.734	4.480	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
325.	13.914	16.250	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
326.	11.234	10.334	11.670	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
327.	11.234	4.123	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
328.	11.234	16.632	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
329.	9.984	10.334	11.760	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
330.	9.984	3.945	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
331.	9.984	16.824	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
332.	8.734	10.334	11.850	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
333.	8.734	3.767	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
334.	8.734	17.015	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
335.	7.484	10.334	11.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
336.	7.484	3.589	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
337.	7.484	17.206	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
338.	6.234	10.334	12.030	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
339.	6.234	3.411	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
340.	6.234	17.398	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
341.	3.734	10.334	12.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
342.	3.734	3.054	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
343.	3.734	17.780	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
344.	23.939	10.334	12.027	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
345.	12.630	10.334	11.564	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
346.	4.890	10.334	12.132	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
347.	1.964	6.765	8.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
348.	1.959	14.051	8.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
349.	25.615	10.334	12.167	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
350.	25.625	17.740	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
351.	28.399	10.334	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
352.	4.801	2.999	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
353.	4.890	10.333	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
354.	4.976	17.789	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
355.	4.890	10.336	12.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
356.	12.630	16.617	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
357.	12.631	4.124	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
358.	23.929	3.090	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
359.	23.949	17.582	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
360.	21.234	3.767	2.060	0	inc							0
361.	21.234	3.767	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
362.	21.234	3.767	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
363.	21.234	3.767	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
364.	21.234	3.767	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
365.	21.234	3.767	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
366.	21.234	3.767	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
367.	21.234	3.767	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
368.	21.234	3.767	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
369.	21.234	3.767	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
370.	21.234	3.767	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
371.	21.234	3.767	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
372.	21.234	3.767	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
373.	21.234	3.767	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
374.	21.234	3.767	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
375.	21.234	3.767	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
376.	19.984	3.945	2.060	0	inc							0
377.	19.984	3.945	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
378.	19.984	3.945	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
379.	19.984	3.945	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
380.	19.984	3.945	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
381.	19.984	3.945	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
382.	19.984	3.945	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
383.	19.984	3.945	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
384.	19.984	3.945	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

385.	19.984	3.945	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
386.	19.984	3.945	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
387.	19.984	3.945	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
388.	19.984	3.945	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
389.	19.984	3.945	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
390.	19.984	3.945	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
391.	19.984	3.945	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
392.	18.734	4.123	2.060	0	inc							0
393.	18.734	4.123	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
394.	18.734	4.123	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
395.	18.734	4.123	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
396.	18.734	4.123	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
397.	18.734	4.123	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
398.	18.734	4.123	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
399.	18.734	4.123	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
400.	18.734	4.123	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
401.	18.734	4.123	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
402.	18.734	4.123	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
403.	18.734	4.123	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
404.	18.734	4.123	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
405.	18.734	4.123	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
406.	18.734	4.123	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
407.	18.734	4.123	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
408.	17.484	4.301	2.350	0	inc							0
409.	17.484	4.301	2.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
410.	17.484	4.301	3.250	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
411.	17.484	4.301	3.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
412.	17.484	4.301	4.150	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
413.	17.484	4.301	4.600	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
414.	17.484	4.301	5.050	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
415.	17.484	4.301	5.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
416.	17.484	4.301	5.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
417.	17.484	4.301	6.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
418.	17.484	4.301	6.850	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
419.	17.484	4.301	7.300	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
420.	17.484	4.301	7.750	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
421.	17.484	4.301	8.200	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
422.	17.484	4.301	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
423.	16.234	4.480	2.680	0	inc							0
424.	16.234	4.480	3.174	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
425.	16.234	4.480	3.668	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
426.	16.234	4.480	4.162	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
427.	16.234	4.480	4.655	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
428.	16.234	4.480	5.149	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
429.	16.234	4.480	5.643	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
430.	16.234	4.480	6.137	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
431.	16.234	4.480	6.631	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
432.	16.234	4.480	7.125	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
433.	16.234	4.480	7.618	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
434.	16.234	4.480	8.112	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
435.	16.234	4.480	8.606	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
436.	14.984	4.658	3.030	0	inc							0
437.	14.984	4.658	3.497	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
438.	14.984	4.658	3.964	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
439.	14.984	4.658	4.431	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
440.	14.984	4.658	4.898	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
441.	14.984	4.658	5.365	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
442.	14.984	4.658	5.832	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
443.	14.984	4.658	6.298	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
444.	14.984	4.658	6.765	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
445.	14.984	4.658	7.232	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
446.	14.984	4.658	7.699	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
447.	14.984	4.658	8.166	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
448.	14.984	4.658	8.633	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
449.	13.734	4.480	3.360	0	inc							0
450.	13.734	4.480	3.802	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
451.	13.734	4.480	4.243	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
452.	13.734	4.480	4.685	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
453.	13.734	4.480	5.126	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
454.	13.734	4.480	5.568	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
455.	13.734	4.480	6.009	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
456.	13.734	4.480	6.451	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
457.	13.734	4.480	6.892	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
458.	13.734	4.480	7.334	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
459.	13.734	4.480	7.775	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
460.	13.734	4.480	8.217	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
461.	13.734	4.480	8.658	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
462.	11.234	16.632	3.900	0	inc							0
463.	11.234	16.632	4.373	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
464.	11.234	16.632	4.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
465.	11.234	16.632	5.318	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
466.	11.234	16.632	5.791	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
467.	11.234	16.632	6.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
468.	11.234	16.632	6.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
469.	11.234	16.632	7.209	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

470.	11.234	16.632	7.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
471.	11.234	16.632	8.155	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
472.	11.234	16.632	8.627	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
473.	9.984	16.824	4.080	0	inc							0
474.	9.984	16.824	4.498	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
475.	9.984	16.824	4.917	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
476.	9.984	16.824	5.335	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
477.	9.984	16.824	5.753	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
478.	9.984	16.824	6.172	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
479.	9.984	16.824	6.590	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
480.	9.984	16.824	7.008	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
481.	9.984	16.824	7.427	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
482.	9.984	16.824	7.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
483.	9.984	16.824	8.263	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
484.	9.984	16.824	8.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
485.	8.734	3.767	4.490	0	inc							0
486.	8.734	3.767	4.951	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
487.	8.734	3.767	5.412	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
488.	8.734	3.767	5.873	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
489.	8.734	3.767	6.334	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
490.	8.734	3.767	6.795	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
491.	8.734	3.767	7.256	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
492.	8.734	3.767	7.717	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
493.	8.734	3.767	8.178	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
494.	8.734	3.767	8.639	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
495.	7.484	3.589	4.900	0	inc							0
496.	7.484	3.589	5.367	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
497.	7.484	3.589	5.833	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
498.	7.484	3.589	6.300	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
499.	7.484	3.589	6.767	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
500.	7.484	3.589	7.233	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
501.	7.484	3.589	7.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
502.	7.484	3.589	8.167	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
503.	7.484	3.589	8.633	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
504.	6.234	3.411	5.300	0	inc							0
505.	6.234	3.411	5.775	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
506.	6.234	3.411	6.250	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
507.	6.234	3.411	6.725	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
508.	6.234	3.411	7.200	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
509.	6.234	3.411	7.675	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
510.	6.234	3.411	8.150	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
511.	6.234	3.411	8.625	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
512.	3.734	3.054	5.960	0	inc							0
513.	3.734	3.054	6.409	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
514.	3.734	3.054	6.857	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
515.	3.734	3.054	7.306	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
516.	3.734	3.054	7.754	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
517.	3.734	3.054	8.203	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
518.	3.734	3.054	8.651	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
519.	21.234	17.015	2.060	0	inc							0
520.	21.234	17.015	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
521.	21.234	17.015	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
522.	21.234	17.015	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
523.	21.234	17.015	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
524.	21.234	17.015	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
525.	21.234	17.015	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
526.	21.234	17.015	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
527.	21.234	17.015	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
528.	21.234	17.015	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
529.	21.234	17.015	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
530.	21.234	17.015	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
531.	21.234	17.015	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
532.	21.234	17.015	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
533.	21.234	17.015	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
534.	21.234	17.015	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
535.	19.984	16.824	2.060	0	inc							0
536.	19.984	16.824	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
537.	19.984	16.824	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
538.	19.984	16.824	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
539.	19.984	16.824	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
540.	19.984	16.824	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
541.	19.984	16.824	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
542.	19.984	16.824	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
543.	19.984	16.824	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
544.	19.984	16.824	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
545.	19.984	16.824	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
546.	19.984	16.824	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
547.	19.984	16.824	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
548.	19.984	16.824	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
549.	19.984	16.824	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
550.	19.984	16.824	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
551.	18.734	16.632	2.060	0	inc							0
552.	18.734	16.632	2.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
553.	18.734	16.632	2.940	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
554.	18.734	16.632	3.380	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

555.	18.734	16.632	3.820	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
556.	18.734	16.632	4.260	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
557.	18.734	16.632	4.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
558.	18.734	16.632	5.140	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
559.	18.734	16.632	5.580	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
560.	18.734	16.632	6.020	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
561.	18.734	16.632	6.460	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
562.	18.734	16.632	6.900	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
563.	18.734	16.632	7.340	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
564.	18.734	16.632	7.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
565.	18.734	16.632	8.220	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
566.	18.734	16.632	8.660	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
567.	17.484	16.441	2.350	0	inc							0
568.	17.484	16.441	2.800	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
569.	17.484	16.441	3.250	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
570.	17.484	16.441	3.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
571.	17.484	16.441	4.150	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
572.	17.484	16.441	4.600	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
573.	17.484	16.441	5.050	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
574.	17.484	16.441	5.500	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
575.	17.484	16.441	5.950	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
576.	17.484	16.441	6.400	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
577.	17.484	16.441	6.850	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
578.	17.484	16.441	7.300	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
579.	17.484	16.441	7.750	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
580.	17.484	16.441	8.200	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
581.	17.484	16.441	8.650	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
582.	16.414	16.250	2.680	0	inc							0
583.	16.414	16.250	3.174	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
584.	16.414	16.250	3.668	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
585.	16.414	16.250	4.162	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
586.	16.414	16.250	4.655	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
587.	16.414	16.250	5.149	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
588.	16.414	16.250	5.643	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
589.	16.414	16.250	6.137	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
590.	16.414	16.250	6.631	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
591.	16.414	16.250	7.125	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
592.	16.414	16.250	7.618	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
593.	16.414	16.250	8.112	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
594.	16.414	16.250	8.606	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
595.	15.167	16.061	3.030	0	inc							0
596.	15.167	16.061	3.497	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
597.	15.167	16.061	3.964	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
598.	15.167	16.061	4.431	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
599.	15.167	16.061	4.898	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
600.	15.167	16.061	5.365	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
601.	15.167	16.061	5.832	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
602.	15.167	16.061	6.298	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
603.	15.167	16.061	6.765	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
604.	15.167	16.061	7.232	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
605.	15.167	16.061	7.699	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
606.	15.167	16.061	8.166	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
607.	15.167	16.061	8.633	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
608.	15.167	16.061	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
609.	11.234	4.123	3.900	0	inc							0
610.	11.234	4.123	4.373	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
611.	11.234	4.123	4.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
612.	11.234	4.123	5.318	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
613.	11.234	4.123	5.791	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
614.	11.234	4.123	6.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
615.	11.234	4.123	6.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
616.	11.234	4.123	7.209	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
617.	11.234	4.123	7.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
618.	11.234	4.123	8.155	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
619.	11.234	4.123	8.627	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
620.	9.984	3.945	4.080	0	inc							0
621.	9.984	3.945	4.498	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
622.	9.984	3.945	4.917	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
623.	9.984	3.945	5.335	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
624.	9.984	3.945	5.753	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
625.	9.984	3.945	6.172	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
626.	9.984	3.945	6.590	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
627.	9.984	3.945	7.008	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
628.	9.984	3.945	7.427	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
629.	9.984	3.945	7.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
630.	9.984	3.945	8.263	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
631.	9.984	3.945	8.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
632.	13.914	16.250	3.360	0	inc							0
633.	13.914	16.250	3.802	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
634.	13.914	16.250	4.243	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
635.	13.914	16.250	4.685	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
636.	13.914	16.250	5.126	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
637.	13.914	16.250	5.568	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
638.	13.914	16.250	6.009	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
639.	13.914	16.250	6.451	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

640.	13.914	16.250	6.892	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
641.	13.914	16.250	7.334	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
642.	13.914	16.250	7.775	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
643.	13.914	16.250	8.217	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
644.	13.914	16.250	8.658	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
645.	8.734	17.015	4.900	0	inc							0
646.	8.734	17.015	5.367	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
647.	8.734	17.015	5.833	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
648.	8.734	17.015	6.300	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
649.	8.734	17.015	6.767	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
650.	8.734	17.015	7.233	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
651.	8.734	17.015	7.700	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
652.	8.734	17.015	8.167	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
653.	8.734	17.015	8.633	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
654.	7.484	17.206	5.300	0	inc							0
655.	7.484	17.206	5.775	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
656.	7.484	17.206	6.250	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
657.	7.484	17.206	6.725	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
658.	7.484	17.206	7.200	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
659.	7.484	17.206	7.675	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
660.	7.484	17.206	8.150	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
661.	7.484	17.206	8.625	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
662.	6.234	17.398	5.300	0	inc							0
663.	6.234	17.398	5.775	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
664.	6.234	17.398	6.250	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
665.	6.234	17.398	6.725	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
666.	6.234	17.398	7.200	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
667.	6.234	17.398	7.675	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
668.	6.234	17.398	8.150	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
669.	6.234	17.398	8.625	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
670.	3.734	17.780	5.960	0	inc							0
671.	3.734	17.780	6.409	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
672.	3.734	17.780	6.857	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
673.	3.734	17.780	7.306	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
674.	3.734	17.780	7.754	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
675.	3.734	17.780	8.203	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
676.	3.734	17.780	8.651	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
677.	22.441	15.506	3.900	1	001110			X	X	X		821
678.	22.441	15.506	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
679.	22.484	5.152	3.900	1	001110			X	X	X		821
680.	22.484	5.152	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
681.	22.451	3.391	3.900	1	001110			X	X	X		821
682.	22.451	3.391	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
683.	25.616	2.908	3.900	1	001110			X	X	X		821
684.	25.616	2.908	4.373	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
685.	25.616	2.908	4.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
686.	25.616	2.908	5.318	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
687.	25.616	2.908	5.791	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
688.	25.616	2.908	6.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
689.	25.616	2.908	6.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
690.	25.616	2.908	7.209	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
691.	25.616	2.908	7.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
692.	25.616	2.908	8.155	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
693.	25.616	2.908	8.627	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
694.	25.616	2.908	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
695.	22.460	17.270	3.900	1	001110			X	X	X		821
696.	22.460	17.270	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
697.	25.625	17.740	3.900	1	001110			X	X	X		821
698.	25.625	17.740	4.373	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
699.	25.625	17.740	4.845	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
700.	25.625	17.740	5.318	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
701.	25.625	17.740	5.791	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
702.	25.625	17.740	6.264	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
703.	25.625	17.740	6.736	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
704.	25.625	17.740	7.209	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
705.	25.625	17.740	7.682	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
706.	25.625	17.740	8.155	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
707.	25.625	17.740	8.627	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
708.	27.585	5.521	3.900	1	001110			X	X	X		821
709.	27.585	5.521	4.398	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
710.	27.585	5.521	4.896	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
711.	27.585	5.521	5.394	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
712.	27.585	5.521	5.891	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
713.	27.585	5.521	6.389	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
714.	27.585	5.521	6.887	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
715.	27.585	5.521	7.385	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
716.	27.585	5.521	7.883	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
717.	27.585	5.521	8.381	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
718.	27.585	5.521	8.878	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
719.	27.585	5.521	9.376	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
720.	27.585	5.521	9.874	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
721.	27.585	5.521	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
722.	28.068	8.684	3.900	1	001110			X	X	X		821
723.	28.068	8.684	4.359	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
724.	28.068	8.684	4.817	2	111111	X	X	X	X	X	X	0

725.	28.068	8.684	5.276	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
726.	28.068	8.684	5.735	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
727.	28.068	8.684	6.193	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
728.	28.068	8.684	6.652	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
729.	28.068	8.684	7.111	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
730.	28.068	8.684	7.569	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
731.	28.068	8.684	8.028	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
732.	28.068	8.684	8.486	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
733.	28.068	8.684	8.945	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
734.	28.068	8.684	9.404	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
735.	28.068	8.684	9.862	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
736.	28.068	8.684	10.321	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
737.	28.068	8.684	10.780	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
738.	28.068	8.684	11.238	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
739.	28.068	8.684	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
740.	28.093	11.984	3.900	1	001110			X	X	X		821
741.	28.093	11.984	4.359	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
742.	28.093	11.984	4.818	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
743.	28.093	11.984	5.276	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
744.	28.093	11.984	5.735	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
745.	28.093	11.984	6.194	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
746.	28.093	11.984	6.653	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
747.	28.093	11.984	7.111	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
748.	28.093	11.984	7.570	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
749.	28.093	11.984	8.029	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
750.	28.093	11.984	8.488	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
751.	28.093	11.984	8.946	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
752.	28.093	11.984	9.405	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
753.	28.093	11.984	9.864	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
754.	28.093	11.984	10.323	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
755.	28.093	11.984	10.781	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
756.	28.093	11.984	11.240	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
757.	28.093	11.984	11.699	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
758.	27.651	15.153	3.900	1	001110			X	X	X		821
759.	27.651	15.153	4.362	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
760.	27.651	15.153	4.825	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
761.	27.651	15.153	5.288	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
762.	27.651	15.153	5.750	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
763.	27.651	15.153	6.212	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
764.	27.651	15.153	6.675	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
765.	27.651	15.153	7.138	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
766.	27.651	15.153	7.600	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
767.	27.651	15.153	8.062	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
768.	27.651	15.153	8.525	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
769.	27.651	15.153	8.988	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
770.	27.651	15.153	9.450	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
771.	27.651	15.153	9.912	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
772.	27.651	15.153	10.375	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
773.	6.156	3.197	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
774.	19.928	3.701	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
775.	21.194	3.508	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
776.	19.946	3.699	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
777.	18.699	3.889	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
778.	17.450	4.073	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
779.	16.198	4.261	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
780.	13.762	4.285	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
781.	11.264	16.826	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
782.	10.014	17.018	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
783.	8.762	3.568	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
784.	7.512	3.392	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
785.	6.263	3.212	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
786.	3.761	2.864	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
787.	21.211	17.171	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
788.	19.960	16.986	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
789.	18.709	16.802	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
790.	17.458	16.618	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
791.	16.383	16.460	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
792.	15.135	16.276	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
793.	11.262	3.929	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
794.	10.014	3.745	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
795.	13.940	16.417	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
796.	8.764	17.209	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
797.	7.514	17.400	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
798.	6.264	17.592	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
799.	3.764	17.974	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
800.	22.440	3.317	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
801.	25.605	2.908	9.130	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
802.	22.447	17.353	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
803.	25.611	17.835	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
804.	27.656	5.510	10.372	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
805.	28.143	8.673	11.697	2	111111	X	X	X	X	X	X	0
806.	24.046	3.220	3.900	1	001110			X	X	X		821
807.	25.726	2.964	3.900	1	001110			X	X	X		821
808.	24.765	17.570	3.900	1	001110			X	X	X		821
809.	22.688	17.262	3.900	1	001110			X	X	X		821

810.	25.627	2.979	3.900	1	001110				X	X	X		821
811.	22.466	17.229	3.900	1	001110				X	X	X		821
812.	25.631	17.699	3.900	1	001110				X	X	X		821
813.	27.508	5.533	3.900	1	001110				X	X	X		821
814.	27.995	8.695	3.900	1	001110				X	X	X		821
815.	28.020	11.973	3.900	1	001110				X	X	X		821
816.	27.578	15.143	3.900	1	001110				X	X	X		821
817.	2.351	4.251	9.867	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
818.	2.351	4.251	9.497	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
819.	28.399	10.334	12.392	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
820.	4.801	3.009	9.104	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
821.	4.801	3.009	9.100	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
822.	25.606	2.908	9.129	2	111111	X	X	X	X	X	X	X	0
G.1.	25.259	10.207	3.900	1	110001	X	X					X	0
G.2.	15.587	9.034	12.400	2	inc								0

### Descrizione dei DATI SEZIONI

(Nella tabella Dati Sezioni, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omissi)

**Descrizione:** denominazione della sezione

**Tipologia:** la sezione viene definita anzitutto dalla propria tipologia, e poi dai parametri geometrici, espressi nel sistema di riferimento locale xyz. L'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale con il nodo finale; l'asse z è verticale e l'asse y è entrante nel piano xz. La terna xyz è destrorsa. Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie (phi,z: x->y; phi,y: z->x; phi,x: y->z). La convenzione è invariata sia al nodo i iniziale, sia al nodo j finale.

Per tipologie notevoli, PCM calcola automaticamente i parametri statici e richiede, anziché tutti i parametri, solo i dati geometrici strettamente indispensabili.

Elenco dei possibili valori della Tipologia con i corrispondenti parametri:

**0 = Qualsiasi.** Vengono forniti tutti i parametri statici: *H sez.(cm)*, *A (cm^2)*, *Jx,Jy,Jz (cm^4)*, *Aty,Atz (cm^2)*, *Alfa (°)*

*H sez.* è l'altezza della sezione ai fini del carico termico nel piano locale xz; *A* = area; *Jy,Jz* = momenti d'inerzia principali intorno agli assi locali principali *csi* e *eta*; *Jx* = momento d'inerzia torsionale (intorno a x); *Aty, Atz* = aree a taglio in direzione y e z locali; *Alfa* = angolo fra gli assi locali *csi* e y (*csi* ed *eta* coincidono con gli assi y e z quando Alfa=0°).

**1 = Rettangolare** (include la **Quadrata**). Parametri in input: *B,H (cm)*

*B* è la base della sezione, lato parallelo a y; *H* è l'altezza, lato parallelo a z.

**2 = Rettangolare cava.** Parametri in input: *B,H,Bi,Hi (cm)*

*B,H* = lati esterni, rispettivamente paralleli a y e a z; *b,h* = corrispondenti lati interni (=dimensioni della cavità).

**3 = Circolare.** Parametri in input: *R (cm)*

*R* è il raggio della sezione.

**4 = Circolare cava.** Parametri in input: *R,r (cm)*

*R, r* sono rispettivamente il raggio esterno ed il raggio interno della sezione.

**5 = T rovescia (trave di fondazione).** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore (spessore anima); *b* = base inferiore (larghezza suola) (*B < b*);

*H* = altezza superiore (altezza anima); *h* = altezza inferiore (spessore suola).

**6 = T.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore (larghezza ala); *b* = base inferiore (spessore anima) (*B > b*);

*H* = altezza superiore (spessore ala); *h* = altezza inferiore (spessore anima).

**7 = L, ala sup., anima dx.**

**8 = L, ala sup., anima sx.**

**9 = L, ala inf., anima dx.**

**10 = L, ala inf., anima sx.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base superiore; *b* = base inferiore; *H* = altezza superiore; *h* = altezza inferiore.

**11 = I (doppio T).** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*

*B* = base ala; *b* = spessore anima; *H* = altezza ala; *h* = altezza anima.

**12 = Acciaio: profilato IPE, HEA, HEB, HEM, L, UPN.** Parametri predeterminati. L'elenco delle sezioni disponibili è fornito nel file di testo *Acciaio.dat* installato in \Pcm\Files. Sezioni di altri profilati potranno essere aggiunte come sezioni qualsiasi, specificandone i parametri statici.

**13 = Acciaio: sezione composta** generata dall'accoppiamento della sezione di un profilato secondo gli assi locali y e/o z.

### 6. Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B	R	H	r	b	s	h	t	H sez.	Area	Jx	Jy	Jz
Aty			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(m^4)	(m^4)	(m^4)
1	0) Qualunque												0.000	0.000	0.000
1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
2	1) Rettangolare	300x500	0.300	0.500	0.000	0.000	0.500	1.50E-01	2.75E-03	3.13E-03	1.13E-03	1.25E-01	1.25E-01	1.25E-01	1.25E-01
3	1) Rettangolare	500x500	0.500	0.500	0.000	0.000	0.500	2.50E-01	8.80E-03	5.21E-03	5.21E-03	2.08E-01	2.08E-01	2.08E-01	2.08E-01
4	3) Circolare	d300	0.150	0.000	0.000	0.000	0.150	7.07E-02	7.95E-04	3.98E-04	3.98E-04	6.36E-02	6.36E-02	6.36E-02	6.36E-02
5	12) Profilato in Acciaio	HEA 200	0.200	0.190	0.007	0.010	0.190	5.38E-03	4.17E-07	3.69E-05	1.34E-05	12.00E-03	12.00E-03	12.00E-03	12.00E-03

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



48	1) Rettangolare	A 250x3200	0.250 3.200 0.000 0.000 3.200 8.00E-01 1.62E-02 6.83E-01 4.17E-03 6.67E-01
49	1) Rettangolare	A 250x264	0.250 0.264 0.000 0.000 0.264 6.60E-02 6.09E-04 3.83E-04 3.44E-04 5.50E-02
50	1) Rettangolare	A 250x202	0.250 0.202 0.000 0.000 0.202 5.05E-02 3.45E-04 1.72E-04 2.63E-04 4.21E-02
51	1) Rettangolare	A 250x3000	0.250 3.000 0.000 0.000 3.000 7.50E-01 1.51E-02 5.63E-01 3.91E-03 6.25E-01
52	1) Rettangolare	A 250x2950	0.250 2.950 0.000 0.000 2.950 7.38E-01 1.49E-02 5.35E-01 3.84E-03 6.15E-01
53	1) Rettangolare	A 250x2954	0.250 2.954 0.000 0.000 2.954 7.39E-01 1.49E-02 5.37E-01 3.85E-03 6.15E-01
54	1) Rettangolare	A 250x1742	0.250 1.742 0.000 0.000 1.742 4.36E-01 8.45E-03 1.10E-01 2.27E-03 3.63E-01
55	1) Rettangolare	A 250x458	0.250 0.458 0.000 0.000 0.458 1.15E-01 1.54E-03 2.00E-03 5.96E-04 9.54E-02
56	1) Rettangolare	A 250x1820	0.250 1.820 0.000 0.000 1.820 4.55E-01 8.86E-03 1.26E-01 2.37E-03 3.79E-01
57	1) Rettangolare	A 250x2380	0.250 2.380 0.000 0.000 2.380 5.95E-01 1.18E-02 2.81E-01 3.10E-03 4.96E-01
58	1) Rettangolare	A 250x1731	0.250 1.731 0.000 0.000 1.731 4.33E-01 8.39E-03 1.08E-01 2.25E-03 3.61E-01
59	1) Rettangolare	A 300x4152	0.300 4.152 0.000 0.000 4.152 1.25E+00 3.64E-02 1.79E+00 9.34E-03 1.04E+00
60	1) Rettangolare	A 250x1167	0.250 1.167 0.000 0.000 1.167 2.92E-01 5.35E-03 3.31E-02 1.52E-03 2.43E-01
61	1) Rettangolare	A 250x1699	0.250 1.699 0.000 0.000 1.699 4.25E-01 8.22E-03 1.02E-01 2.21E-03 3.54E-01
62	1) Rettangolare	A 250x1695	0.250 1.695 0.000 0.000 1.695 4.24E-01 8.19E-03 1.01E-01 2.21E-03 3.53E-01
63	1) Rettangolare	A 250x1091	0.250 1.091 0.000 0.000 1.091 2.73E-01 4.94E-03 2.71E-02 1.42E-03 2.27E-01
64	1) Rettangolare	A 250x1437	0.250 1.437 0.000 0.000 1.437 3.59E-01 6.81E-03 6.18E-02 1.87E-03 2.99E-01
65	1) Rettangolare	A 250x3748	0.250 3.748 0.000 0.000 3.748 9.37E-01 1.91E-02 1.10E+00 4.88E-03 7.81E-01
66	1) Rettangolare	A 250x1263	0.250 1.263 0.000 0.000 1.263 3.16E-01 5.87E-03 4.20E-02 1.64E-03 2.63E-01
67	1) Rettangolare	A 250x1081	0.250 1.081 0.000 0.000 1.081 2.70E-01 4.89E-03 2.63E-02 1.41E-03 2.25E-01
68	1) Rettangolare	A 250x624	0.250 0.624 0.000 0.000 0.624 1.56E-01 2.41E-03 5.06E-03 8.13E-04 1.30E-01
69	1) Rettangolare	A 250x735	0.250 0.735 0.000 0.000 0.735 1.84E-01 3.01E-03 8.27E-03 9.57E-04 1.53E-01
70	1) Rettangolare	A 250x1265	0.250 1.265 0.000 0.000 1.265 3.16E-01 5.88E-03 4.22E-02 1.65E-03 2.64E-01
71	1) Rettangolare	A 250x655	0.250 0.655 0.000 0.000 0.655 1.64E-01 2.58E-03 5.85E-03 8.53E-04 1.36E-01
72	1) Rettangolare	A 250x555	0.250 0.555 0.000 0.000 0.555 1.39E-01 2.05E-03 3.56E-03 7.23E-04 1.16E-01
73	1) Rettangolare	A 250x1150	0.250 1.150 0.000 0.000 1.150 2.88E-01 5.26E-03 3.17E-02 1.50E-03 2.40E-01
74	1) Rettangolare	A 250x635	0.250 0.635 0.000 0.000 0.635 1.59E-01 2.47E-03 5.33E-03 8.27E-04 1.32E-01
75	1) Rettangolare	A 250x571	0.250 0.571 0.000 0.000 0.571 1.43E-01 2.13E-03 3.88E-03 7.43E-04 1.19E-01
76	1) Rettangolare	A 250x1269	0.250 1.269 0.000 0.000 1.269 3.17E-01 5.90E-03 4.26E-02 1.65E-03 2.64E-01
77	1) Rettangolare	A 250x1264	0.250 1.264 0.000 0.000 1.264 3.16E-01 5.88E-03 4.21E-02 1.65E-03 2.63E-01
78	1) Rettangolare	A 250x346	0.250 0.346 0.000 0.000 0.346 8.65E-02 9.80E-04 8.63E-04 4.51E-04 7.21E-02
79	1) Rettangolare	A 250x1467	0.250 1.467 0.000 0.000 1.467 3.67E-01 6.97E-03 6.58E-02 1.91E-03 3.06E-01
80	1) Rettangolare	A 250x3750	0.250 3.750 0.000 0.000 3.750 9.38E-01 1.91E-02 1.10E+00 4.88E-03 7.81E-01
81	1) Rettangolare	A 400x1624	0.400 1.624 0.000 0.000 1.624 6.50E-01 2.97E-02 1.43E-01 8.66E-03 5.41E-01
82	1) Rettangolare	A 400x1600	0.400 1.600 0.000 0.000 1.600 6.40E-01 2.92E-02 1.37E-01 8.53E-03 5.33E-01
83	1) Rettangolare	A 400x2957	0.400 2.957 0.000 0.000 2.957 1.18E+00 5.91E-02 8.62E-01 1.58E-02 9.86E-01
84	1) Rettangolare	A 400x1013	0.400 1.013 0.000 0.000 1.013 4.05E-01 1.61E-02 3.47E-02 5.40E-03 3.38E-01
85	1) Rettangolare	A 400x1197	0.400 1.197 0.000 0.000 1.197 4.79E-01 2.02E-02 5.72E-02 6.38E-03 3.99E-01
86	1) Rettangolare	A 400x1200	0.400 1.200 0.000 0.000 1.200 4.80E-01 2.03E-02 5.76E-02 6.40E-03 4.00E-01
87	1) Rettangolare	A 400x893	0.400 0.893 0.000 0.000 0.893 3.57E-01 1.35E-02 2.37E-02 4.76E-03 2.98E-01
88	1) Rettangolare	A 250x400	0.250 0.400 0.000 0.000 0.400 1.00E-01 1.24E-03 1.33E-03 5.21E-04 8.33E-02
89	1) Rettangolare	A 250x1998	0.250 1.998 0.000 0.000 1.998 5.00E-01 9.81E-03 1.66E-01 2.60E-03 4.16E-01
90	1) Rettangolare	A 250x2300	0.250 2.300 0.000 0.000 2.300 5.75E-01 1.14E-02 2.53E-01 2.99E-03

N°	Atz (m <sup>2</sup> )
1	1.00E+00
2	1.25E-01
3	2.08E-01
4	6.36E-02
5	4.51E-03
6	9.38E-02
7	5.30E-0
8	1.33E-01
9	1.60E-01
10	2.00E-02
11	1.25E-01
12	3.75E-01
13	6.67E-02
14	3.33E-01
15	1.50E-01
16	5.54E-04
17	2.82E+00
18	2.82E+00
19	1.28E+00
20	4.42E-02
21	2.05E+00
22	2.11E-01
23	8.42E-01
24	1.20E-01
25	9.53E-01
26	1.30E-01
27	6.42E-02
28	5.78E-01
29	6.00E-01
30	5.50E-01
31	5.04E-01
32	6.00E-01
33	6.19E-01
34	1.36E-01
35	4.08E-01
36	1.70E-01
37	7.00E-02
38	6.67E-02
39	6.65E-02
40	6.35E-02
41	1.38E-01
42	2.08E-01
43	2.15E-01
44	4.89E-01
45	3.07E-01
46	2.38E-01
47	1.03E+00
48	6.67E-01
49	5.50E-02
50	4.21E-02
51	6.25E-01
52	6.15E-01
53	6.15E-01

```

54| 3.63E-01|
55| 9.54E-02|
56| 3.79E-01|
57| 4.96E-01|
58| 3.61E-01|
59| 1.04E+00|
60| 2.43E-01|
61| 3.54E-01|
62| 3.53E-01|
63| 2.27E-01|
64| 2.99E-01|
65| 7.81E-01|
66| 2.63E-01|
67| 2.25E-01|
68| 1.30E-01|
69| 1.53E-01|
70| 2.64E-01|
71| 1.36E-01|
72| 1.16E-01|
73| 2.40E-01|
74| 1.32E-01|
75| 1.19E-01|
76| 2.64E-01|
77| 2.63E-01|
78| 7.21E-02|
79| 3.06E-01|
80| 7.81E-01|
81| 5.41E-01|
82| 5.33E-01|
83| 9.86E-01|
84| 3.38E-01|
85| 3.99E-01|
86| 4.00E-01|
87| 2.98E-01|
88| 8.33E-02|
89| 4.16E-01|
90| 4.79E-01|
91| 3.30E-01|
92| 2.30E-01|
93| 6.58E-01|
94| 1.32E-01|
95| 3.82E-01|
96| 9.64E-01|
97| 3.89E-01|
98| 1.63E-01|
99| 1.69E-01|
100| 5.80E-01|
101| 1.96E-01|
102| 1.00E+00|
-----

```

### Descrizione dei DATI ASTE

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

**N°:** numero progressivo dell'asta

**Tipologia:** stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:

**M** = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j

**C** = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j

**T** = trave. T.i.j indica la trave i del piano j

**H** = pilastro in acciaio

**B** = asta in acciaio

**S** = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j

**A** = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j

**F** = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j

**Z** = elemento di fondazione

**K** = collegamenti rigidi

**W** = elementi di cerchiatura

**X** = bielle di controvento in acciaio

**N, V** = blocco (di arco)

**J** = giunto (di arco)

**P** = pilastro murario

**Lungh.:** lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)

**Lungh. def. xz:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xz, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xz, j xz:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xz.

**Lungh. def. xy:** lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xy, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

**Rigidità i xy, j xy:** lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xy.

I tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete

**Inf.rig.:** X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida

**N° Sez.:** numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)

**Ang. rot.:** angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegate nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento

**N° Mat.:** numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali

**Mur. nuova:** X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

**E, G, fm, fvm0, fhm:** parametri meccanici e resistenze dell'asta. Coincidono con i corrispondenti parametri del materiale costituente l'asta, tranne i casi in cui siano applicati coefficienti correttivi o l'Utente abbia specificato direttamente i valori dei parametri meccanici corrispondenti ad un determinato intervento (p.es. reti in GFRP)

**% K elast. (rig.fess.):** percentuale di rigidezza elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidezze fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidezza fessurata anche in analisi non lineare

**Paramento:** indica il paramento murario cui l'asta appartiene

**Assemblaggio:** stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidezza flessionale EJ per maschi contigui

**Malta scadente, Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione** (trasversale), **Nucleo scadente:** caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**K Wink.:** coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)

**App. su terr.:** interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso di trave su suolo elastico

**q,lim:** capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche

**Nodo i, j:** numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)

**Vinc. i, j:** vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al sistema di assi locali xyz.

Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro*. Alcuni casi notevoli sono i seguenti:

Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000

Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.

Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al sistema di assi locale x y z.

Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse x.

Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010

Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000

**G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz:** gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,z in j') - i',yz (phi,y in i') - j',yz (phi,y in j'): consentono la definizione di vincoli di semincastro interni agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidezza alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).

**Inter.irrigid.:** distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento 'a' è >0, viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammassata nei muri trasversali). Se a=B, con B=base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se a>B, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. a=0 equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali

**Cordolo**

**e**

**architrave:**

- **Resist. traz. (kN):** capacità dell'elemento resistente a trazione, specifico per fasce murarie

- **Res. traz. gammaM:** coefficiente parziale di sicurezza associato alla resistenza a trazione, specifico per fasce murarie

**Drift PressoFI, Taglio:** specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC18 sono i seguenti: per muratura ordinaria: press. 1.0%H, taglio 0.5%H; per muratura armata: press. 1.6%H, taglio 0.8. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete, e gli spostamenti ultimi si valutano a meno di moti rigidi del pannello

**Drift: Taglio limite:** nel caso di fasce, il drift per Taglio è la prima deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio. Il Taglio limite è la seconda deformazione angolare limite in caso di crisi per Taglio

**%taglio residuo:** definisce la posizione del taglio residuo (secondo tratto plastico) come % della resistenza corrispondente alla fine del tratto elastico (resistenza del primo tratto plastico), per fasce

**Duttilità PressoFI, Taglio:** specifica il moltiplicatore dello spostamento al limite elastico (corrisponde allo spostamento di prima plasticizzazione) che segna il raggiungimento dello spostamento ultimo (opzione alternativa o integrativa rispetto a Drift, secondo Parametri di Calcolo)

**Da considerare per alpha,1:** indica se il maschio viene considerato per l'individuazione del taglio di prima plasticizzazione in analisi pushover

**Arm.: Asxy, cxy, Asxz, cxz:** armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica. Queste armature riguardano solo elementi di muratura armata

**Verif.:** X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza

**PressoFI, Compl., Taglio, Sf. Norm. Traz., PressoFI. Ortog.:** X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

**Interventi**

**Iniezioni, Intonaco armato, Diatoni artificiali, Ristilatura armata:** interventi che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)

**Altri interventi:** **Rinforzo a taglio, Precompressione, FRP, CAM, Reticolatus, Reti FRP e altro**  
Per i parametri generali descrittivi dei vari tipi di intervento, validi per tutte le aste: si consultino i Parametri di Calcolo. I seguenti parametri caratterizzano la singola asta:

**Rinforzo a taglio:** passo (mm): passo delle barre

**Precompressione: Prec.vert.,or.:** tensione di precompressione orizzontale e verticale

**FRP:****- larghezza nastri**

**PressoFl. disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro

- **passo:** interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)

- **epsd.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**Taglio: disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali

- **layout:** indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:

0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete

- **passo:** interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)

- **epsd.:** deformazione di progetto dei nastri a taglio

**FRCM:**

- **Facce:** indica su quali facce del pannello murario è applicato il rinforzo: A (faccia con asse locale y entrante), B (faccia con asse locale y uscente)

**- larghezza nastri**

**PressoFl. disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro

- **passo:** interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)

- **epsd.:** deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

**Taglio: disposiz.:** indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:

1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali

- **layout:** indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:

0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile

- **n° strati:** numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo:** distanza dal bordo della parete

- **passo:** interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)

- **epsd.:** deformazione di progetto dei nastri a taglio

**CAM:**

Per nastri verticali e orizzontali:

- **passo:** interasse dei nastri. Per predefinizione, la distanza dal bordo dei nastri CAM è posta pari a 150 mm

- **avvolgimenti:** numero di nastri in acciaio sovrapposti che costituiscono la singola 'armatura'

- **pretesionamento:** tensione a cui vengono tesi in opera i nastri, in modo da precomprimere la muratura

Per nastri verticali: **spigoli ad alte prestazioni:** è possibile rinforzare gli spigoli utilizzando il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

Per nastri orizzontali: **tipo migliorato:** è possibile utilizzare il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo

- **foratura a quinconce:** caratterizza una particolare tecnica di collegamento dei nastri in acciaio fra le due facce della parete, ed ha effetto sul confinamento della muratura

**Reticolatus:**

- **passo trefoli verticali, orizzontali:** passo delle armature

**Reti FRP e altro:**

Queste tipologie di intervento (fra cui rientrano i rinforzi con intonaco armato con GRFP) vengono descritte dai valori dei parametri meccanici e di resistenza corrispondenti ad una 'muratura equivalente'

**7. Dati ASTE****Legenda Tipologie:**

M = Maschio in mur.ordinaria

T = Trave

S = Striscia

F = Sottofinestra

K = Link rigido

P = Pilastro murario

B = Aste in acciaio

-----																
N°	Tipologia	Lungh.	Lungh.def.	Rig.(m)	Rig.(m)	Lungh.def.	Inf.	N°	B	H	Ang.	N°	Mur.	E	G	fm
tau0		(m)	(m) xz	i,xz	j,xz	(m) xy	rig.	Sez.	(m)	(m)	rot.(°)	Mat.	nuova	(N/mm^2)		
-----																
1	M	3.900	3.634	0.257	0.009	3.900		17	0.530	6.385	-89.76	3			1740	580
2.60	0.056															
2	K	3.192		3.192	0.000	0.000		3.192	X	102	0.000	0.000	0.00	1		
31000	13000	20.00	0.000													
3	K	3.192		3.192	0.000	0.000		3.192	X	102	0.000	0.000	0.00	1		
31000	13000	20.00	0.000													
4	M	3.900	3.633	0.258	0.009	3.900		18	0.530	6.382	-89.76	3			1740	580

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

47	K	0.655	0.655	0.000	0.000	0.655	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
48	K	0.655	0.655	0.000	0.000	0.655	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
49	M	3.900	2.204	0.885	0.811	3.900	28 0.550 1.260	81.24	3	3915	1305
5.85 0.126											
50	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
51	K	0.629	0.629	0.000	0.000	0.629	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
52	K	0.629	0.629	0.000	0.000	0.629	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
53	M	3.900	2.204	0.885	0.811	3.900	28 0.550 1.260	81.24	3	3915	1305
5.85 0.126											
54	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
55	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
56	K	0.630	0.630	0.000	0.000	0.630	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
57	M	3.900	1.742	1.128	1.030	3.900	27 0.550 0.140	81.24	3	3915	1305
5.85 0.126											
58	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
59	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
60	K	0.070	0.070	0.000	0.000	0.070	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
61	F	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	30 0.550 1.200	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
62	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	31 0.550 1.100	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
63	F	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	30 0.550 1.200	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
64	S	1.200	1.200	0.000	0.000	1.200	31 0.550 1.100	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
65	F	1.300	1.300	0.000	0.000	1.300	30 0.550 1.200	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
66	S	1.300	1.300	0.000	0.000	1.300	31 0.550 1.100	0.00	3	1740	580
2.60 0.056											
67	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	33 0.200 3.716	90.00	7	2960	740
3.00 0.180											
68	K	1.858	1.858	0.000	0.000	1.858	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
69	K	1.859	1.859	0.000	0.000	1.859	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
70	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	34 0.200 0.814	6.52	7	2960	740
3.00 0.180											
71	K	0.407	0.407	0.000	0.000	0.407	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
72	K	0.408	0.408	0.000	0.000	0.408	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
73	M	3.300	3.300	0.000	0.000	3.300	35 0.250 1.958	0.00	7	2960	740
3.00 0.180											
74	K	0.993	0.993	0.000	0.000	0.993	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
75	K	0.992	0.992	0.000	0.000	0.992	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
76	M	3.140	1.747	0.682	0.711	3.140	36 0.200 1.020	90.00	7	2960	740
3.00 0.180											
77	K	0.510	0.510	0.000	0.000	0.510	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
78	K	0.510	0.510	0.000	0.000	0.510	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
79	K	0.510	0.510	0.000	0.000	0.510	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
80	M	3.140	1.185	0.962	0.993	3.140	37 0.200 0.420	90.00	7	2960	740
3.00 0.180											
81	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
82	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
83	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
84	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
85	M	3.140	1.161	0.974	1.005	3.140	38 0.200 0.400	90.00	7	2960	740
3.00 0.180											
86	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
87	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
88	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
89	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102 0.000 0.000	0.00	1	

31000 13000 20.00 0.000	90  M   3.140	1.159	0.975	1.006	3.140	39 0.200 0.399	90.00	7		2960	740
3.00 0.180	91  K   0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	92  K   0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	93  K   0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	94  K   0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	95  M   3.140	1.136	0.986	1.018	3.140	40 0.200 0.381	90.00	7		2960	740
3.00 0.180	96  K   0.190	0.190	0.000	0.000	0.190	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	97  K   0.191	0.191	0.000	0.000	0.191	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	98  K   0.190	0.190	0.000	0.000	0.190	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	99  K   0.191	0.191	0.000	0.000	0.191	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	100  M   3.140	1.604	0.753	0.783	3.140	41 0.200 0.825	90.00	7		2960	740
3.00 0.180	101  K   0.412	0.412	0.000	0.000	0.412	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	102  K   0.412	0.412	0.000	0.000	0.412	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	103  K   0.413	0.413	0.000	0.000	0.413	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	104  F   0.780	0.780	0.000	0.000	0.780	42 0.200 1.250	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	105  S   0.780	0.780	0.000	0.000	0.780	43 0.200 1.290	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	106  F   0.800	0.800	0.000	0.000	0.800	42 0.200 1.250	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	107  S   0.800	0.800	0.000	0.000	0.800	43 0.200 1.290	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	108  F   0.801	0.801	0.000	0.000	0.801	42 0.200 1.250	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	109  S   0.801	0.801	0.000	0.000	0.801	43 0.200 1.290	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	110  F   0.799	0.799	0.000	0.000	0.799	42 0.200 1.250	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	111  S   0.799	0.799	0.000	0.000	0.799	43 0.200 1.290	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	112  F   0.800	0.800	0.000	0.000	0.800	42 0.200 1.250	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	113  S   0.800	0.800	0.000	0.000	0.800	43 0.200 1.290	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	114  M   3.340	3.340	0.000	0.000	3.340	44 0.250 2.345	0.00	4	X	5300	2120
7.57 0.000	115  K   1.190	1.190	0.000	0.000	1.190	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	116  M   3.140	2.571	0.000	0.569	3.140	45 0.250 1.475	90.00	4	X	5300	2120
7.57 0.000	117  K   0.738	0.738	0.000	0.000	0.738	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	118  K   0.737	0.737	0.000	0.000	0.737	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	119  S   0.900	0.900	0.000	0.000	0.900	46 0.250 1.140	0.00	4	X	5300	2120
7.57 0.000	120  M   4.140	4.140	0.000	0.000	4.140	47 0.300 4.127	-81.24	7		2960	740
3.00 0.180	121  K   2.294	2.294	0.000	0.000	2.294	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	122  M   5.200	5.200	0.000	0.000	5.200	48 0.250 3.200	-8.68	7		2960	740
3.00 0.180	123  K   1.599	1.599	0.000	0.000	1.599	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	124  M   5.200	2.390	0.000	2.810	5.200	49 0.250 0.264	-8.46	7		2960	740
3.00 0.180	125  K   0.132	0.132	0.000	0.000	0.132	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	126  K   0.133	0.133	0.000	0.000	0.133	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	127  M   5.200	2.346	0.000	2.854	5.200	50 0.250 0.202	-8.46	7		2960	740
3.00 0.180	128  K   0.101	0.101	0.000	0.000	0.101	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	129  K   0.101	0.101	0.000	0.000	0.101	X   102 0.000 0.000	0.00	1			
31000 13000 20.00 0.000	130  S   1.152	1.152	0.000	0.000	1.152	51 0.250 3.000	0.00	7		2960	740
3.00 0.180	131  M   5.836	5.836	0.000	0.000	5.836	52 0.250 2.950	81.24	7		2960	740
3.00 0.180											



132	K	1.605	1.605	0.000	0.000	1.605	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
133	M	5.838	5.838	0.000	0.000	5.838	53 0.250 2.954	-82.06	7		2960  740
3.00 0.180											
134	K	1.609	1.609	0.000	0.000	1.609	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
135	K	1.609	1.609	0.000	0.000	1.609	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
136	M	5.200	2.930	0.936	1.334	5.200	54 0.250 1.742	8.68	7		2960  740
3.00 0.180											
137	K	0.871	0.871	0.000	0.000	0.871	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
138	K	0.870	0.870	0.000	0.000	0.870	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
139	M	5.200	1.740	1.484	1.976	5.200	55 0.250 0.458	8.68	7		2960  740
3.00 0.180											
140	K	0.229	0.229	0.000	0.000	0.229	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
141	K	0.229	0.229	0.000	0.000	0.229	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
142	F	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000	56 0.250 1.820	0.00	7		2960  740
3.00 0.180											
143	S	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000	57 0.250 2.380	0.00	7		2960  740
3.00 0.180											
144	M	5.200	5.200	0.000	0.000	5.200	58 0.250 1.731	8.46	7		2960  740
3.00 0.180											
145	K	0.865	0.865	0.000	0.000	0.865	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
146	M	4.140	4.140	0.000	0.000	4.140	59 0.300 4.152	81.12	7		2960  740
3.00 0.180											
147	K	2.304	2.304	0.000	0.000	2.304	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
148	K	2.304	2.304	0.000	0.000	2.304	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
149	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	60 0.250 1.167	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180											
150	K	0.584	0.584	0.000	0.000	0.584	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
151	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
152	M	7.134	7.134	0.000	0.000	7.134	48 0.250 3.200	81.24	7		2960  740
3.00 0.180											
153	K	1.731	1.731	0.000	0.000	1.731	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
154	M	8.148	8.148	0.000	0.000	8.148	61 0.250 1.699	81.24	7		2960  740
3.00 0.180											
155	K	0.920	0.920	0.000	0.000	0.920	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
156	M	8.150	8.150	0.000	0.000	8.150	62 0.250 1.695	-82.06	7		2960  740
3.00 0.180											
157	K	0.917	0.917	0.000	0.000	0.917	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
158	M	7.137	7.137	0.000	0.000	7.137	48 0.250 3.200	-82.06	7		2960  740
3.00 0.180											
159	K	1.731	1.731	0.000	0.000	1.731	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
160	K	1.732	1.732	0.000	0.000	1.732	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
161	M	5.740	5.740	0.000	0.000	5.740	63 0.250 1.091	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180											
162	K	0.545	0.545	0.000	0.000	0.545	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
163	M	6.420	6.420	0.000	0.000	6.420	64 0.250 1.437	8.37	7		2960  740
3.00 0.180											
164	M	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040	65 0.250 3.748	8.37	7		2960  740
3.00 0.180											
165	M	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040	66 0.250 1.263	8.37	7		2960  740
3.00 0.180											
166	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
167	M	6.750	6.750	0.000	0.000	6.750	67 0.250 1.081	8.37	7		2960  740
3.00 0.180											
168	K	0.541	0.541	0.000	0.000	0.541	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
169	M	5.200	2.627	0.000	2.573	5.200	68 0.250 0.624	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180											
170	K	0.312	0.312	0.000	0.000	0.312	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
171	K	0.313	0.313	0.000	0.000	0.313	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
172	M	5.200	2.695	0.000	2.505	5.200	69 0.250 0.735	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180											
173	K	0.368	0.368	0.000	0.000	0.368	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
174	M	5.200	5.200	0.000	0.000	5.200	70 0.250 1.265	-8.70	7		2960  740

3.00 0.180	175	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	176	M	5.020	5.020	0.000	0.000	5.020	70 0.250 1.265	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	177	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	178	M	4.200	4.200	0.000	0.000	4.200	70 0.250 1.265	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	179	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	180	M	3.800	3.800	0.000	0.000	3.800	70 0.250 1.265	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	181	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	182	M	3.140	2.458	0.000	0.682	3.140	71 0.250 0.655	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	183	K	0.327	0.327	0.000	0.000	0.327	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	184	K	0.328	0.328	0.000	0.000	0.328	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	185	M	3.140	2.421	0.000	0.719	3.140	72 0.250 0.555	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	186	K	0.277	0.277	0.000	0.000	0.277	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	187	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	73 0.250 1.150	8.70	7		2960  740
3.00 0.180	188	K	0.576	0.576	0.000	0.000	0.576	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	189	K	0.575	0.575	0.000	0.000	0.575	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	190	M	3.140	2.450	0.000	0.690	3.140	74 0.250 0.635	7.90	7		2960  740
3.00 0.180	191	K	0.317	0.317	0.000	0.000	0.317	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	192	M	3.140	2.427	0.000	0.713	3.140	75 0.250 0.571	7.90	7		2960  740
3.00 0.180	193	K	0.286	0.286	0.000	0.000	0.286	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	194	M	3.800	3.800	0.000	0.000	3.800	76 0.250 1.269	8.21	7		2960  740
3.00 0.180	195	K	0.635	0.635	0.000	0.000	0.635	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	196	M	4.200	4.200	0.000	0.000	4.200	77 0.250 1.264	8.02	7		2960  740
3.00 0.180	197	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	198	M	5.020	5.020	0.000	0.000	5.020	77 0.250 1.264	8.02	7		2960  740
3.00 0.180	199	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	200	M	5.200	5.200	0.000	0.000	5.200	70 0.250 1.265	8.39	7		2960  740
3.00 0.180	201	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	202	M	5.200	2.445	0.000	2.755	5.200	78 0.250 0.346	8.11	7		2960  740
3.00 0.180	203	K	0.173	0.173	0.000	0.000	0.173	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	204	K	0.174	0.174	0.000	0.000	0.174	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	205	M	5.200	2.626	0.000	2.574	5.200	68 0.250 0.624	8.11	7		2960  740
3.00 0.180	206	K	0.312	0.312	0.000	0.000	0.312	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	207	M	5.740	5.740	0.000	0.000	5.740	70 0.250 1.265	8.32	7		2960  740
3.00 0.180	208	K	0.633	0.633	0.000	0.000	0.633	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	209	M	6.420	6.420	0.000	0.000	6.420	79 0.250 1.467	-9.29	7		2960  740
3.00 0.180	210	K	0.734	0.734	0.000	0.000	0.734	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	211	M	6.750	6.750	0.000	0.000	6.750	67 0.250 1.081	-8.37	7		2960  740
3.00 0.180	212	M	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040	66 0.250 1.263	-8.37	7		2960  740
3.00 0.180	213	K	0.632	0.632	0.000	0.000	0.632	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000	214	M	7.040	7.040	0.000	0.000	7.040	80 0.250 3.750	-8.70	7		2960  740
3.00 0.180	215	M	2.490	2.490	0.000	0.000	2.490	81 0.400 1.624	86.17	4	X	5300  2120
7.57 0.000	216	K	0.813	0.813	0.000	0.000	0.813	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000												

217	K	0.812	0.812	0.000	0.000	0.812	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
218	M	3.919	2.985	0.000	0.934	3.919	82 0.400 1.600	0.13	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
219	K	0.811	0.811	0.000	0.000	0.811	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
220	K	0.811	0.811	0.000	0.000	0.811	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
221	M	2.996	2.451	0.211	0.334	2.996	83 0.400 2.957	0.13	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
222	K	1.478	1.478	0.000	0.000	1.478	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
223	K	1.499	1.499	0.000	0.000	1.499	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
224	K	1.498	1.498	0.000	0.000	1.498	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
225	M	2.573	1.580	0.649	0.344	2.573	84 0.400 1.013	0.13	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
226	K	0.506	0.506	0.000	0.000	0.506	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
227	K	0.513	0.513	0.000	0.000	0.513	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
228	K	0.513	0.513	0.000	0.000	0.513	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
229	S	3.397	3.397	0.000	0.000	3.397	85 0.400 1.197	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
230	F	0.601	0.601	0.000	0.000	0.601	86 0.400 1.200	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
231	S	0.609	0.609	0.000	0.000	0.609	87 0.400 0.893	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
232	M	4.715	1.473	1.872	1.370	4.715	88 0.250 0.400	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
233	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
234	K	0.203	0.203	0.000	0.000	0.203	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
235	K	0.203	0.203	0.000	0.000	0.203	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
236	M	4.364	2.743	1.017	0.604	4.364	89 0.250 1.998	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
237	K	0.999	0.999	0.000	0.000	0.999	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
238	K	0.998	0.998	0.000	0.000	0.998	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
239	K	1.014	1.014	0.000	0.000	1.014	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
240	K	1.013	1.013	0.000	0.000	1.013	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
241	F	0.800	0.800	0.000	0.000	0.800	90 0.250 2.300	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
242	S	0.812	0.812	0.000	0.000	0.812	91 0.250 1.585	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
244	S	0.802	0.802	0.000	0.000	0.802	92 0.250 1.102	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
245	M	4.770	4.770	0.000	0.000	4.770	93 0.400 1.975	90.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
246	K	0.987	0.987	0.000	0.000	0.987	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
247	K	0.988	0.988	0.000	0.000	0.988	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
248	M	4.750	1.472	0.888	2.390	4.750	94 0.399 0.396	-89.59	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
249	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
250	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
251	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
253	S	0.799	0.799	0.000	0.000	0.799	96 0.399 2.900	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
254	M	2.490	2.287	0.000	0.203	2.490	97 0.400 1.166	85.96	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
255	K	0.582	0.582	0.000	0.000	0.582	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
256	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
257	S	0.810	0.810	0.000	0.000	0.810	98 0.400 0.490	0.00	4	X	5300  2120
7.57 0.000											
258	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	99 0.250 0.813	0.00	7		2960  740
3.00 0.180											
259	K	0.406	0.406	0.000	0.000	0.406	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
260	K	0.407	0.407	0.000	0.000	0.407	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
261	M	3.140	3.140	0.000	0.000	3.140	100 0.200 3.477	90.00	7		2960  740

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

304	T	8.016	8.016	0.000	0.000	8.016	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
305	T	2.794	2.794	0.000	0.000	2.794	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
306	T	1.159	1.159	0.000	0.000	1.159	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
307	T	8.151	8.151	0.000	0.000	8.151	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
308	T	6.749	6.749	0.000	0.000	6.749	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
309	T	6.681	6.681	0.000	0.000	6.681	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
310	T	1.400	1.400	0.000	0.000	1.400	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
311	T	7.813	7.813	0.000	0.000	7.813	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
312	T	7.817	7.817	0.000	0.000	7.817	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
313	T	1.682	1.682	0.000	0.000	1.682	13 0.200 0.400	0.00	5		10000	3500
0.00 0.000												
314	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
315	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
316	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
317	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
318	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
319	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
320	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
321	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
322	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
323	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
324	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
325	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
326	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
327	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
328	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
329	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
330	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
331	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
332	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
333	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
334	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
335	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
336	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
337	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
338	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
339	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
340	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
341	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
342	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
343	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
344	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
345	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
346	P	0.440	0.440	0.000	0.000	0.440	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

389	P	0.494	0.494	0.000	0.000	0.494	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
390	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
391	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
392	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
393	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
394	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
395	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
396	P	0.466	0.466	0.000	0.000	0.466	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
397	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
398	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
399	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
400	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
401	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
402	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
403	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
404	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
405	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
406	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
407	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
408	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
409	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
410	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
411	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
412	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
413	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
414	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
415	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
416	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
417	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
418	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
419	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
420	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
421	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
422	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
423	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
424	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
425	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
426	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
427	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
428	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
429	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
430	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
431	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it



STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

559	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
560	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
561	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
562	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
563	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
564	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
565	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
566	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
567	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
568	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
569	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
570	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
571	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
572	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
573	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
574	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
575	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
576	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
577	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
578	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
579	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
580	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
581	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
582	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
583	P	0.419	0.419	0.000	0.000	0.419	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
584	P	0.418	0.418	0.000	0.000	0.418	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
585	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
586	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
587	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
588	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
589	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
590	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
591	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
592	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
593	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
594	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
595	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
596	P	0.441	0.441	0.000	0.000	0.441	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
597	P	0.442	0.442	0.000	0.000	0.442	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
598	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
599	P	0.466	0.466	0.000	0.000	0.466	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
600	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740
3.00 0.180												
601	P	0.467	0.467	0.000	0.000	0.467	6 0.250 0.450	-90.00	7		2960	740

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacom  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacom@spadaccinistudio.it

644	P	5.200	5.200	0.000	0.000	5.200	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
645	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
646	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
647	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
648	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
649	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
650	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
651	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
652	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
653	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
654	P	0.472	0.472	0.000	0.000	0.472	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
655	P	0.473	0.473	0.000	0.000	0.473	8 0.400 0.400	-82.05	7		2960	740
3.00 0.180												
656	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
657	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
658	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
659	P	0.497	0.497	0.000	0.000	0.497	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
660	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
661	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
662	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
663	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
664	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
665	P	0.497	0.497	0.000	0.000	0.497	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
666	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
667	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
668	P	0.498	0.498	0.000	0.000	0.498	8 0.400 0.400	-98.40	7		2960	740
3.00 0.180												
669	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
670	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
671	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
672	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
673	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
674	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
675	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
676	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
677	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
678	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
679	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
680	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
681	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
682	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
683	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
684	P	0.458	0.458	0.000	0.000	0.458	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
685	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-99.10	7		2960	740
3.00 0.180												
686	P	0.459	0.459	0.000	0.000	0.459	8 0.400 0.400	-82.46	7		2960	740

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

729	K	0.249	0.249	0.000	0.000	0.249	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
730	K	0.237	0.237	0.000	0.000	0.237	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
731	K	0.239	0.239	0.000	0.000	0.239	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
732	K	0.231	0.231	0.000	0.000	0.231	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
733	K	0.233	0.233	0.000	0.000	0.233	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
734	K	0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
735	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
736	K	0.202	0.202	0.000	0.000	0.202	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
737	K	0.197	0.197	0.000	0.000	0.197	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
738	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
739	K	0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
740	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
741	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
742	K	0.205	0.205	0.000	0.000	0.205	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
743	K	0.201	0.201	0.000	0.000	0.201	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
744	K	0.204	0.204	0.000	0.000	0.204	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
745	K	0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
746	K	0.207	0.207	0.000	0.000	0.207	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
747	K	0.201	0.201	0.000	0.000	0.201	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
748	K	0.194	0.194	0.000	0.000	0.194	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
749	K	0.192	0.192	0.000	0.000	0.192	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
750	K	0.158	0.158	0.000	0.000	0.158	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
751	K	0.164	0.164	0.000	0.000	0.164	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
752	K	0.174	0.174	0.000	0.000	0.174	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
753	K	0.172	0.172	0.000	0.000	0.172	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
754	K	0.181	0.181	0.000	0.000	0.181	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
755	K	0.179	0.179	0.000	0.000	0.179	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
756	K	0.212	0.212	0.000	0.000	0.212	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
757	K	0.215	0.215	0.000	0.000	0.215	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
758	K	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
759	K	0.217	0.217	0.000	0.000	0.217	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
760	K	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
761	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
762	K	0.207	0.207	0.000	0.000	0.207	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
763	K	0.202	0.202	0.000	0.000	0.202	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
764	K	0.169	0.169	0.000	0.000	0.169	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
765	K	0.171	0.171	0.000	0.000	0.171	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
766	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
767	K	0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
768	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
769	K	0.199	0.199	0.000	0.000	0.199	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
770	K	0.196	0.196	0.000	0.000	0.196	X	102	0.000	0.000	0.00	1	
31000	13000	20.00	0.000										
771	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	102	0.000	0.000	0.00	1	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



814	K	1.718	1.718	0.000	0.000	1.718	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
815	K	1.694	1.694	0.000	0.000	1.694	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
816	K	1.498	1.498	0.000	0.000	1.498	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
817	K	0.072	0.072	0.000	0.000	0.072	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
818	K	0.100	0.100	0.000	0.000	0.100	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
819	K	0.851	0.851	0.000	0.000	0.851	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
820	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
821	K	0.032	0.032	0.000	0.000	0.032	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
822	K	0.210	0.210	0.000	0.000	0.210	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
823	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
824	K	0.674	0.674	0.000	0.000	0.674	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
825	K	0.296	0.296	0.000	0.000	0.296	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
826	K	0.078	0.078	0.000	0.000	0.078	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
827	K	0.300	0.300	0.000	0.000	0.300	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
828	K	0.331	0.331	0.000	0.000	0.331	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
829	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
830	K	0.409	0.409	0.000	0.000	0.409	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
831	K	0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
832	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
833	K	0.213	0.213	0.000	0.000	0.213	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
834	K	0.417	0.417	0.000	0.000	0.417	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
835	K	0.074	0.074	0.000	0.000	0.074	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
836	K	0.323	0.323	0.000	0.000	0.323	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
837	K	0.307	0.307	0.000	0.000	0.307	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
838	K	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
839	K	0.300	0.300	0.000	0.000	0.300	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
840	K	1.681	1.681	0.000	0.000	1.681	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
841	K	0.619	0.619	0.000	0.000	0.619	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
842	K	1.760	1.760	0.000	0.000	1.760	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
843	K	0.533	0.533	0.000	0.000	0.533	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
844	K	0.370	0.370	0.000	0.000	0.370	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
845	K	2.300	2.300	0.000	0.000	2.300	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
846	K	2.300	2.300	0.000	0.000	2.300	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
847	K	0.897	0.897	0.000	0.000	0.897	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
848	K	0.008	0.008	0.000	0.000	0.008	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
849	T	0.011	0.011	0.000	0.000	0.011		13 0.200 0.400	0.00	5	
0.00 0.000											
850	T	8.032	8.032	0.000	0.000	8.032		13 0.200 0.400	0.00	5	
0.00 0.000											
851	K	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
852	K	0.020	0.020	0.000	0.000	0.020	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
853	K	0.898	0.898	0.000	0.000	0.898	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
854	S	0.618	0.618	0.000	0.000	0.618		101 0.250 0.940	0.00	7	
3.00 0.180											
855	S	0.682	0.682	0.000	0.000	0.682		101 0.250 0.940	0.00	7	
3.00 0.180											
856	S	0.675	0.675	0.000	0.000	0.675		51 0.250 3.000	0.00	7	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

899	K	0.575	0.575	0.000	0.000	0.575	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
900	K	0.273	0.273	0.000	0.000	0.273	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
901	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
902	K	0.590	0.590	0.000	0.000	0.590	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
903	K	0.042	0.042	0.000	0.000	0.042	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
904	K	0.520	0.520	0.000	0.000	0.520	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
905	K	0.026	0.026	0.000	0.000	0.026	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
906	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
907	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
908	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
909	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
910	K	0.602	0.602	0.000	0.000	0.602	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
911	K	0.030	0.030	0.000	0.000	0.030	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
912	K	0.267	0.267	0.000	0.000	0.267	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
913	K	0.011	0.011	0.000	0.000	0.011	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
914	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
915	K	1.261	1.261	0.000	0.000	1.261	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
916	T	0.080	0.080	0.000	0.000	0.080		13 0.200 0.400	0.00	5	10000  3500
0.00 0.000											
917	T	8.023	8.023	0.000	0.000	8.023		13 0.200 0.400	0.00	5	10000  3500
0.00 0.000											
918	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
919	K	0.224	0.224	0.000	0.000	0.224	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
920	K	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
921	K	0.859	0.859	0.000	0.000	0.859	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
922	K	0.006	0.006	0.000	0.000	0.006	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
923	K	1.606	1.606	0.000	0.000	1.606	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
924	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
925	K	1.732	1.732	0.000	0.000	1.732	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
926	K	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
927	K	1.170	1.170	0.000	0.000	1.170	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
928	S	0.790	0.790	0.000	0.000	0.790		101 0.250 0.940	0.00	7	2960  740
3.00 0.180											
929	S	0.508	0.508	0.000	0.000	0.508		101 0.250 0.940	0.00	7	2960  740
3.00 0.180											
930	K	0.078	0.078	0.000	0.000	0.078	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
931	K	0.142	0.142	0.000	0.000	0.142	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
932	T	1.761	1.761	0.000	0.000	1.761		12 0.500 0.900	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
933	T	10.354	10.354	0.000	0.000	10.354		12 0.500 0.900	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
934	T	1.764	1.764	0.000	0.000	1.764		12 0.500 0.900	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
935	B	14.726	14.726	0.000	0.000	14.726		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
936	B	14.781	14.781	0.000	0.000	14.781		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
937	B	13.987	13.987	0.000	0.000	13.987		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
938	B	13.617	13.617	0.000	0.000	13.617		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
939	B	13.248	13.248	0.000	0.000	13.248		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
940	B	12.879	12.879	0.000	0.000	12.879		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769
0.00 0.000											
941	B	12.509	12.509	0.000	0.000	12.509		16 0.014 0.000	0.00	2	210000 80769

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

984	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
985	K	0.810	0.810	0.000	0.000	0.810	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
986	K	6.511	6.511	0.000	0.000	6.511	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
987	K	6.316	6.316	0.000	0.000	6.316	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
988	K	1.253	1.253	0.000	0.000	1.253	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
989	K	0.454	0.454	0.000	0.000	0.454	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
990	K	2.710	2.710	0.000	0.000	2.710	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
991	K	0.075	0.075	0.000	0.000	0.075	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
992	K	0.020	0.020	0.000	0.000	0.020	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
993	K	0.231	0.231	0.000	0.000	0.231	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
994	K	0.233	0.233	0.000	0.000	0.233	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
995	K	0.222	0.222	0.000	0.000	0.222	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
996	K	0.753	0.753	0.000	0.000	0.753	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
997	K	0.798	0.798	0.000	0.000	0.798	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
998	K	1.207	1.207	0.000	0.000	1.207	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
999	K	0.595	0.595	0.000	0.000	0.595	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1000	K	0.036	0.036	0.000	0.000	0.036	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1001	K	0.035	0.035	0.000	0.000	0.035	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1002	K	0.511	0.511	0.000	0.000	0.511	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1003	K	0.588	0.588	0.000	0.000	0.588	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1004	K	0.043	0.043	0.000	0.000	0.043	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1005	K	0.591	0.591	0.000	0.000	0.591	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1006	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1007	K	0.589	0.589	0.000	0.000	0.589	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1008	K	0.044	0.044	0.000	0.000	0.044	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1009	K	0.583	0.583	0.000	0.000	0.583	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1010	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1011	K	0.273	0.273	0.000	0.000	0.273	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1012	K	0.039	0.039	0.000	0.000	0.039	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1013	K	0.590	0.590	0.000	0.000	0.590	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											
1014	K	0.042	0.042	0.000	0.000	0.042	X	102 0.000 0.000	0.00	1	
31000 13000 20.00 0.000											

N°	fvm0	fhm	%K elast.	q lim	Nodo	Vinc.		G.Inc.		G.Inc.	Resist.	Res.traz.:	Drift(%)		
			(rig.fess.)	(N/mm^2)	i	j	i	j	ixy	ixz	traz. (kN)	gammaM	PressoFl.	Taglio	Tag.lim.
1	0.000	1.30		100	0.000	1	2	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00															
2	0.000	10.00		100	0.000	1	3	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00															
3	0.000	10.00		100	0.000	2	5	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00															
4	0.000	1.30		100	0.000	6	7	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00															
5	0.000	10.00		100	0.000	8	6	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00															
6	0.000	10.00		100	0.000	9	7	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00															
7	0.000	1.30		100	0.000	3	8	inc	0000000	1.0000000	1.0000000	50.00	1.05	2.00	0.50

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

50 0.000 10.00	100	0.000	56  54  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
51 0.000 10.00	100	0.000	54  57  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
52 0.000 10.00	100	0.000	55  59  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
53 0.000  2.93	100	0.000	60  61  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
54 0.000 10.00	100	0.000	62  60  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
55 0.000 10.00	100	0.000	60  63  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
56 0.000 10.00	100	0.000	64  61  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
57 0.000  2.93	100	0.000	66  67  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
58 0.000 10.00	100	0.000	68  66  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
59 0.000 10.00	100	0.000	69  67  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
60 0.000 10.00	100	0.000	67  32  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
61 0.000  1.30	100	0.000	52  56  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
62 0.000  1.30	100	0.000	53  58  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
63 0.000  1.30	100	0.000	57  62  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
64 0.000  1.30	100	0.000	59  64  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
65 0.000  1.30	100	0.000	63  68  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
66 0.000  1.30	100	0.000	65  69  inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50								
67 0.180  1.50	100	0.000	70  71  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
68 0.000 10.00	100	0.000	72  71  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
69 0.000 10.00	100	0.000	71  73  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
70 0.180  1.50	100	0.000	74  75  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
71 0.000 10.00	100	0.000	76  75  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
72 0.000 10.00	100	0.000	75  77  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
73 0.180  1.50	100	0.000	78  79  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
74 0.000 10.00	100	0.000	80  79  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
75 0.000 10.00	100	0.000	79  81  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
76 0.180  1.50	100	0.000	82  83  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
77 0.000 10.00	100	0.000	82  84  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
78 0.000 10.00	100	0.000	85  83  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
79 0.000 10.00	100	0.000	83  86  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
80 0.180  1.50	100	0.000	87  88  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
81 0.000 10.00	100	0.000	89  87  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
82 0.000 10.00	100	0.000	87  90  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
83 0.000 10.00	100	0.000	91  88  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
84 0.000 10.00	100	0.000	88  92  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
85 0.180  1.50	100	0.000	93  94  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
86 0.000 10.00	100	0.000	95  93  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
87 0.000 10.00	100	0.000	93  96  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
88 0.000 10.00	100	0.000	97  94  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
89 0.000 10.00	100	0.000	94  98  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
90 0.180  1.50	100	0.000	99 100  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00								
91 0.000 10.00	100	0.000	101  99  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00								
92 0.000 10.00	100	0.000	99 102  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00

0.00												
93 0.000 10.00	100	0.000	103 100	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
94 0.000 10.00	100	0.000	100 104	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
95 0.180  1.50	100	0.000	105 106	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
96 0.000 10.00	100	0.000	107 105	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.00												
97 0.000 10.00	100	0.000	105 108	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.00												
98 0.000 10.00	100	0.000	109 106	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
99 0.000 10.00	100	0.000	106 110	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
100 0.180  1.50	100	0.000	111 112	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
101 0.000 10.00	100	0.000	113 111	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00			
0.00												
102 0.000 10.00	100	0.000	114 112	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
103 0.000 10.00	100	0.000	112  80	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
104 0.180  1.50	100	0.000	84  89	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
105 0.180  1.50	100	0.000	86  91	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
106 0.180  1.50	100	0.000	90  95	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
107 0.180  1.50	100	0.000	92  97	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
108 0.180  1.50	100	0.000	96 101	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
109 0.180  1.50	100	0.000	98 103	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
110 0.180  1.50	100	0.000	102 107	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
111 0.180  1.50	100	0.000	104 109	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
112 0.180  1.50	100	0.000	108 113	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
113 0.180  1.50	100	0.000	110 114	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
114 0.429  3.79	100	0.000	115 116	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
115 0.000 10.00	100	0.000	117 116	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
116 0.429  3.79	100	0.000	118 119	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
117 0.000 10.00	100	0.000	117 119	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
118 0.000 10.00	100	0.000	119 120	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
119 0.429  3.79	100	0.000	120 121	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
120 0.180  1.50	100	0.000	122 123	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
121 0.000 10.00	100	0.000	123 125	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
122 0.180  1.50	100	0.000	126 127	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
123 0.000 10.00	100	0.000	128 127	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
124 0.180  1.50	100	0.000	130 131	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
125 0.000 10.00	100	0.000	132 131	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
126 0.000 10.00	100	0.000	131 133	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
127 0.180  1.50	100	0.000	134 135	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
128 0.000 10.00	100	0.000	136 135	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
129 0.000 10.00	100	0.000	135 128	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
130 0.180  1.50	100	0.000	133 136	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50			
1.50												
131 0.180  1.50	100	0.000	137 138	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
132 0.000 10.00	100	0.000	132 138	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												
133 0.180  1.50	100	0.000	140 141	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50			
0.00												
134 0.000 10.00	100	0.000	142 141	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00			
0.00												



135 0.000 10.00	100	0.000	141 143	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
136 0.180  1.50	100	0.000	144 145	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
137 0.000 10.00	100	0.000	144 146	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
138 0.000 10.00	100	0.000	147 145	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
139 0.180  1.50	100	0.000	149 150	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
140 0.000 10.00	100	0.000	151 149	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
141 0.000 10.00	100	0.000	152 150	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
142 0.180  1.50	100	0.000	146 151	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
143 0.180  1.50	100	0.000	148 152	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
144 0.180  1.50	100	0.000	154 155	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
145 0.000 10.00	100	0.000	142 155	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
146 0.180  1.50	100	0.000	156 157	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
147 0.000 10.00	100	0.000	158 157	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
148 0.000 10.00	100	0.000	157 159	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
149 0.180  1.50	100	0.000	160 161	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
150 0.000 10.00	100	0.000	162 161	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
151 0.000 10.00	100	0.000	161 159	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
152 0.180  1.50	100	0.000	163 164	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
153 0.000 10.00	100	0.000	139 164	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
154 0.180  1.50	100	0.000	166 167	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
155 0.000 10.00	100	0.000	165 167	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
156 0.180  1.50	100	0.000	168 169	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
157 0.000 10.00	100	0.000	170 169	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
158 0.180  1.50	100	0.000	171 172	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
159 0.000 10.00	100	0.000	143 172	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
160 0.000 10.00	100	0.000	172 170	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
161 0.180  1.50	100	0.000	173 174	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
162 0.000 10.00	100	0.000	175 174	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
163 0.180  1.50	100	0.000	177 178	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
164 0.180  1.50	100	0.000	180 181	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
165 0.180  1.50	100	0.000	183 184	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
166 0.000 10.00	100	0.000	185 184	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
167 0.180  1.50	100	0.000	186 187	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
168 0.000 10.00	100	0.000	179 187	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
169 0.180  1.50	100	0.000	188 189	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
170 0.000 10.00	100	0.000	176 189	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
171 0.000 10.00	100	0.000	189 190	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
172 0.180  1.50	100	0.000	191 192	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
173 0.000 10.00	100	0.000	193 192	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
174 0.180  1.50	100	0.000	195 196	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
175 0.000 10.00	100	0.000	194 196	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
176 0.180  1.50	100	0.000	198 199	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
177 0.000 10.00	100	0.000	197 199	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

0.00													
178 0.180  1.50	100	0.000	201 202	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
179 0.000 10.00	100	0.000	200 202	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
180 0.180  1.50	100	0.000	204 205	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
181 0.000 10.00	100	0.000	203 205	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
182 0.180  1.50	100	0.000	207 208	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
183 0.000 10.00	100	0.000	206 208	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
184 0.000 10.00	100	0.000	208 209	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
185 0.180  1.50	100	0.000	210 211	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
186 0.000 10.00	100	0.000	212 211	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
187 0.180  1.50	100	0.000	213 214	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
188 0.000 10.00	100	0.000	215 214	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
189 0.000 10.00	100	0.000	214 124	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
190 0.180  1.50	100	0.000	216 217	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
191 0.000 10.00	100	0.000	217 219	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
192 0.180  1.50	100	0.000	220 221	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
193 0.000 10.00	100	0.000	222 221	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
194 0.180  1.50	100	0.000	223 224	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
195 0.000 10.00	100	0.000	225 224	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
196 0.180  1.50	100	0.000	226 227	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
197 0.000 10.00	100	0.000	228 227	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
198 0.180  1.50	100	0.000	229 230	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
199 0.000 10.00	100	0.000	231 230	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
200 0.180  1.50	100	0.000	232 233	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
201 0.000 10.00	100	0.000	234 233	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
202 0.180  1.50	100	0.000	235 236	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
203 0.000 10.00	100	0.000	237 236	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
204 0.000 10.00	100	0.000	236 238	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
205 0.180  1.50	100	0.000	239 240	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
206 0.000 10.00	100	0.000	241 240	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
207 0.180  1.50	100	0.000	242 243	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
208 0.000 10.00	100	0.000	244 243	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
209 0.180  1.50	100	0.000	245 246	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
210 0.000 10.00	100	0.000	244 246	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
211 0.180  1.50	100	0.000	247 248	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
212 0.180  1.50	100	0.000	250 251	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
213 0.000 10.00	100	0.000	249 251	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
214 0.180  1.50	100	0.000	253 254	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
215 0.429  3.79	100	0.000	255 256	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
216 0.000 10.00	100	0.000	257 256	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
217 0.000 10.00	100	0.000	256 258	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
218 0.429  3.79	100	0.000	259 260	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50				
0.00													
219 0.000 10.00	100	0.000	261 260	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													

220 0.000 10.00	100	0.000	260 262	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
221 0.429  3.79	100	0.000	263 264	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
222 0.000 10.00	100	0.000	263 265	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
223 0.000 10.00	100	0.000	266 264	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
224 0.000 10.00	100	0.000	264 267	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
225 0.429  3.79	100	0.000	268 269	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
226 0.000 10.00	100	0.000	270 268	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
227 0.000 10.00	100	0.000	271 269	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
228 0.000 10.00	100	0.000	269 257	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
229 0.429  3.79	100	0.000	262 266	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
230 0.429  3.79	100	0.000	265 270	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
231 0.429  3.79	100	0.000	267 271	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
232 0.429  3.79	100	0.000	272 273	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
233 0.000 10.00	100	0.000	272 274	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
234 0.000 10.00	100	0.000	275 273	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
235 0.000 10.00	100	0.000	273 276	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
236 0.429  3.79	100	0.000	277 278	inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
237 0.000 10.00	100	0.000	279 277	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
238 0.000 10.00	100	0.000	277 280	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
239 0.000 10.00	100	0.000	281 278	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
240 0.000 10.00	100	0.000	278 282	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
241 0.429  3.79	100	0.000	274 279	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
242 0.429  3.79	100	0.000	276 281	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
244 0.429  3.79	100	0.000	282 283	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
245 0.429  3.79	100	0.000	285 286	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
246 0.000 10.00	100	0.000	287 286	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
247 0.000 10.00	100	0.000	286 288	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
248 0.429  3.79	100	0.000	289 290	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
249 0.000 10.00	100	0.000	291 289	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
250 0.000 10.00	100	0.000	292 290	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
251 0.000 10.00	100	0.000	290 293	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
253 0.429  3.79	100	0.000	295 292	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
254 0.429  3.79	100	0.000	296 297	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
255 0.000 10.00	100	0.000	298 297	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
256 0.000 10.00	100	0.000	297 299	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
257 0.429  3.79	100	0.000	258 298	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
258 0.180  1.50	100	0.000	300 301	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
259 0.000 10.00	100	0.000	302 301	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
260 0.000 10.00	100	0.000	301  72	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
261 0.180  1.50	100	0.000	303 304	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	1.00	0.50
0.00									
262 0.000 10.00	100	0.000	73 304	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
263 0.000 10.00	100	0.000	304  77	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
264 0.000  0.00	100	0.000	305 306	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00

0.00													
265 0.000  0.00	100	0.000	306 307	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
266 0.000  0.00	100	0.000	308 309	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
267 0.000  0.00	100	0.000	310 308	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
268 0.000  0.00	100	0.000	311 312	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
269 0.000  0.00	100	0.000	313 311	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
270 0.000  0.00	100	0.000	314 315	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
271 0.000  0.00	100	0.000	316 314	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
272 0.000  0.00	100	0.000	317 318	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
273 0.000  0.00	100	0.000	319 317	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
274 0.000  0.00	100	0.000	320 321	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
275 0.000  0.00	100	0.000	322 320	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
276 0.000  0.00	100	0.000	323 324	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
277 0.000  0.00	100	0.000	325 323	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
278 0.000  0.00	100	0.000	326 327	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
279 0.000  0.00	100	0.000	328 326	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
280 0.000  0.00	100	0.000	329 330	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
281 0.000  0.00	100	0.000	331 329	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
282 0.000  0.00	100	0.000	332 333	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
283 0.000  0.00	100	0.000	334 332	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
284 0.000  0.00	100	0.000	335 336	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
285 0.000  0.00	100	0.000	337 335	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
286 0.000  0.00	100	0.000	338 339	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
287 0.000  0.00	100	0.000	340 338	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
288 0.000  0.00	100	0.000	341 342	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
289 0.000  0.00	100	0.000	343 341	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
290 0.000  0.00	100	0.000	306 344	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
291 0.000  0.00	100	0.000	306 308	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
292 0.000  0.00	100	0.000	308 311	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
293 0.000  0.00	100	0.000	311 314	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
294 0.000  0.00	100	0.000	314 317	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
295 0.000  0.00	100	0.000	317 320	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
296 0.000  0.00	100	0.000	320 323	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
297 0.000  0.00	100	0.000	323 345	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
298 0.000  0.00	100	0.000	326 329	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
299 0.000  0.00	100	0.000	329 332	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
300 0.000  0.00	100	0.000	332 335	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
301 0.000  0.00	100	0.000	335 338	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
302 0.000  0.00	100	0.000	338 346	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
303 0.000 10.00	100	0.000	347 348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
304 0.000  0.00	100	0.000	349 350	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
305 0.000  0.00	100	0.000	349 351	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
306 0.000  0.00	100	0.000	346 341	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													

307 0.000  0.00	100	0.000  354 355  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
308 0.000  0.00	100	0.000  356 345  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
309 0.000  0.00	100	0.000  345 357  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
310 0.000  0.00	100	0.000  345 326  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
311 0.000  0.00	100	0.000  358 344  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
312 0.000  0.00	100	0.000  344 359  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
313 0.000  0.00	100	0.000  344 349  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
314 0.180  1.50	100	0.000  360 361  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
315 0.180  1.50	100	0.000  361 362  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
316 0.180  1.50	100	0.000  362 363  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
317 0.180  1.50	100	0.000  363 364  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
318 0.180  1.50	100	0.000  364 365  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
319 0.180  1.50	100	0.000  365 366  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
320 0.180  1.50	100	0.000  366 367  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
321 0.180  1.50	100	0.000  367 368  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
322 0.180  1.50	100	0.000  368 369  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
323 0.180  1.50	100	0.000  369 370  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
324 0.180  1.50	100	0.000  370 371  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
325 0.180  1.50	100	0.000  371 372  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
326 0.180  1.50	100	0.000  372 373  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
327 0.180  1.50	100	0.000  373 374  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
328 0.180  1.50	100	0.000  374 375  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
329 0.180  1.50	100	0.000  375 307  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
330 0.180  1.50	100	0.000  376 377  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
331 0.180  1.50	100	0.000  377 378  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
332 0.180  1.50	100	0.000  378 379  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
333 0.180  1.50	100	0.000  379 380  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
334 0.180  1.50	100	0.000  380 381  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
335 0.180  1.50	100	0.000  381 382  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
336 0.180  1.50	100	0.000  382 383  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
337 0.180  1.50	100	0.000  383 384  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
338 0.180  1.50	100	0.000  384 385  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
339 0.180  1.50	100	0.000  385 386  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
340 0.180  1.50	100	0.000  386 387  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
341 0.180  1.50	100	0.000  387 388  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
342 0.180  1.50	100	0.000  388 389  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
343 0.180  1.50	100	0.000  389 390  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
344 0.180  1.50	100	0.000  390 391  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
345 0.180  1.50	100	0.000  391 309  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
346 0.180  1.50	100	0.000  392 393  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
347 0.180  1.50	100	0.000  393 394  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
348 0.180  1.50	100	0.000  394 395  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00							
349 0.180  1.50	100	0.000  395 396  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

392 0.180  1.50	100	0.000	438 439  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
393 0.180  1.50	100	0.000	439 440  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
394 0.180  1.50	100	0.000	440 441  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
395 0.180  1.50	100	0.000	441 442  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
396 0.180  1.50	100	0.000	442 443  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
397 0.180  1.50	100	0.000	443 444  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
398 0.180  1.50	100	0.000	444 445  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
399 0.180  1.50	100	0.000	445 446  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
400 0.180  1.50	100	0.000	446 447  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
401 0.180  1.50	100	0.000	447 448  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
402 0.180  1.50	100	0.000	448 321  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
403 0.180  1.50	100	0.000	449 450  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
404 0.180  1.50	100	0.000	450 451  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
405 0.180  1.50	100	0.000	451 452  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
406 0.180  1.50	100	0.000	452 453  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
407 0.180  1.50	100	0.000	453 454  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
408 0.180  1.50	100	0.000	454 455  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
409 0.180  1.50	100	0.000	455 456  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
410 0.180  1.50	100	0.000	456 457  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
411 0.180  1.50	100	0.000	457 458  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
412 0.180  1.50	100	0.000	458 459  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
413 0.180  1.50	100	0.000	459 460  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
414 0.180  1.50	100	0.000	460 461  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
415 0.180  1.50	100	0.000	461 324  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
416 0.180  1.50	100	0.000	462 463  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
417 0.180  1.50	100	0.000	463 464  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
418 0.180  1.50	100	0.000	464 465  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
419 0.180  1.50	100	0.000	465 466  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
420 0.180  1.50	100	0.000	466 467  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
421 0.180  1.50	100	0.000	467 468  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
422 0.180  1.50	100	0.000	468 469  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
423 0.180  1.50	100	0.000	469 470  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
424 0.180  1.50	100	0.000	470 471  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
425 0.180  1.50	100	0.000	471 472  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
426 0.180  1.50	100	0.000	472 328  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
427 0.180  1.50	100	0.000	473 474  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
428 0.180  1.50	100	0.000	474 475  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
429 0.180  1.50	100	0.000	475 476  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
430 0.180  1.50	100	0.000	476 477  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
431 0.180  1.50	100	0.000	477 478  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
432 0.180  1.50	100	0.000	478 479  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
433 0.180  1.50	100	0.000	479 480  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
434 0.180  1.50	100	0.000	480 481  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it



477 0.180  1.50	100	0.000	523 524  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
478 0.180  1.50	100	0.000	524 525  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
479 0.180  1.50	100	0.000	525 526  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
480 0.180  1.50	100	0.000	526 527  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
481 0.180  1.50	100	0.000	527 528  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
482 0.180  1.50	100	0.000	528 529  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
483 0.180  1.50	100	0.000	529 530  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
484 0.180  1.50	100	0.000	530 531  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
485 0.180  1.50	100	0.000	531 532  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
486 0.180  1.50	100	0.000	532 533  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
487 0.180  1.50	100	0.000	533 534  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
488 0.180  1.50	100	0.000	534 305  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
489 0.180  1.50	100	0.000	535 536  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
490 0.180  1.50	100	0.000	536 537  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
491 0.180  1.50	100	0.000	537 538  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
492 0.180  1.50	100	0.000	538 539  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
493 0.180  1.50	100	0.000	539 540  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
494 0.180  1.50	100	0.000	540 541  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
495 0.180  1.50	100	0.000	541 542  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
496 0.180  1.50	100	0.000	542 543  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
497 0.180  1.50	100	0.000	543 544  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
498 0.180  1.50	100	0.000	544 545  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
499 0.180  1.50	100	0.000	545 546  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
500 0.180  1.50	100	0.000	546 547  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
501 0.180  1.50	100	0.000	547 548  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
502 0.180  1.50	100	0.000	548 549  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
503 0.180  1.50	100	0.000	549 550  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
504 0.180  1.50	100	0.000	550 310  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
505 0.180  1.50	100	0.000	551 552  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
506 0.180  1.50	100	0.000	552 553  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
507 0.180  1.50	100	0.000	553 554  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
508 0.180  1.50	100	0.000	554 555  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
509 0.180  1.50	100	0.000	555 556  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
510 0.180  1.50	100	0.000	556 557  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
511 0.180  1.50	100	0.000	557 558  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
512 0.180  1.50	100	0.000	558 559  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
513 0.180  1.50	100	0.000	559 560  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
514 0.180  1.50	100	0.000	560 561  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
515 0.180  1.50	100	0.000	561 562  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
516 0.180  1.50	100	0.000	562 563  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
517 0.180  1.50	100	0.000	563 564  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
518 0.180  1.50	100	0.000	564 565  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
519 0.180  1.50	100	0.000	565 566  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

562 0.180  1.50	100	0.000	609 610  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
563 0.180  1.50	100	0.000	610 611  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
564 0.180  1.50	100	0.000	611 612  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
565 0.180  1.50	100	0.000	612 613  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
566 0.180  1.50	100	0.000	613 614  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
567 0.180  1.50	100	0.000	614 615  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
568 0.180  1.50	100	0.000	615 616  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
569 0.180  1.50	100	0.000	616 617  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
570 0.180  1.50	100	0.000	617 618  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
571 0.180  1.50	100	0.000	618 619  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
572 0.180  1.50	100	0.000	619 327  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
573 0.180  1.50	100	0.000	620 621  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
574 0.180  1.50	100	0.000	621 622  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
575 0.180  1.50	100	0.000	622 623  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
576 0.180  1.50	100	0.000	623 624  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
577 0.180  1.50	100	0.000	624 625  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
578 0.180  1.50	100	0.000	625 626  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
579 0.180  1.50	100	0.000	626 627  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
580 0.180  1.50	100	0.000	627 628  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
581 0.180  1.50	100	0.000	628 629  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
582 0.180  1.50	100	0.000	629 630  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
583 0.180  1.50	100	0.000	630 631  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
584 0.180  1.50	100	0.000	631 330  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
585 0.180  1.50	100	0.000	632 633  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
586 0.180  1.50	100	0.000	633 634  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
587 0.180  1.50	100	0.000	634 635  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
588 0.180  1.50	100	0.000	635 636  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
589 0.180  1.50	100	0.000	636 637  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
590 0.180  1.50	100	0.000	637 638  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
591 0.180  1.50	100	0.000	638 639  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
592 0.180  1.50	100	0.000	639 640  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
593 0.180  1.50	100	0.000	640 641  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
594 0.180  1.50	100	0.000	641 642  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
595 0.180  1.50	100	0.000	642 643  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
596 0.180  1.50	100	0.000	643 644  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
597 0.180  1.50	100	0.000	644 325  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
598 0.180  1.50	100	0.000	645 646  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
599 0.180  1.50	100	0.000	646 647  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
600 0.180  1.50	100	0.000	647 648  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
601 0.180  1.50	100	0.000	648 649  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
602 0.180  1.50	100	0.000	649 650  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
603 0.180  1.50	100	0.000	650 651  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
604 0.180  1.50	100	0.000	651 652  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

647 0.180  1.50	100	0.000	699 700  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
648 0.180  1.50	100	0.000	700 701  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
649 0.180  1.50	100	0.000	701 702  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
650 0.180  1.50	100	0.000	702 703  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
651 0.180  1.50	100	0.000	703 704  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
652 0.180  1.50	100	0.000	704 705  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
653 0.180  1.50	100	0.000	705 706  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
654 0.180  1.50	100	0.000	706 707  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
655 0.180  1.50	100	0.000	707 350  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
656 0.180  1.50	100	0.000	708 709  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
657 0.180  1.50	100	0.000	709 710  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
658 0.180  1.50	100	0.000	710 711  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
659 0.180  1.50	100	0.000	711 712  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
660 0.180  1.50	100	0.000	712 713  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
661 0.180  1.50	100	0.000	713 714  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
662 0.180  1.50	100	0.000	714 715  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
663 0.180  1.50	100	0.000	715 716  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
664 0.180  1.50	100	0.000	716 717  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
665 0.180  1.50	100	0.000	717 718  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
666 0.180  1.50	100	0.000	718 719  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
667 0.180  1.50	100	0.000	719 720  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
668 0.180  1.50	100	0.000	720 721  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
669 0.180  1.50	100	0.000	722 723  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
670 0.180  1.50	100	0.000	723 724  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
671 0.180  1.50	100	0.000	724 725  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
672 0.180  1.50	100	0.000	725 726  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
673 0.180  1.50	100	0.000	726 727  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
674 0.180  1.50	100	0.000	727 728  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
675 0.180  1.50	100	0.000	728 729  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
676 0.180  1.50	100	0.000	729 730  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
677 0.180  1.50	100	0.000	730 731  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
678 0.180  1.50	100	0.000	731 732  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
679 0.180  1.50	100	0.000	732 733  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
680 0.180  1.50	100	0.000	733 734  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
681 0.180  1.50	100	0.000	734 735  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
682 0.180  1.50	100	0.000	735 736  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
683 0.180  1.50	100	0.000	736 737  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
684 0.180  1.50	100	0.000	737 738  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
685 0.180  1.50	100	0.000	738 739  inc	100000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
686 0.180  1.50	100	0.000	740 741  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
687 0.180  1.50	100	0.000	741 742  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
688 0.180  1.50	100	0.000	742 743  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00								
689 0.180  1.50	100	0.000	743 744  inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

732 0.000 10.00	100	0.000	315 778	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
733 0.000 10.00	100	0.000	315 249	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
734 0.000 10.00	100	0.000	318 779	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
735 0.000 10.00	100	0.000	321 244	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
736 0.000 10.00	100	0.000	324 237	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
737 0.000 10.00	100	0.000	324 780	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
738 0.000 10.00	100	0.000	328 781	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
739 0.000 10.00	100	0.000	328 194	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
740 0.000 10.00	100	0.000	331 782	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
741 0.000 10.00	100	0.000	331 197	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
742 0.000 10.00	100	0.000	333 228	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
743 0.000 10.00	100	0.000	333 783	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
744 0.000 10.00	100	0.000	336 225	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
745 0.000 10.00	100	0.000	336 784	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
746 0.000 10.00	100	0.000	339 218	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
747 0.000 10.00	100	0.000	339 785	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
748 0.000 10.00	100	0.000	342 215	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
749 0.000 10.00	100	0.000	342 786	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
750 0.000 10.00	100	0.000	305 787	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
751 0.000 10.00	100	0.000	310 788	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
752 0.000 10.00	100	0.000	313 182	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
753 0.000 10.00	100	0.000	313 789	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
754 0.000 10.00	100	0.000	316 185	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
755 0.000 10.00	100	0.000	316 790	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
756 0.000 10.00	100	0.000	319 791	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
757 0.000 10.00	100	0.000	319 179	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
758 0.000 10.00	100	0.000	608 322	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
759 0.000 10.00	100	0.000	608 792	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
760 0.000 10.00	100	0.000	327 234	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
761 0.000 10.00	100	0.000	327 793	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
762 0.000 10.00	100	0.000	330 231	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
763 0.000 10.00	100	0.000	330 794	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
764 0.000 10.00	100	0.000	325 795	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
765 0.000 10.00	100	0.000	325 176	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
766 0.000 10.00	100	0.000	334 796	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
767 0.000 10.00	100	0.000	334 200	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
768 0.000 10.00	100	0.000	337 797	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
769 0.000 10.00	100	0.000	337 203	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
770 0.000 10.00	100	0.000	340 798	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
771 0.000 10.00	100	0.000	340 206	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
772 0.000 10.00	100	0.000	343 162	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
773 0.000 10.00	100	0.000	343 799	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
774 0.000 10.00	100	0.000	682 129	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00

0.00													
775 0.000 10.00	100	0.000	682 800	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
776 0.000 10.00	100	0.000	694 128	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
777 0.000 10.00	100	0.000	694 801	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
778 0.000 10.00	100	0.000	696 802	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
779 0.000 10.00	100	0.000	696 153	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
780 0.000 10.00	100	0.000	350 147	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
781 0.000 10.00	100	0.000	350 803	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
782 0.000 10.00	100	0.000	721 804	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
783 0.000 10.00	100	0.000	721 139	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
784 0.000 10.00	100	0.000	739 805	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
785 0.000 10.00	100	0.000	739 165	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
786 0.000 10.00	100	0.000	757 170	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
787 0.000 10.00	100	0.000	772 143	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
788 0.000 10.00	100	0.000	12 806	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
789 0.000 10.00	100	0.000	806  4	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
790 0.000 10.00	100	0.000	126 806	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
791 0.000 10.00	100	0.000	13 807	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
792 0.000 10.00	100	0.000	134 807	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
793 0.000 10.00	100	0.000	137  53	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
794 0.000 10.00	100	0.000	137  58	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
795 0.000 10.00	100	0.000	140  45	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
796 0.000 10.00	100	0.000	140  49	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
797 0.000 10.00	100	0.000	22 808	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
798 0.000 10.00	100	0.000	808  19	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
799 0.000 10.00	100	0.000	144 808	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
800 0.000 10.00	100	0.000	15 809	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
801 0.000 10.00	100	0.000	809  17	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
802 0.000 10.00	100	0.000	149 809	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
803 0.000 10.00	100	0.000	154  23	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
804 0.000 10.00	100	0.000	154  27	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
805 0.000 10.00	100	0.000	163  59	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
806 0.000 10.00	100	0.000	163  64	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
807 0.000 10.00	100	0.000	166  65	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
808 0.000 10.00	100	0.000	166  69	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
809 0.000 10.00	100	0.000	168  33	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
810 0.000 10.00	100	0.000	168  38	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
811 0.000 10.00	100	0.000	171  39	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
812 0.000 10.00	100	0.000	171  44	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00				
0.00													
813 0.000 10.00	100	0.000	7 677	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
814 0.000 10.00	100	0.000	677  10	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
815 0.000 10.00	100	0.000	4 679	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													
816 0.000 10.00	100	0.000	679  2	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00				
0.00													



817 0.000 10.00	100	0.000	683 810	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
818 0.000 10.00	100	0.000	807 810	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
819 0.000 10.00	100	0.000	810  12	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
820 0.000 10.00	100	0.000	695 811	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
821 0.000 10.00	100	0.000	10 811	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
822 0.000 10.00	100	0.000	811  15	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
823 0.000 10.00	100	0.000	697 812	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
824 0.000 10.00	100	0.000	19 812	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
825 0.000 10.00	100	0.000	812  23	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
826 0.000 10.00	100	0.000	708 813	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
827 0.000 10.00	100	0.000	58 813	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
828 0.000 10.00	100	0.000	813  55	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
829 0.000 10.00	100	0.000	722 814	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
830 0.000 10.00	100	0.000	61 814	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
831 0.000 10.00	100	0.000	814  65	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
832 0.000 10.00	100	0.000	740 815	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
833 0.000 10.00	100	0.000	38 815	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
834 0.000 10.00	100	0.000	815  35	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
835 0.000 10.00	100	0.000	758 816	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
836 0.000 10.00	100	0.000	41 816	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
837 0.000 10.00	100	0.000	816  45	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
838 0.000 10.00	100	0.000	76 125	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
839 0.000 10.00	100	0.000	76 347	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
840 0.000 10.00	100	0.000	81 158	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
841 0.000 10.00	100	0.000	81 348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
842 0.000 10.00	100	0.000	124 817	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
843 0.000 10.00	100	0.000	817 123	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
844 0.000 10.00	100	0.000	818 817	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
845 0.000 10.00	100	0.000	125 347	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
846 0.000 10.00	100	0.000	158 348	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
847 0.000 10.00	100	0.000	169 819	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
848 0.000 10.00	100	0.000	819 351	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
849 0.000  0.00	100	0.000	352 820	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
850 0.000  0.00	100	0.000	820 353	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
851 0.000 10.00	100	0.000	821 820	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
852 0.000 10.00	100	0.000	275 287	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00										
853 0.000 10.00	100	0.000	167 819	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00	
0.00										
854 0.180  1.50	100	0.000	209 354	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	
1.50										
855 0.180  1.50	100	0.000	354 212	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	
1.50										
856 0.180  1.50	100	0.000	190 356	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	
1.50										
857 0.180  1.50	100	0.000	356 193	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	
1.50										
858 0.180  1.50	100	0.000	238 357	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	
1.50										
859 0.180  1.50	100	0.000	357 241	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

902 0.000 10.00	100	0.000	233 794	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
903 0.000 10.00	100	0.000	794 231	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
904 0.000 10.00	100	0.000	174 795	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
905 0.000 10.00	100	0.000	795 176	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
906 0.000 10.00	100	0.000	199 796	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
907 0.000 10.00	100	0.000	796 200	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
908 0.000 10.00	100	0.000	202 797	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
909 0.000 10.00	100	0.000	797 203	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
910 0.000 10.00	100	0.000	205 798	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
911 0.000 10.00	100	0.000	798 206	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
912 0.000 10.00	100	0.000	211 799	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
913 0.000 10.00	100	0.000	799 162	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
914 0.000 10.00	100	0.000	129 800	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
915 0.000 10.00	100	0.000	800 775	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
916 0.000  0.00	100	0.000	128 801	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
917 0.000  0.00	100	0.000	801 349	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
918 0.000 10.00	100	0.000	822 801	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
919 0.000 10.00	100	0.000	150 802	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
920 0.000 10.00	100	0.000	802 153	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
921 0.000 10.00	100	0.000	155 803	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
922 0.000 10.00	100	0.000	803 147	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
923 0.000 10.00	100	0.000	138 804	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
924 0.000 10.00	100	0.000	804 139	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
925 0.000 10.00	100	0.000	164 805	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
926 0.000 10.00	100	0.000	805 165	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
927 0.000 10.00	100	0.000	116 818	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00									
928 0.180  1.50	100	0.000	219 821	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
929 0.180  1.50	100	0.000	821 222	inc	000000 1.000000 1.000000	50.00	1.05	2.00	0.50
1.50									
930 0.000 10.00	100	0.000	681  4	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
931 0.000 10.00	100	0.000	130  13	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
932 0.000 10.00	100	0.000	682 680	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
933 0.000 10.00	100	0.000	680 678	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
934 0.000 10.00	100	0.000	678 696	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
935 0.000  0.00	100	0.000	342 343	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
936 0.000  0.00	100	0.000	820 354	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
937 0.000  0.00	100	0.000	339 340	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
938 0.000  0.00	100	0.000	336 337	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
939 0.000  0.00	100	0.000	333 334	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
940 0.000  0.00	100	0.000	330 331	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
941 0.000  0.00	100	0.000	327 328	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
942 0.000  0.00	100	0.000	357 356	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
943 0.000  0.00	100	0.000	324 325	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00									
944 0.000  0.00	100	0.000	321 608	inc	000000 1.000000 1.000000	0.00	0.00	0.00	0.00

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacom  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacom@spadaccinistudio.it

987 0.000 10.00	100	0.000	317 318 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
988 0.000 10.00	100	0.000	314 317 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
989 0.000 10.00	100	0.000	218 293 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
990 0.000 10.00	100	0.000	299 774 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
991 0.000 10.00	100	0.000	261 283 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
992 0.000 10.00	100	0.000	288 295 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
993 0.000 10.00	100	0.000	315 778 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
994 0.000 10.00	100	0.000	315 249 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
995 0.000 10.00	100	0.000	318 779 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
996 0.000 10.00	100	0.000	238 357 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
997 0.000 10.00	100	0.000	357 241 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
998 0.000 10.00	100	0.000	774 252 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
999 0.000 10.00	100	0.000	251 777 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1000 0.000 10.00	100	0.000	777 252 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1001 0.000 10.00	100	0.000	778 249 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1002 0.000 10.00	100	0.000	246 779 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1003 0.000 10.00	100	0.000	243 780 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1004 0.000 10.00	100	0.000	780 237 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1005 0.000 10.00	100	0.000	230 783 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1006 0.000 10.00	100	0.000	783 228 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1007 0.000 10.00	100	0.000	227 784 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1008 0.000 10.00	100	0.000	784 225 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1009 0.000 10.00	100	0.000	224 785 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1010 0.000 10.00	100	0.000	785 218 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1011 0.000 10.00	100	0.000	240 793 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1012 0.000 10.00	100	0.000	793 234 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1013 0.000 10.00	100	0.000	233 794 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							
1014 0.000 10.00	100	0.000	794 231 000010 000110 0.000000 0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00							

N°	%taglio	Dutt.	Per	Verif.	PressoFl.	Taglio	Sf.Norm.	PressoFl.	Iniez.	Inton.	FRP: Largh.	FRCM: Facce
Largh.	residuo	press.	taglio	alfa,1	Compl.	Traz.	Ortog.	armato	nastri (mm)	nastri		
(mm)												
1	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X			0	A,B
0												
2	0	0.00	0.00	X							0	A,B
0												
3	0	0.00	0.00	X							0	A,B
0												
4	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X			0	A,B
0												
5	0	0.00	0.00	X							0	A,B
0												
6	0	0.00	0.00	X							0	A,B
0												
7	60	0.00	0.00	X	X	X	X				0	A,B
0												
8	60	0.00	0.00	X	X	X	X				0	A,B
0												
9	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	0	A,B
300												

300	10	0	3.00	2.00	X		X	X	X	X	X	X	0	A
0	11	0	0.00	0.00	X								0	A,B
300	12	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	A
0	13	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	14	0	0.00	0.00	X								0	A,B
100	15	0	3.00	2.00	X		X	X	X	X	X	X	0	A
0	16	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	17	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	18	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	19	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	20	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	21	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	22	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	23	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	A,B
0	24	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	25	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	26	0	0.00	0.00	X								0	A,B
300	27	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	B
0	28	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	29	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	30	0	0.00	0.00	X								0	A,B
300	31	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	B
0	32	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	33	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	34	0	0.00	0.00	X								0	A,B
300	35	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	B
0	36	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	37	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	38	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	39	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	40	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	41	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	42	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	43	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	44	60	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
300	45	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	B
0	46	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	47	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	48	0	0.00	0.00	X								0	A,B
300	49	0	3.00	2.00	X	X	X	X	X	X	X	X	0	B
0	50	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	51	0	0.00	0.00	X								0	A,B
0	52	0	0.00	0.00	X								0	A,B

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

300	95	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
0	96	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	97	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	98	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	99	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	100	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
0	101	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	102	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	103	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	104	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	105	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	106	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	107	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	108	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	109	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	110	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	111	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	112	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
0	113	60	0.00	0.00	X				X		X				0	A,B	
0	114	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A,B	
0	115	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	116	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A,B	
0	117	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	118	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	119	60	0.00	0.00	X		X		X		X				0	A,B	
300	120	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
0	121	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	122	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
0	123	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	124	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
0	125	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	126	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	127	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
0	128	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	129	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	130	60	0.00	0.00	X				X		X				0	A,B	
300	131	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
0	132	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	133	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
0	134	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0	135	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
300	136	0	3.00	2.00	X		X				X		X		0	A	
0	137	0	0.00	0.00	X										0	A,B	



STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

180	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
300																
181	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
182	0	3.00	2.00	X				X		X		X		0	A	
300																
183	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
184	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
185	0	3.00	2.00	X				X		X		X		0	A	
300																
186	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
187	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
188	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
189	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
190	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
191	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
192	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
193	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
194	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
195	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
196	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
197	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
198	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
199	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
200	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
201	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
202	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
203	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
204	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
205	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
206	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
207	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
208	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
209	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
300																
210	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
211	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
300																
212	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A	
300																
213	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
214	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	B	
300																
215	0	3.00	2.00	X				X		X		X		0	A,B	
0																
216	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
217	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
218	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A,B	
0																
219	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
220	0	0.00	0.00	X										0	A,B	
0																
221	0	3.00	2.00	X		X		X		X		X		0	A,B	
0																
222	0	0.00	0.00	X										0	A,B	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	267	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	268	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	269	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	270	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	271	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	272	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	273	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	274	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	275	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	276	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	277	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	278	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	279	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	280	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	281	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	282	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	283	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	284	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	285	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	286	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	287	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	288	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	289	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	290	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	291	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	292	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	293	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	294	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	295	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	296	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	297	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	298	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	299	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	300	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	301	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	302	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	303	0	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0	304	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	305	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	306	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	307	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	308	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B
0	309	0	0.00	0.00	X		X	X					0	A,B

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	352	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	353	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	354	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	355	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	356	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	357	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	358	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	359	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	360	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	361	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	362	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	363	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	364	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	365	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	366	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	367	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	368	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	369	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	370	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	371	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	372	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	373	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	374	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	375	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	376	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	377	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	378	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	379	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	380	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	381	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	382	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	383	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	384	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	385	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	386	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	387	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	388	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	389	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	390	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	391	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	392	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	393	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	394	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	437	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	438	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	439	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	440	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	441	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	442	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	443	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	444	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	445	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	446	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	447	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	448	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	449	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	450	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	451	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	452	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	453	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	454	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	455	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	456	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	457	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	458	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	459	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	460	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	461	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	462	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	463	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	464	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	465	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	466	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	467	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	468	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	469	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	470	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	471	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	472	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	473	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	474	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	475	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	476	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	477	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	478	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	
0	479	0	0.00	0.00	X		X		X		X							300	A,B	



STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	522	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	523	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	524	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	525	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	526	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	527	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	528	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	529	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	530	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	531	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	532	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	533	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	534	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	535	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	536	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	537	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	538	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	539	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	540	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	541	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	542	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	543	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	544	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	545	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	546	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	547	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	548	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	549	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	550	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	551	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	552	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	553	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	554	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	555	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	556	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	557	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	558	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	559	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	560	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	561	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	562	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	563	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	564	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0  607	0	0.00	0.00	X		X	X					300	A,B
0  608	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  609	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  610	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  611	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  612	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  613	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  614	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  615	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  616	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  617	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  618	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  619	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  620	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  621	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  622	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  623	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  624	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  625	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  626	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  627	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  628	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  629	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  630	0	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0  631	0	0.00	0.00	X	X	X	X					0	A,B
0  632	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  633	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  634	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  635	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  636	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  637	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  638	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  639	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  640	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  641	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  642	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  643	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  644	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  645	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  646	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  647	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  648	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B
0  649	0	0.00	0.00	X	X	X	X					300	A,B

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	692	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	693	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	694	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	695	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	696	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	697	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	698	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	699	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	700	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	701	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	702	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	703	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	704	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	705	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	706	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	707	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	708	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	709	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	710	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	711	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	712	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	713	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	714	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	715	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	716	0	0.00	0.00	X		X		X		X						300	A,B	
0	717	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	718	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	719	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	720	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	721	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	722	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	723	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	724	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	725	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	726	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	727	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	728	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	729	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	730	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	731	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	732	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	733	0	0.00	0.00	X												0	A,B	
0	734	0	0.00	0.00	X												0	A,B	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	777	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	778	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	779	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	780	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	781	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	782	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	783	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	784	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	785	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	786	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	787	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	788	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	789	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	790	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	791	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	792	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	793	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	794	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	795	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	796	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	797	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	798	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	799	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	800	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	801	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	802	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	803	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	804	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	805	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	806	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	807	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	808	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	809	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	810	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	811	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	812	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	813	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	814	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	815	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	816	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	817	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	818	0	0.00	0.00	X									0	A,B	
0	819	0	0.00	0.00	X									0	A,B	



STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	862	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	863	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	864	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	865	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	866	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	867	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	868	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	869	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	870	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	871	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	872	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	873	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	874	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	875	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	876	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	877	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	878	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	879	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	880	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	881	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	882	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	883	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	884	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	885	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	886	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	887	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	888	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	889	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	890	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	891	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	892	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	893	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	894	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	895	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	896	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	897	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	898	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	899	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	900	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	901	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	902	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	903	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	904	0	0.00	0.00	X								0	A,B	

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

0	947	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	948	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	949	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	950	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	951	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	952	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	953	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	954	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	955	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	956	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	957	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	958	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	959	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	960	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	961	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	962	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	963	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	964	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	965	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	966	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	967	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	968	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	969	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	970	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	971	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	972	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	973	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	974	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	975	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	976	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	977	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	978	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	979	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	980	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	981	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	982	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	983	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	984	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	985	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	986	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	987	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	988	0	0.00	0.00	X								0	A,B	
0	989	0	0.00	0.00	X								0	A,B	

.....

.....

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma  
Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

13	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
14	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
15	2	6	89	300	6.77	2	1	100	300	6.77
16	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
17	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
18	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
19	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
20	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
21	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
22	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
23	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
24	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
25	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
26	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
27	2	5	30	300	6.77	2	6	0	300	6.77
28	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
29	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
30	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
31	2	5	30	300	6.77	2	6	0	300	6.77
32	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
33	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
34	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
35	2	3	54	300	6.77	2	3	0	300	6.77
36	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
37	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
38	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
39	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
40	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
41	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
42	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
43	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
44	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
45	2	3	55	300	6.77	2	3	0	300	6.77
46	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
47	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
48	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
49	2	3	30	300	6.77	2	3	0	300	6.77
50	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
51	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
52	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
53	2	3	30	300	6.77	2	4	0	300	6.77
54	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

55	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
56	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
57	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
58	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
59	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
60	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
61	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
62	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
63	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
64	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
65	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
66	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
67	2	1	208	500	6.77	3	1	100	330	6.77
68	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
69	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
70	2	1	7	500	6.77	3	1	100	330	6.77
71	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
72	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
73	2	1	79	500	6.77	3	1	100	330	6.77
74	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
75	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
76	2	1	110	500	6.77	3	1	100	330	6.77
77	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
78	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
79	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
80	2	1	60	500	6.77	3	1	100	330	6.77
81	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
82	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
83	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
84	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
85	2	1	50	500	6.77	3	1	100	330	6.77
86	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
87	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
88	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
89	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
90	2	1	49	500	6.77	3	1	100	330	6.77
91	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
92	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
93	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
94	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
95	2	1	40	500	6.77	3	1	100	330	6.77
96	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
97	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

98	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
99	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
100	2	1	12	500	6.77	3	1	100	330	6.77
101	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
102	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
103	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
104	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
105	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
106	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
107	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
108	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
109	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
110	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
111	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
112	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
113	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
114	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
115	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
116	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
117	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
118	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
119	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
120	2	1	163	500	6.77	3	1	100	330	6.77
121	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
122	2	1	200	500	6.77	3	1	100	313	6.77
123	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
124	2	1	232	500	6.77	3	1	100	313	6.77
125	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
126	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
127	2	1	201	500	6.77	3	1	100	313	6.77
128	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
129	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
130	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
131	2	1	75	500	6.77	3	1	100	313	6.77
132	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
133	2	1	77	500	6.77	3	1	100	313	6.77
134	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
135	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
136	2	1	221	500	6.77	3	1	100	313	6.77
137	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
138	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
139	2	1	79	500	6.77	3	1	100	313	6.77



140	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
141	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
142	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
143	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
144	2	1	215	500	6.77	3	1	100	313	6.77
145	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
146	2	1	176	500	6.77	3	1	100	330	6.77
147	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
148	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
149	2	1	183	500	6.77	3	1	100	330	6.77
150	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
151	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
152	2	1	200	500	6.77	3	1	100	314	6.77
153	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
154	2	1	200	500	6.77	3	1	100	304	6.77
155	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
156	2	1	197	500	6.77	3	1	100	304	6.77
157	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
158	2	1	200	500	6.77	3	1	100	314	6.77
159	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
160	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
161	2	1	146	500	6.77	3	1	100	308	6.77
162	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
163	2	1	68	500	6.77	3	1	100	312	6.77
164	2	1	224	500	6.77	3	1	100	311	6.77
165	2	1	232	500	6.77	3	1	100	311	6.77
166	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
167	2	1	141	500	6.77	3	1	100	313	6.77
168	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
169	2	1	162	500	6.77	3	1	100	313	6.77
170	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
171	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
172	2	1	218	500	6.77	3	1	100	313	6.77
173	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
174	2	1	232	500	6.77	3	1	100	313	6.77
175	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
176	2	1	232	500	6.77	3	1	100	301	6.77
177	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
178	2	1	232	500	6.77	3	1	100	308	6.77
179	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
180	2	1	232	500	6.77	3	1	100	300	6.77
181	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
182	2	1	177	500	6.77	3	1	100	330	6.77

183	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
184	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
185	2	1	128	500	6.77	3	1	100	330	6.77
186	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
187	2	1	175	500	6.77	3	1	100	330	6.77
188	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
189	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
190	2	1	167	500	6.77	3	1	100	330	6.77
191	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
192	2	1	136	500	6.77	3	1	100	330	6.77
193	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
194	2	1	235	500	6.77	3	1	100	300	6.77
195	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
196	2	1	232	500	6.77	3	1	100	308	6.77
197	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
198	2	1	232	500	6.77	3	1	100	301	6.77
199	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
200	2	1	232	500	6.77	3	1	100	313	6.77
201	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
202	2	1	23	500	6.77	3	1	100	313	6.77
203	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
204	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
205	2	1	162	500	6.77	3	1	100	313	6.77
206	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
207	2	1	232	500	6.77	3	1	100	308	6.77
208	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
209	2	1	84	500	6.77	3	1	100	312	6.77
210	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
211	2	1	141	500	6.77	3	1	100	313	6.77
212	2	1	232	500	6.77	3	1	100	311	6.77
213	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
214	2	1	225	500	6.77	3	1	100	311	6.77
215	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
216	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
217	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
218	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
219	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
220	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
221	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
222	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
223	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
224	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

225	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
226	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
227	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
228	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
229	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
230	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
231	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
232	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
233	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
234	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
235	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
236	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
237	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
238	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
239	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
240	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
241	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
242	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
244	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
245	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
246	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
247	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
248	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
249	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
250	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
251	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
253	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
254	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
255	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
256	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
257	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
258	2	1	7	500	6.77	3	1	100	330	6.77
259	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
260	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
261	2	1	89	500	6.77	3	1	100	330	6.77
262	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
263	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
264	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
265	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
266	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
267	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
268	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
269	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

270	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
271	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
272	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
273	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
274	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
275	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
276	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
277	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
278	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
279	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
280	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
281	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
282	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
283	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
284	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
285	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
286	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
287	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
288	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
289	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
290	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
291	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
292	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
293	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
294	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
295	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
296	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
297	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
298	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
299	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
300	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
301	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
302	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
303	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
304	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
305	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
306	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
307	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
308	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
309	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
310	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
311	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

312	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
313	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
314	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
315	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
316	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
317	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
318	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
319	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
320	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
321	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
322	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
323	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
324	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
325	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
326	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
327	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
328	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
329	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
330	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
331	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
332	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
333	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
334	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
335	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
336	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
337	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
338	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
339	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
340	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
341	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
342	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
343	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
344	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
345	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
346	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
347	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
348	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
349	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
350	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
351	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
352	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
353	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
354	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

355	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
356	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
357	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
358	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
359	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
360	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
361	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
362	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
363	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
364	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
365	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
366	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
367	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
368	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
369	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
370	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
371	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
372	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
373	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
374	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
375	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
376	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
377	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
378	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
379	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
380	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
381	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
382	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
383	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
384	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
385	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
386	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
387	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
388	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
389	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
390	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
391	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
392	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
393	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
394	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
395	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
396	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

397	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
398	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
399	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
400	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
401	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
402	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
403	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
404	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
405	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
406	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
407	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
408	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
409	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
410	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
411	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
412	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
413	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
414	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
415	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
416	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
417	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
418	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
419	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
420	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
421	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
422	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
423	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
424	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
425	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
426	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
427	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
428	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
429	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
430	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
431	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
432	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
433	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
434	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
435	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
436	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
437	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
438	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
439	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

440	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
441	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
442	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
443	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
444	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
445	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
446	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
447	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
448	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
449	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
450	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
451	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
452	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
453	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
454	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
455	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
456	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
457	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
458	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
459	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
460	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
461	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
462	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
463	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
464	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
465	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
466	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
467	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
468	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
469	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
470	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
471	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
472	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
473	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
474	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
475	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
476	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
477	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
478	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
479	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
480	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
481	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00



482	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
483	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
484	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
485	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
486	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
487	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
488	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
489	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
490	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
491	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
492	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
493	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
494	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
495	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
496	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
497	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
498	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
499	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
500	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
501	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
502	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
503	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
504	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
505	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
506	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
507	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
508	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
509	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
510	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
511	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
512	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
513	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
514	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
515	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
516	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
517	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
518	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
519	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
520	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
521	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
522	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
523	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
524	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

525	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
526	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
527	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
528	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
529	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
530	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
531	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
532	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
533	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
534	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
535	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
536	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
537	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
538	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
539	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
540	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
541	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
542	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
543	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
544	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
545	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
546	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
547	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
548	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
549	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
550	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
551	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
552	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
553	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
554	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
555	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
556	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
557	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
558	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
559	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
560	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
561	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
562	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
563	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
564	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
565	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
566	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

567	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
568	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
569	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
570	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
571	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
572	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
573	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
574	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
575	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
576	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
577	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
578	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
579	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
580	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
581	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
582	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
583	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
584	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
585	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
586	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
587	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
588	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
589	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
590	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
591	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
592	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
593	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
594	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
595	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
596	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
597	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
598	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
599	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
600	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
601	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
602	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
603	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
604	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
605	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
606	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
607	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
608	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
609	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

	610	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	611	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	612	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	613	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	614	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	615	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	616	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	617	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	618	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	619	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	620	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	621	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	622	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	623	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	624	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	625	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	626	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	627	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	628	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	629	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	630	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
X	631	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
X	632	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	633	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	634	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	635	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	636	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	637	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	638	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	639	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	640	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	641	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	642	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	643	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	644	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	645	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	646	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	647	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	648	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	649	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	650	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
	651	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

652	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
653	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
654	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
655	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
656	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
657	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
658	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
659	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
660	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
661	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
662	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
663	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
664	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
665	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
666	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
667	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
668	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
669	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
670	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
671	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
672	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
673	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
674	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
675	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
676	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
677	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
678	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
679	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
680	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
681	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
682	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
683	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
684	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
685	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
686	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
687	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
688	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
689	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
690	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
691	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
692	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
693	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
694	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

695	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
696	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
697	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
698	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
699	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
700	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
701	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
702	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
703	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
704	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
705	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
706	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
707	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
708	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
709	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
710	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
711	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
712	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
713	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
714	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
715	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
716	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
717	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
718	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
719	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
720	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
721	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
722	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
723	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
724	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
725	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
726	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
727	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
728	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
729	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
730	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
731	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
732	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
733	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
734	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
735	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
736	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

737	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
738	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
739	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
740	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
741	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
742	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
743	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
744	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
745	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
746	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
747	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
748	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
749	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
750	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
751	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
752	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
753	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
754	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
755	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
756	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
757	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
758	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
759	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
760	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
761	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
762	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
763	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
764	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
765	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
766	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
767	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
768	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
769	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
770	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
771	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
772	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
773	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
774	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
775	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
776	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
777	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
778	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
779	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

780	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
781	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
782	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
783	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
784	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
785	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
786	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
787	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
788	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
789	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
790	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
791	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
792	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
793	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
794	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
795	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
796	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
797	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
798	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
799	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
800	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
801	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
802	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
803	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
804	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
805	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
806	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
807	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
808	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
809	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
810	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
811	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
812	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
813	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
814	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
815	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
816	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
817	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
818	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
819	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
820	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
821	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00



822	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
823	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
824	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
825	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
826	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
827	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
828	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
829	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
830	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
831	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
832	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
833	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
834	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
835	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
836	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
837	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
838	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
839	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
840	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
841	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
842	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
843	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
844	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
845	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
846	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
847	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
848	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
849	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
850	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
851	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
852	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
853	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
854	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
855	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
856	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
857	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
858	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
859	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
860	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
861	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
862	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
863	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
864	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

865	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
866	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
867	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
868	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
869	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
870	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
871	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
872	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
873	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
874	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
875	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
876	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
877	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
878	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
879	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
880	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
881	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
882	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
883	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
884	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
885	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
886	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
887	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
888	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
889	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
890	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
891	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
892	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
893	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
894	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
895	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
896	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
897	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
898	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
899	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
900	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
901	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
902	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
903	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
904	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
905	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
906	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

907	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
908	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
909	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
910	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
911	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
912	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
913	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
914	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
915	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
916	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
917	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
918	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
919	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
920	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
921	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
922	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
923	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
924	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
925	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
926	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
927	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
928	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
929	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
930	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
931	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
932	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
933	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
934	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
935	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
936	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
937	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
938	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
939	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
940	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
941	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
942	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
943	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
944	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
945	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
946	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
947	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
948	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
949	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

950	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
951	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
952	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
953	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
954	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
955	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
956	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
957	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
958	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
959	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
960	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
961	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
962	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
963	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
964	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
965	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
966	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
967	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
968	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
969	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
970	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
971	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
972	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
973	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
974	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
975	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
976	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
977	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
978	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
979	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
980	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
981	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
982	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
983	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
984	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
985	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
986	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
987	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
988	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
989	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
990	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
991	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

992	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
993	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
994	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
995	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
996	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
997	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
998	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
999	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1000	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1001	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1002	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1003	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1004	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1005	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1006	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1007	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1008	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1009	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1010	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1011	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1012	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1013	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00
1014	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.00

### Descrizione dei DATI SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

**N°:** numero progressivo del solaio

**Tipologia:** solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

**Rigido:** X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeforabilità della maglia nel piano orizzontale

**G1, G2, Q:** carichi di superficie, in kN/m<sup>2</sup>, di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

**Sup.:** superficie del solaio in m<sup>2</sup>. Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

**Direz. princ.:** direzione principale (angolo di orditura del solaio)

**Distr. trasv.:** distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

**H volta:** altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

**Pend.:** pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

**G1 tot., G2 tot., Q tot.:** carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

### 8. Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	Rigido	G1	G2	Q	Superf.	Direz.	Distr.	Pend.	G1 tot.	G2 tot.	Q tot.
				(kN/m^2)	=	=	(m^2)	princ.(°)	trasv.(%)	(%)	(kN)	=	=
1	Solaio piano	1	X	3.00	0.00	5.00	65.98	0	0	0	197.95	0.00	
2	Falda	2	X	3.85	0.00	4.84	47.22	90	50	18	181.78	0.00	
3	Falda	2		3.46	0.00	4.84	16.67	0	30	20	57.67	0.00	
4	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.14	90	0	-38	12.84	0.00	
5	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.95	90	0	-38	12.51	0.00	
6	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.76	90	0	-38	12.17	0.00	
7	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.57	90	0	-38	11.83	0.00	
8	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.27	90	0	-38	13.09	0.00	
9	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.01	90	0	-38	10.81	0.00	
10	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.02	90	0	-38	10.84	0.00	
11	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.23	90	0	-38	11.21	0.00	
12	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.42	90	0	-38	11.56	0.00	
13	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.62	90	0	-38	11.91	0.00	
14	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.82	90	0	-38	12.27	0.00	
15	Falda	2		1.80	0.00	4.10	16.97	90	0	-38	30.54	0.00	
16	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.31	90	0	-38	13.15	0.00	
17	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.27	90	0	-38	13.09	0.00	
18	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.07	90	0	-38	12.73	0.00	
19	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.87	90	0	-38	12.37	0.00	
20	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.67	90	0	-38	12.00	0.00	
21	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.36	90	0	-38	13.25	0.00	
22	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.06	90	0	-38	10.90	0.00	
23	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.07	90	0	-38	10.92	0.00	
24	Falda	2		1.80	0.00	4.10	5.70	90	0	-38	10.26	0.00	
25	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.45	90	0	-38	11.60	0.00	
26	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.64	90	0	-38	11.95	0.00	
27	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.83	90	0	-38	12.30	0.00	
28	Falda	2		1.80	0.00	4.10	17.04	90	0	-38	30.67	0.00	
29	Falda	2		1.80	0.00	4.10	10.54	90	0	-42	18.97	0.00	
30	Falda	2		1.80	0.00	4.10	10.54	90	0	-42	18.96	0.00	
31	Falda	2		1.80	0.00	4.10	14.83	90	0	-42	26.69	0.00	
32	Falda	2		1.80	0.00	4.10	14.48	90	0	-42	26.07	0.00	
33	Falda	2		0.00	0.00	0.00	17.04	90	0	-42	0.00	0.00	
34	Falda	2		0.00	0.00	0.00	16.97	90	0	-42	0.00	0.00	
35	Falda	2		1.80	0.00	4.10	7.85	90	0	-38	14.13	0.00	
36	Falda	2		1.80	0.00	4.10	8.31	90	0	-38	14.96	0.00	
37	Falda	2		1.80	0.00	4.10	6.53	90	0	-38	11.75	0.00	
38	Falda	2		1.80	0.00	4.10	5.94	90	0	-38	10.69	0.00	

39	FaIda	2	1.80	0.00	4.10	5.33	90	0	-38	9.59	0.00
21.85											
-----											
-----											

## Descrizione dei DATI CARICHI

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

### PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

**Tipologia:** indica la tipologia dell'azione.

**Tipo di Azione:** specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.1 (§2.5.3).

**Livelli di intensità dell'azione variabile: (psi),0** (valore raro), **(psi),1** (valore frequente), **(psi),2** (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione  $\psi$  (§2.5.3, Tab.2.5.1) sono suddivisi in  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli  $\psi_2$  (§2.5.5), §2.5.3; pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti  $\psi_0$  (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) (§2.6.1, Tab.2.6.1).

Per i carichi permanenti  $G_k$ , ed i carichi di precompressione  $P_k$ , i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  vengono tutti posti pari a 1.0.

### Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a:  $m_X$ ,  $m_Y$ ,  $m_Z$ ,  $I_X$ ,  $I_Y$ ,  $I_Z$ , dove (con riferimento agli assi globali XYZ):

$m_X$ ,  $m_Y$ ,  $m_Z$  sono le masse traslazionali;  $I_X$ ,  $I_Y$ ,  $I_Z$  sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali ( $m_X$  e  $m_Y$ ) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale ( $I_Z$ ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;

- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico  $\psi_2$ ), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{,1} + G_{,2} + \sum (\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

### NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)

- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ,  $\phi_X \phi_Y \phi_Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.

- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, I<sub>X</sub> I<sub>Y</sub> I<sub>Z</sub> (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

**Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente.** I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

### ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai

- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile

- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile

- **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.rif., P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub>, P<sub>z</sub>, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>, DPi, Generato da Solai

[P,M = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]

- **Carico Termico (nel piano locale xz):** n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

**Componenti X,Y,Z** = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali: le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

## COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

**Tipo di Combinazione Statica (§2.5.3):** specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

- 1) Generica
- 2) Fondamentale (SLU) (2.5.1), §2.5.3
- 3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2), §2.5.3
- 4) Frequente (SLE) (2.5.3), §2.5.3
- 5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4), §2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

**Coefficiente  $\gamma$  (gamma), (moltiplicatore):**

**Variabile, dominante:** se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è influente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

**$\psi$  (psi)** = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a:  $\psi_0$  per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante:  $\psi=1.0$ );  $\psi_1$  per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente;  $\psi_2$  per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

**Moltiplicatore di calcolo.**

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

**(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici** (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:

la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti  $\gamma$  sono trattati come moltiplicatori generici (il molt. di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al  $\gamma$  (molt.) della CCE);

**(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU**, secondo (2.5.1), §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente  $\gamma$  coincide con il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$  (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\gamma \cdot \psi_0$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi_0$  è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

**(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE**, secondo §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3, 4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , specifici per combinazioni SLU (in pratica:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$ );
- i coefficienti  $\psi$  di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\psi$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi$  è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico), e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

### COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile dominante, mentre  $Q_{k,2}$ ,  $Q_{k,3}$ , ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{k,j}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.

### COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E.

## 9. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

### Condizione di Carico Elementare n°1



## PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00

- (psi),1 (valore frequente) = 1.00

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
3			-16.14			
5			-3.26			
5			-0.56			
8			-16.14			
9			-3.26			
9			-0.56			
16			-13.21			
17			-0.53			
17			-1.80			
20			-13.21			
21			-12.04			
22			-0.53			
22			-1.80			
23			-0.48			
23			-1.64			
26			-12.04			
27			-0.48			
27			-1.64			
31			-9.01			
33			-4.20			
33			-8.26			
36			-9.01			
37			-8.32			
38			-8.26			
38			-4.20			
39			-7.62			
39			-3.88			
42			-8.32			
43			-8.32			
44			-3.88			
44			-7.62			
45			-3.88			
45			-7.62			
48			-8.32			
49			-3.88			
49			-7.62			
52			-8.32			
53			-3.87			
53			-7.62			
56			-8.32			
57			-8.32			
58			-3.87			
58			-7.62			
59			-7.62			
59			-3.87			
62			-8.32			
63			-9.01			
64			-3.87			
64			-7.62			
65			-4.19			
65			-8.26			
68			-9.01			
69			-4.19			
69			-8.26			
84			-1.36			
86			-0.82			
86			-1.41			
89			-1.36			
90			-1.40			
91			-1.41			
91			-0.82			
92			-1.45			
92			-0.84			
95			-1.40			
96			-1.40			
97			-1.45			
97			-0.84			
98			-1.45			
98			-0.84			
101			-1.40			
102			-1.40			

103			-1.45			
103			-0.84			
104			-1.44			
104			-0.84			
107			-1.40			
108			-1.40			
109			-0.84			
109			-1.44			
110			-0.84			
110			-1.44			
113			-1.40			
114			-1.44			
114			-0.84			
120			-0.94			
120			-2.31			
121			-0.94			
121			-2.31			
133			-6.05			
133			-2.73			
136			-6.05			
136			-2.73			
146			-3.18			
148			-2.94			
148			-4.16			
151			-3.18			
152			-4.16			
152			-2.94			
190			-1.49			
190			-3.54			
193			-1.70			
193			-3.55			
209			-1.72			
209			-1.02			
212			-1.91			
212			-1.12			
219			-2.19			
219			-1.30			
222			-1.37			
222			-0.84			
238			-0.16			
238			-1.73			
238			-3.96			
238			-1.48			
241			-4.19			
241			-0.17			
241			-1.98			
241			-1.56			
258			-1.43			
258			-1.85			
258			-0.01			
262			-5.55			
262			-0.72			
262			-14.64			
265			-2.59			
266			-0.72			
266			-14.64			
266			-5.55			
267			-1.96			
267			-0.99			
267			-0.13			
270			-2.59			
271			-1.96			
271			-0.13			
271			-0.99			
274			-4.14			
276			-0.17			
276			-1.32			
276			-2.90			
279			-4.14			
280			-4.09			
281			-0.17			
281			-2.90			
281			-1.32			
282			-1.30			
282			-1.99			
282			-0.17			
283			-1.99			
283			-1.30			
283			-0.17			
291			-3.30			
292			-1.74			
292						
292			-8.32			
295						
295			-1.74			

295			-8.32			
298			-1.85			
298			-0.01			
298			-1.43			
354			-1.91			
354			-1.72			
354			-1.12			
354			-1.02			
356			-1.49			
356			-1.70			
356			-3.55			
356			-3.54			
357			-0.17			
357			-0.16			
357			-1.73			
357			-1.98			
357			-1.48			
357			-3.96			
357			-4.19			
357			-1.56			
821			-2.19			
821			-1.30			
821			-0.84			
821			-1.37			

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1			-71.06
3			-6.52
4			-71.03
6			-6.52
9			-51.67
10			-5.30
12			-21.22
15			-3.03
17			-0.96
18			-0.96
23			-1.61
25			-6.46
26			-6.46
27			-14.55
30			-6.46
31			-14.55
34			-6.46
35			-15.10
37			-6.46
38			-6.46
45			-15.12
47			-6.45
48			-6.45
49			-14.55
52			-6.45
53			-14.55
56			-6.45
57			-1.61
59			-6.45
60			-6.45
67			-10.41
70			-2.28
73			-6.85
74			-3.70
75			-3.70
76			-2.86
78			-2.10
79			-2.10
80			-1.18
83			-2.10
84			-2.10
85			-1.12
88			-2.10
89			-2.10
90			-1.12
93			-2.10
94			-2.10
95			-1.07
98			-2.10
99			-2.10
100			-2.31
102			-2.10
103			-2.10
114			-10.55

115			-3.70
116			-6.64
117			-2.10
118			-2.10
120			-17.33
121			-2.38
122			-11.20
123			-6.03
124			-0.93
125			-4.74
126			-4.74
127			-0.71
128			-4.74
129			-4.74
131			-10.32
132			-0.67
133			-10.34
134			-0.66
135			-0.66
136			-6.10
138			-6.03
139			-1.60
141			-5.89
144			-6.06
145			-5.12
146			-17.44
149			-4.08
152			-11.20
153			-0.67
154			-5.95
155			-0.67
156			-5.93
157			-0.66
158			-11.20
159			-0.66
160			-0.66
161			-3.82
162			-4.02
163			-5.03
164			-13.12
165			-4.42
166			-4.91
167			-3.78
168			-4.34
169			-2.18
170			-4.40
171			-4.40
172			-2.57
173			-5.02
174			-4.43
175			-5.08
176			-4.43
177			-5.23
178			-4.43
179			-5.38
180			-4.43
181			-5.54
182			-2.29
183			-5.56
184			-5.56
185			-1.94
186			-5.60
187			-4.03
190			-2.22
191			-5.53
192			-2.00
193			-5.39
194			-4.44
195			-0.43
195			-5.44
195			-3.93
196			-4.42
197			-0.43
197			-5.30
197			-3.92
198			-4.42
199			-0.43
199			-5.16
199			-3.92
200			-4.43
201			-0.43
201			-5.01
201			-3.94
202			-1.21
203			-4.60

203			-3.92
203			-0.43
204			-4.60
204			-3.92
204			-0.43
205			-2.18
206			-4.96
206			-3.92
206			-0.43
207			-4.43
208			-0.43
208			-4.58
208			-3.94
209			-5.14
210			-0.43
210			-4.53
210			-4.00
211			-3.78
212			-4.42
213			-4.89
213			-0.43
213			-3.94
214			-13.12
215			-11.69
216			-0.03
216			-4.55
217			-0.03
217			-4.55
218			-11.52
219			-0.43
219			-3.31
220			-0.43
220			-3.31
221			-21.29
223			-0.43
223			-3.31
224			-3.31
224			-0.43
225			-7.29
227			-3.31
227			-0.43
228			-3.31
228			-0.43
232			-1.80
234			-3.30
234			-0.43
235			-3.30
235			-0.43
236			-8.99
239			-3.30
239			-0.43
240			-3.30
240			-0.43
244			-14.22
245			-4.34
246			-4.34
247			-2.85
249			
249			-4.36
250			
250			-4.36
252			-8.40
253			-0.03
253			-4.56
254			-4.56
254			-0.03
256			-2.85
259			-9.74
262			-0.64
263			-0.64
264			-0.64
265			-0.64
266			-0.64
267			-0.64
268			-0.64
268			-4.02
269			-0.64
270			-0.64
270			-4.02
271			-0.64
271			-0.12
271			-0.11
272			-0.64
273			-0.64
273			-0.12

273			-0.12
274			-0.64
275			-0.64
275			-0.12
275			-0.13
276			-0.64
277			-0.64
278			-0.64
279			-0.64
280			-0.64
281			-0.64
282			-0.64
283			-0.64
284			-0.64
285			-0.64
286			-0.64
287			-0.64
288			-0.64
288			-5.91
288			-5.94
289			-0.64
289			-5.15
289			-5.09
290			-0.64
290			-5.08
290			-5.10
291			-4.96
291			-4.94
291			-0.64
292			-0.43
292			-4.38
292			-3.34
292			-0.64
293			-3.99
293			-4.58
293			-0.64
294			-0.64
294			-4.62
294			-4.06
295			-0.64
295			-4.44
295			-4.63
296			-0.64
296			-5.12
296			-5.05
297			-0.64
297			-5.20
297			-5.28
298			-0.64
298			-5.43
298			-5.34
299			-0.64
299			-5.48
299			-5.59
300			-5.61
300			-5.56
300			-0.64
301			-7.00
301			-4.50
301			-2.10
302			-0.01
302			-0.01
302			-0.64
303			-5.16
303			-4.77
303			-0.64
304			-5.65
304			-5.42
304			-0.64
305			-0.06
305			-0.64
305			-0.06
306			-0.64
307			
307			
307			-0.64
308			-5.00
308			-5.06
308			-0.64
309			-0.64
309			-0.01
309			-0.01
310			-0.01
310			-0.01
310			-0.64

311			-6.08
311			-6.08
311			-0.64
312			-1.58
313			-1.58
314			-1.58
315			-1.58
316			-1.58
317			-1.58
318			-1.58
319			-1.58
320			-1.58
321			-1.58
322			-1.58
323			-1.58
324			-1.58
325			-1.58
326			-1.58
327			-1.58
328			-1.58
329			-1.58
330			-1.58
331			-1.58
332			-1.58
333			-1.58
334			-1.58
335			-1.58
336			-1.58
337			-1.58
338			-1.58
339			-1.58
340			-1.58
341			-1.58
342			-1.58
343			-1.58
344			-1.58
345			-1.58
346			-1.58
347			-1.58
348			-1.58
349			-1.58
350			-1.58
351			-1.58
352			-1.58
353			-1.58
354			-1.58
355			-1.58
356			-1.58
357			-1.58
358			-1.58
359			-1.58
360			-1.58
361			-1.58
362			-1.58
363			-1.58
364			-1.58
365			-1.58
366			-1.58
367			-1.58
368			-1.58
369			-1.58
370			-1.58
371			-1.58
372			-1.58
373			-1.58
374			-1.58
375			-1.58
376			-1.58
377			-1.58
378			-1.58
379			-1.58
380			-1.58
381			-1.58
382			-1.58
383			-1.58
384			-1.58
385			-1.58
386			-1.58
387			-1.58
388			-1.58
389			-1.58
390			-1.58
391			-1.58
392			-1.58
393			-1.58

394			-1.58
395			-1.58
396			-1.58
397			-1.58
398			-1.58
399			-1.58
400			-1.58
401			-1.58
402			-1.58
403			-1.58
404			-1.58
405			-1.58
406			-1.58
407			-1.58
408			-1.58
409			-1.58
410			-1.58
411			-1.58
412			-1.58
413			-1.58
414			-1.58
415			-1.58
416			-1.58
417			-1.58
418			-1.58
419			-1.58
420			-1.58
421			-1.58
422			-1.58
423			-1.58
424			-1.58
425			-1.58
426			-1.58
427			-1.58
428			-1.58
429			-1.58
430			-1.58
431			-1.58
432			-1.58
433			-1.58
434			-1.58
435			-1.58
436			-1.58
437			-1.58
438			-1.58
439			-1.58
440			-1.58
441			-1.58
442			-1.58
443			-1.58
444			-1.58
445			-1.58
446			-1.58
447			-1.58
448			-1.58
449			-1.58
450			-1.58
451			-1.58
452			-1.58
453			-1.58
454			-1.58
455			-1.58
456			-1.58
457			-1.58
458			-1.58
459			-1.58
460			-1.58
461			-1.58
462			-1.58
463			-1.58
464			-1.58
465			-1.58
466			-1.58
467			-1.58
468			-1.58
469			-1.58
470			-1.58
471			-1.58
472			-1.58
473			-1.58
474			-1.58
475			-1.58
476			-1.58
477			-1.58
478			-1.58



479			-1.58
480			-1.58
481			-1.58
482			-1.58
483			-1.58
484			-1.58
485			-1.58
486			-1.58
487			-1.58
488			-1.58
489			-1.58
490			-1.58
491			-1.58
492			-1.58
493			-1.58
494			-1.58
495			-1.58
496			-1.58
497			-1.58
498			-1.58
499			-1.58
500			-1.58
501			-1.58
502			-1.58
503			-1.58
504			-1.58
505			-1.58
506			-1.58
507			-1.58
508			-1.58
509			-1.58
510			-1.58
511			-1.58
512			-1.58
513			-1.58
514			-1.58
515			-1.58
516			-1.58
517			-1.58
518			-1.58
519			-1.58
520			-1.58
521			-1.58
522			-1.58
523			-1.58
524			-1.58
525			-1.58
526			-1.58
527			-1.58
528			-1.58
529			-1.58
530			-1.58
531			-1.58
532			-1.58
533			-1.58
534			-1.58
535			-1.58
536			-1.58
537			-1.58
538			-1.58
539			-1.58
540			-1.58
541			-1.58
542			-1.58
543			-1.58
544			-1.58
545			-1.58
546			-1.58
547			-1.58
548			-1.58
549			-1.58
550			-1.58
551			-1.58
552			-1.58
553			-1.58
554			-1.58
555			-1.58
556			-1.58
557			-1.58
558			-1.58
559			-1.58
560			-1.58
561			-1.58
562			-1.58
563			-1.58

564			-1.58
565			-1.58
566			-1.58
567			-1.58
568			-1.58
569			-1.58
570			-1.58
571			-1.58
572			-1.58
573			-1.58
574			-1.58
575			-1.58
576			-1.58
577			-1.58
578			-1.58
579			-1.58
580			-1.58
581			-1.58
582			-1.58
583			-1.58
584			-1.58
585			-1.58
586			-1.58
587			-1.58
588			-1.58
589			-1.58
590			-1.58
591			-1.58
592			-1.58
593			-1.58
594			-1.58
595			-1.58
596			-1.58
597			-1.58
598			-1.58
599			-1.58
600			-1.58
601			-1.58
602			-1.58
603			-1.58
604			-1.58
605			-1.58
606			-1.58
607			-1.58
608			-1.58
609			-1.58
610			-1.58
611			-1.58
612			-1.58
613			-1.58
614			-1.58
615			-1.58
616			-1.58
617			-1.58
618			-1.58
619			-1.58
620			-1.58
621			-1.58
622			-1.58
623			-1.58
624			-1.58
625			-1.58
626			-1.58
627			-1.58
628			-13.36
629			-13.36
630			-2.24
631			-2.24
632			-2.24
633			-2.24
634			-2.24
635			-2.24
636			-2.24
637			-2.24
638			-2.24
639			-2.24
640			-2.24
641			-2.24
642			-2.24
643			-2.24
644			-2.24
645			-2.24
646			-2.24
647			-2.24
648			-2.24

649			-2.24
650			-2.24
651			-2.24
652			-2.24
653			-2.24
654			-2.24
655			-2.24
656			-2.24
657			-2.24
658			-2.24
659			-2.24
660			-2.24
661			-2.24
662			-2.24
663			-2.24
664			-2.24
665			-2.24
666			-2.24
667			-2.24
668			-2.24
669			-2.24
670			-2.24
671			-2.24
672			-2.24
673			-2.24
674			-2.24
675			-2.24
676			-2.24
677			-2.24
678			-2.24
679			-2.24
680			-2.24
681			-2.24
682			-2.24
683			-2.24
684			-2.24
685			-2.24
686			-2.24
687			-2.24
688			-2.24
689			-2.24
690			-2.24
691			-2.24
692			-2.24
693			-2.24
694			-2.24
695			-2.24
696			-2.24
697			-2.24
698			-2.24
699			-2.24
700			-2.24
701			-2.24
702			-2.24
703			-2.24
704			-2.24
705			-2.24
706			-2.24
707			-2.24
708			-2.24
709			-2.24
710			-2.24
711			-2.24
712			-2.24
713			-2.24
714			-2.24
716			-3.75
719			-0.71
719			-0.05
720			-0.02
721			
721			-4.36
722			-0.01
722			-0.35
726			-0.90
726			-0.77
727			-0.77
727			-0.77
728			-0.72
729			-0.03
730			-0.06
730			-4.78
731			-0.03
731			
731			-4.36

732			-0.07
732			-0.74
732			-4.82
733			-0.33
733			-0.33
734			-0.35
735			-0.67
736			-0.77
738			-0.78
740			-0.35
741			-0.73
742			-0.43
743			-0.75
744			-0.58
745			-0.78
747			-0.75
748			-0.87
748			-0.75
749			-0.75
749			-0.74
751			-0.72
753			-0.64
754			-0.58
756			-2.73
756			-2.78
757			-0.59
757			-0.58
758			-0.28
759			-0.71
760			-0.28
761			-0.74
762			-0.62
764			-0.80
766			-0.82
768			-0.85
771			-0.86
772			-0.69
773			-0.90
774			-0.67
775			-1.62
776			-0.90
777			-1.25
778			-1.25
779			-0.76
780			-4.74
781			-4.74
782			-4.74
783			-4.74
786			-0.98
787			-0.98
789			-0.98
795			-0.96
796			-0.96
798			-0.96
799			-0.96
811			-6.52
812			-6.52
813			-6.52
814			-6.52
816			-0.98
817			-0.98
819			-0.96
820			-0.96
822			-0.96
823			-0.96
825			-6.45
826			-6.45
828			-6.45
829			-6.45
831			-6.46
832			-6.46
834			-6.46
835			-6.46
841			-2.38
845			-0.66
847			-0.64
848			-0.06
848			-0.06
848			-0.64
851			-0.67
858			-6.03
859			-5.86
860			-6.03
861			-5.89
862			-5.53

863			-5.53
864			-0.43
864			-3.96
864			-5.04
865			-5.04
866			-5.04
867			-5.04
868			-4.89
868			-0.43
868			-3.94
869			-0.43
869			-3.94
871			-3.94
871			-0.43
872			-4.53
872			-4.00
872			-0.43
873			-4.58
873			-3.94
873			-0.43
874			-3.94
874			-0.43
875			-5.02
877			-5.08
879			-3.92
879			-5.16
879			-0.43
880			-3.92
880			-0.43
881			-3.92
881			-0.43
881			-5.30
882			-3.92
882			-0.43
883			-0.43
883			-5.44
883			-3.93
884			-0.43
884			-3.93
885			-5.39
886			-5.11
887			-5.89
888			-5.06
889			-5.11
890			-4.91
892			-4.34
894			-3.95
896			-4.03
897			-3.95
898			-0.43
898			-4.96
898			-3.92
899			-0.43
899			-3.92
900			-3.94
900			-5.01
900			-0.43
901			-3.94
901			-0.43
902			-4.02
904			-5.23
906			-5.38
908			-5.54
910			-5.60
912			-5.86
913			-5.86
914			-0.64
914			-0.03
914			-0.02
915			-0.64
915			-0.01
915			-0.01
917			-5.89
918			-5.89
919			-5.12
921			-0.67
922			-0.67
923			-0.67
924			-0.67
925			-3.70
930			-11.25
930			-7.00
931			-11.25
931			-7.00
932			-11.25

932			-7.00
933			-0.05
934			-0.05
935			-0.05
936			-0.05
937			-0.05
938			-0.05
939			-0.05
940			-0.05
941			-0.05
942			-0.05
943			-0.05
944			-0.05
945			-0.05
946			-0.05
947			-0.05
948			-0.05
949			-0.05

**Condizione di Carico Elementare n°2**

## PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.C

Tipo di Azione [S2.5] = 6. Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70

- (psi),1 (valore frequente) = 0.70

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.60

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
5			-5.44			
9			-5.44			
17			-0.88			
22			-0.88			
23			-0.80			
27			-0.80			
33			-7.00			
38			-7.00			
39			-6.46			
44			-6.46			
45			-6.46			
49			-6.46			
53			-6.45			
58			-6.45			
59			-6.45			
64			-6.45			
65			-6.98			
69			-6.98			

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
3			-10.87
6			-10.87
17			-1.60
18			-1.60
25			-10.77
26			-10.77
30			-10.77
34			-10.77
37			-10.77
38			-10.77
47			-10.74
48			-10.74
52			-10.74
56			-10.74
59			-10.74
60			-10.74
786			-1.64
787			-1.64
789			-1.64
795			-1.60
796			-1.60
798			-1.60
799			-1.60
811			-10.87

812			-10.87
813			-10.87
814			-10.87
816			-1.64
817			-1.64
819			-1.60
820			-1.60
822			-1.60
823			-1.60
825			-10.74
826			-10.74
828			-10.74
829			-10.74
831			-10.77
832			-10.77
834			-10.77
835			-10.77

**Condizione di Carico Elementare n°3**

## PARAMETRI GENERALI

Neve

Tipo di Azione [§2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota ≤1000 m. s.l.m.)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.50

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
86			-1.12			
91			-1.12			
92			-1.15			
97			-1.15			
98			-1.15			
103			-1.15			
104			-1.15			
109			-1.15			
110			-1.15			
114			-1.15			
120			-1.30			
121			-1.30			
133			-5.74			
136			-5.74			
148			-6.27			
152			-6.27			
190			-3.16			
193			-3.62			
209			-3.66			
212			-4.07			
219			-4.65			
222			-2.91			
238			-1.83			
238			-0.34			
238			-3.69			
241			-0.36			
241			-4.21			
241			-1.94			
258			-0.03			
258			-2.28			
262			-1.53			
262			-6.87			
266			-1.53			
266			-6.87			
267			-1.23			
267			-0.27			
271			-0.27			
271			-1.23			
276			-0.36			
276			-1.63			
281			-0.36			
281			-1.63			
282			-0.36			
282			-1.61			
283			-0.36			
283			-1.61			
292			-2.15			
292						
295						
295			-2.15			

298			-2.28			
298			-0.03			
354			-3.66			
354			-4.07			
356			-3.16			
356			-3.62			
357			-3.69			
357			-0.36			
357			-0.34			
357			-1.83			
357			-1.94			
357			-4.21			
821			-4.65			
821			-2.91			

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		qZ
	qX	qY	
74			-5.08
75			-5.08
78			-2.88
79			-2.88
83			-2.88
84			-2.88
88			-2.88
89			-2.88
93			-2.88
94			-2.88
98			-2.88
99			-2.88
102			-2.88
103			-2.88
115			-5.07
117			-2.88
118			-2.88
121			-3.27
123			-12.66
125			-9.95
126			-9.95
128			-9.95
129			-9.95
132			-1.41
134			-1.38
135			-1.38
138			-12.67
141			-12.54
145			-10.75
153			-1.42
155			-1.42
157			-1.39
159			-1.39
160			-1.39
162			-8.57
166			-10.46
168			-9.25
170			-9.37
171			-9.37
173			-10.69
175			-10.81
177			-11.14
179			-11.46
181			-11.79
183			-11.84
184			-11.84
186			-11.93
191			-11.77
193			-11.47
195			-4.86
195			-0.92
195			-11.58
197			-4.85
197			-0.92
197			-11.28
199			-4.85
199			-10.98
199			-0.92
201			-0.92
201			-10.67
201			-4.88
203			-0.92
203			-9.80
203			-4.85



204			-0.92
204			-9.80
204			-4.85
206			-0.92
206			-10.57
206			-4.85
208			-0.92
208			-9.75
208			-4.87
210			-4.95
210			-0.91
210			-9.64
213			-0.92
213			-4.88
213			-10.42
216			-5.63
216			-0.06
217			-5.63
217			-0.06
219			-4.10
219			-0.91
220			-4.10
220			-0.91
223			-4.10
223			-0.91
224			-4.10
224			-0.91
227			-4.10
227			-0.91
228			-0.91
228			-4.10
234			-0.91
234			-4.08
235			-0.91
235			-4.08
239			-0.91
239			-4.08
240			-0.91
240			-4.08
245			-5.36
246			-5.36
249			-0.01
249			-5.39
250			-0.01
250			-5.39
253			-5.64
253			-0.06
254			-5.64
254			-0.06
268			-4.97
270			-4.97
271			-0.26
271			-0.24
273			-0.25
273			-0.25
275			-0.24
275			-0.27
288			-12.58
288			-12.64
289			-10.98
289			-10.83
290			-10.83
290			-10.86
291			-10.51
291			-10.55
292			-0.92
292			-9.33
292			-4.13
293			-9.75
293			-8.49
294			-8.64
294			-9.83
295			-9.87
295			-9.45
296			-10.75
296			-10.91
297			-11.24
297			-11.06
298			-11.37
298			-11.57
299			-11.90
299			-11.67
300			-11.94
300			-11.85
301			-2.88

302			-0.01
302			-0.02
303			-10.83
303			-10.03
304			-12.03
304			-11.54
305			-0.13
305			-0.13
307			
307			
308			-10.78
308			-10.64
309			-0.02
309			-0.02
310			-0.02
310			-0.02
311			-12.77
311			-12.77
716			-5.15
719			-0.11
719			-0.88
720			-0.03
720			
721			-0.01
721			-5.39
722			-0.01
722			-0.44
726			-1.91
726			-1.64
727			-1.64
727			-1.64
728			-1.53
729			-0.06
730			-0.14
730			-5.91
731			-5.39
731			-0.06
731			-0.01
732			-1.58
732			-5.96
732			-0.15
733			-0.70
733			-0.71
734			-0.74
735			-1.43
736			-1.64
738			-1.66
740			-0.74
741			-1.55
742			-0.91
743			-1.59
744			-1.24
745			-1.67
747			-1.59
748			-1.85
748			-1.60
749			-1.60
749			-1.59
751			-1.54
753			-1.36
754			-1.24
756			-5.81
756			-5.92
757			-1.24
757			-1.26
758			-0.59
759			-1.51
760			-0.60
761			-1.57
762			-1.31
764			-1.71
766			-1.76
768			-1.80
771			-1.83
772			-1.48
773			-1.91
774			-1.41
775			-3.40
776			-1.91
777			-2.66
778			-2.62
779			-1.60
780			-9.94
781			-9.96
782			-9.94

783			-9.96
841			-3.27
845			-1.39
848			-0.13
848			-0.13
851			-1.42
858			-12.66
859			-12.48
860			-12.67
861			-12.54
862			-11.77
863			-11.77
864			-4.90
864			-10.73
864			-0.91
865			-10.73
866			-10.73
867			-10.73
868			-4.88
868			-10.42
868			-0.92
869			-4.88
869			-0.92
871			-4.88
871			-0.92
872			-0.91
872			-4.95
872			-9.64
873			-4.87
873			-0.92
873			-9.75
874			-4.87
874			-0.92
875			-10.69
877			-10.81
879			-4.85
879			-0.92
879			-10.98
880			-4.85
880			-0.92
881			-4.85
881			-0.92
881			-11.28
882			-4.85
882			-0.92
883			-4.86
883			-11.58
883			-0.92
884			-0.92
884			-4.86
885			-11.47
886			-10.88
887			-12.55
888			-10.78
889			-10.88
890			-10.46
892			-9.25
894			-8.42
896			-8.57
897			-8.42
898			-0.92
898			-10.57
898			-4.85
899			-0.92
899			-4.86
900			-0.92
900			-10.67
900			-4.88
901			-4.88
901			-0.92
902			-8.57
904			-11.14
906			-11.46
908			-11.79
910			-11.93
912			-12.48
913			-12.48
914			-0.06
914			-0.05
915			-0.02
915			-0.01
917			-12.54
918			-12.54
919			-10.75
921			-1.41

922			-1.41
923			-1.42
924			-1.42
925			-5.07

**Condizione di Carico Elementare n°4**

## PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [§2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1	3.23		
4	3.23		
9	0.32		
10	0.04		
12	0.22		
15	0.06		
23	0.20		
27	0.62		
31	0.61		
35	0.47		
45	0.47		
49	0.61		
53	0.62		
57	0.20		
76	0.71		
80	0.61		
85	0.60		
90	0.60		
95	0.59		
100	0.62		
116	1.19		
120	1.09		
120	0.02		
131	0.18		
131	0.73		
133	0.19		
133	0.73		
136	0.06		
139	0.02		
144	0.05		
146	2.05		
146	0.04		
149	0.01		
152	0.75		
152	0.79		
154	0.51		
154	0.42		
156	0.52		
156	0.42		
158	0.77		
158	0.79		
161	0.04		
163	0.01		
164	0.08		
165	0.02		
167	0.02		
169	0.04		
172	0.04		
174	0.04		
176	0.04		
178	0.02		
180	0.02		
194	0.02		
196	0.02		
198	0.03		
200	0.04		
202	0.03		
205	0.04		
207	0.04		
209	0.02		
211	0.02		
212	0.02		
214	0.08		

215	0.41		
244	0.98		
244	0.25		
247	0.46		
247	0.07		
252	0.10		
252	0.22		

**Condizione di Carico Elementare n°5**

## PARAMETRI GENERALI

Vento +Y

Tipo di Azione [§2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		0.01	
4		0.01	
9		2.29	
10		0.26	
12		0.74	
15		0.19	
23		0.03	
27		0.09	
31		0.08	
35		0.06	
45		0.14	
49		0.19	
53		0.19	
57		0.06	
73		0.49	
114		1.17	
120		0.15	
122		1.58	
124		0.42	
127		0.38	
131		0.22	
131			
133		0.10	
136		0.55	
139		0.24	
144		0.42	
146		0.16	
149		0.29	
152		0.24	
154		0.13	
156		0.06	
158		0.11	
161		0.27	
163		0.35	
164		0.93	
165		0.31	
167		0.27	
169		0.32	
172		0.35	
174		0.31	
176		0.31	
178		0.31	
180		0.31	
182		0.32	
185		0.30	
187		0.57	
190		0.62	
192		0.61	
194		0.09	
196		0.12	
198		0.12	
200		0.15	
202		0.18	
205		0.19	
207		0.26	
209		0.37	
211		0.30	
212		0.38	
214		1.64	
215		0.06	

218		1.58	
221		2.56	
225		0.66	
232		0.40	
232		0.06	
236		1.58	
236		0.13	
252		0.07	

**Condizione di Carico Elementare n°6**

## PARAMETRI GENERALI

Vento -X

Tipo di Azione [S2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1	-1.62		
4	-1.62		
9	-0.16		
10	-0.02		
12	-0.11		
15	-0.03		
23	-0.39		
27	-1.24		
31	-1.22		
35	-0.94		
45	-0.94		
49	-1.22		
53	-1.24		
57	-0.39		
76	-0.35		
80	-0.30		
85	-0.30		
90	-0.30		
95	-0.30		
100	-0.31		
116	-0.60		
120	-0.54		
120	-0.04		
131	-0.09		
131	-1.46		
133	-0.10		
133	-1.46		
136	-0.03		
139	-0.01		
144	-0.02		
146	-1.02		
146	-0.07		
149	-0.03		
152	-0.38		
152	-1.58		
154	-0.26		
154	-0.84		
156	-0.26		
156	-0.84		
158	-0.38		
158	-1.58		
161	-0.02		
163	-0.01		
164	-0.04		
165	-0.01		
167	-0.01		
169	-0.02		
172	-0.02		
174	-0.02		
176	-0.02		
178	-0.01		
180	-0.01		
194	-0.01		
196	-0.01		
198	-0.02		
200	-0.02		
202	-0.02		
205	-0.02		
207	-0.02		

209	-0.01		
211	-0.01		
212	-0.01		
214	-0.04		
215	-0.81		
244	-0.49		
244	-0.49		
247	-0.23		
247	-0.14		
252	-0.05		
252	-0.45		

**Condizione di Carico Elementare n°7**

## PARAMETRI GENERALI

Vento -Y

Tipo di Azione [§2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

## ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		qZ
	qX	qY	
1		-0.01	
4		-0.01	
9		-1.15	
10		-0.51	
12		-1.48	
15		-0.38	
23		-0.05	
27		-0.17	
31		-0.17	
35		-0.13	
45		-0.07	
49		-0.09	
53		-0.10	
57		-0.03	
73		-0.98	
114		-0.59	
120		-0.08	
122		-0.79	
124		-0.21	
127		-0.19	
131		-0.11	
131		-0.01	
133		-0.20	
136		-1.11	
139		-0.47	
144		-0.85	
146		-0.32	
149		-0.58	
152		-0.12	
154		-0.06	
156		-0.12	
158		-0.22	
161		-0.54	
163		-0.71	
164		-1.86	
165		-0.62	
167		-0.53	
169		-0.64	
172		-0.70	
174		-0.62	
176		-0.62	
178		-0.62	
180		-0.62	
182		-0.65	
185		-0.60	
187		-0.28	
190		-0.31	
192		-0.30	
194		-0.05	
196		-0.06	
198		-0.06	
200		-0.07	
202		-0.09	
205		-0.10	
207		-0.13	
209		-0.19	

211		-0.15	
212		-0.19	
214		-0.82	
215		-0.03	
218		-0.79	
221		-1.28	
225		-0.33	
232		-0.20	
232		-0.12	
236		-0.79	
236		-0.25	
252		-0.04	

**Condizione di Carico Elementare n°8**

Non risulta definito alcun carico su Nodi o Aste

**10. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI**

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
  - lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
  - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
  - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
  - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
  - i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
    - per la tipologia Fondamentale:  $(\psi_i) = (\psi_i), 0$ ;
    - per la tipologia Frequente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 1$  per l'Azione Dominante, e:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
    - per la tipologia QuasiPermanente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$ ;
  - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a:  $(\gamma_i)$  per l'Azione Dominante,  $(\gamma_i) * (\psi_i), 0$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
  - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

**Combinazione di Condizioni di Carico n°1**

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
( $\psi_i, 0$ ) per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°2**

SLU: Combinazione 10 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
( $\psi_i, 0$ ) per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°3**

SLU: Combinazione 11 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
( $\psi_i, 0$ ) per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°4**

SLU: Combinazione 12 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
( $\psi_i, 0$ ) per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°5**



SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 10 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°15

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

SLE: Combinazione 11 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°16**

SLE: Combinazione 12 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°17**

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°18**

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°19**

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°20**

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°21**

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°22**

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°23**

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°24**

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°25**

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°26**

Combinazione sismica (QuasiPermanente)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°27**

Combinazione 1

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

**11. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA**

Edificio Esistente

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$ : analisi statica [§4.5.6.1] = 3.00

- analisi sismica [§7.8.1.1] = 2.40

N.	p.no	M/A	S/F	lung. l(base)	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° mat
					alt. H	alt. def.h	h/l	l/h	spess. t	alt. def.h	ho= r*h	ho/t			
1	1	X		6.39	3.90	3.63	0.569	1.757	0.53	3.90	3.90	7.358	22.478	6.650	3
4	1	X		6.38	3.90	3.63	0.569	1.757	0.53	3.90	3.90	7.358	22.447	14.033	3
7	0		X	2.90	1.00	1.00	0.345	2.900	0.53						3
8	1		X	0.10	1.00	1.00	10.000	0.100	0.53						3
9	1	X		4.64	3.90	3.90	0.840	1.191	0.53	3.90	3.90	7.358	24.786	3.108	3
10	1	X		0.49	3.90	1.89	3.897	0.257	0.52	3.90	3.90	7.500	22.674	17.260	3
12	1	X		1.94	3.90	2.53	1.303	0.768	0.52	3.90	3.90	7.500	24.964	17.600	3
15	1	X		0.28	3.90	1.70	6.134	0.163	0.52	3.90	3.90	7.500	27.053	17.910	3
19	0		X	2.20	1.10	1.10	0.500	2.000	0.52						3
20	1		X	0.30	1.10	1.10	3.667	0.273	0.52						3
21	0		X	2.20	1.00	1.00	0.456	2.193	0.52						3
22	1		X	0.30	1.00	1.00	3.343	0.299	0.52						3
23	1	X		0.14	3.90	1.74	12.443	0.080	0.55	3.90	3.90	7.091	28.238	10.406	3
27	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.962	12.386	3
31	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.623	14.823	3
35	1	X		1.31	3.90	2.64	2.019	0.495	0.55	3.90	3.90	7.091	27.280	17.283	3
39	0		X	1.20	1.30	1.30	1.083	0.923	0.55						3
40	1		X	1.10	1.30	1.30	1.182	0.846	0.55						3
41	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
42	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
43	0		X	1.20	1.20	1.20	0.999	1.001	0.55						3
44	1		X	1.10	1.20	1.20	1.090	0.917	0.55						3
45	1	X		1.31	3.90	2.64	2.018	0.495	0.55	3.90	3.90	7.091	27.180	3.404	3
49	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.558	5.860	3
53	1	X		1.26	3.90	2.20	1.749	0.572	0.55	3.90	3.90	7.091	27.933	8.291	3
57	1	X		0.14	3.90	1.74	12.443	0.080	0.55	3.90	3.90	7.091	28.237	10.268	3
61	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
62	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
63	0		X	1.20	1.20	1.20	1.000	1.000	0.55						3
64	1		X	1.10	1.20	1.20	1.091	0.917	0.55						3
65	0		X	1.20	1.30	1.30	1.083	0.923	0.55						3
66	1		X	1.10	1.30	1.30	1.182	0.846	0.55						3
67	2	X		3.72	3.14	3.14	0.845	1.183	0.20	3.14	3.14	15.700	2.773	12.193	7
70	2	X		0.81	3.14	3.14	3.857	0.259	0.20	3.14	3.14	15.700	2.368	6.811	7
73	2	X		1.96	3.30	3.30	1.685	0.593	0.25	3.30	3.30	13.200	0.980	14.051	7
76	2	X		1.02	3.14	1.75	1.713	0.584	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	7.136	7
80	2	X		0.42	3.14	1.18	2.821	0.354	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	8.636	7
85	2	X		0.40	3.14	1.16	2.902	0.345	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	9.846	7
90	2	X		0.40	3.14	1.16	2.905	0.344	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	11.046	7
95	2	X		0.38	3.14	1.14	2.982	0.335	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	12.235	7
100	2	X		0.82	3.14	1.60	1.944	0.514	0.20	3.14	3.14	15.700	0.000	13.638	7
104	0		X	1.25	0.78	0.78	0.624	1.603	0.20						7
105	2		X	1.29	0.78	0.78	0.605	1.654	0.20						7
106	0		X	1.25	0.80	0.80	0.640	1.562	0.20						7
107	2		X	1.29	0.80	0.80	0.620	1.612	0.20						7
108	0		X	1.25	0.80	0.80	0.641	1.561	0.20						7
109	2		X	1.29	0.80	0.80	0.621	1.610	0.20						7
110	0		X	1.25	0.80	0.80	0.639	1.564	0.20						7
111	2		X	1.29	0.80	0.80	0.619	1.615	0.20						7
112	0		X	1.25	0.80	0.80	0.640	1.562	0.20						7
113	2		X	1.29	0.80	0.80	0.620	1.612	0.20						7
114	2	X		2.35	3.34	3.34	1.424	0.702	0.25	3.34	3.34	13.360	1.198	4.251	4
116	2	X		1.48	3.14	2.57	1.743	0.574	0.25	3.14	3.14	12.560	0.025	4.989	4
119	2		X	1.14	0.90	0.90	0.789	1.267	0.25						4
120	2	X		4.13	4.14	4.14	1.003	0.997	0.30	4.14	4.14	13.800	2.278	4.725	7
122	2	X		3.20	5.20	5.20	1.625	0.615	0.25	5.20	5.20	20.800	24.024	3.075	7
124	2	X		0.26	5.20	2.39	9.053	0.110	0.25	5.20	5.20	20.800	27.076	2.615	7
127	2	X		0.20	5.20	2.35	11.614	0.086	0.25	5.20	5.20	20.800	25.705	2.819	7
130	2		X	3.00	1.15	1.15	0.384	2.604	0.25						7
131	2	X		2.95	5.84	5.84	1.978	0.505	0.25	5.84	5.84	23.344	27.431	4.053	7
133	2	X		2.95	5.84	5.84	1.976	0.506	0.25	5.84	5.84	23.352	27.521	16.626	7
136	2	X		1.74	5.20	2.93	1.682	0.595	0.25	5.20	5.20	20.800	24.745	17.703	7
139	2	X		0.46	5.20	1.74	3.799	0.263	0.25	5.20	5.20	20.800	22.669	17.386	7
142	1		X	1.82	1.00	1.00	0.549	1.820	0.25						7
143	2		X	2.38	1.00	1.00	0.420	2.380	0.25						7
144	2	X		1.73	5.20	5.20	3.004	0.333	0.25	5.20	5.20	20.800	26.461	17.962	7
146	2	X		4.15	4.14	4.14	0.997	1.003	0.30	4.14	4.14	13.800	2.279	16.102	7
149	2	X		1.17	3.14	3.14	2.691	0.372	0.25	3.14	3.14	12.560	3.176	18.064	7
152	2	X		3.20	7.13	7.13	2.229	0.449	0.25	7.13	7.13	28.536	27.900	7.092	7

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

154	2	X		1.70	8.15	8.15	4.796	0.209	0.25	8.15	8.15	32.592	28.273	9.514	7
156	2	X		1.70	8.15	8.15	4.808	0.208	0.25	8.15	8.15	32.600	28.285	11.155	7
158	2	X		3.20	7.14	7.14	2.230	0.448	0.25	7.14	7.14	28.548	27.946	13.579	7
161	2	X		1.09	5.74	5.74	5.261	0.190	0.25	5.74	5.74	22.960	14.454	16.338	7
163	2	X		1.44	6.42	6.42	4.468	0.224	0.25	6.42	6.42	25.680	15.704	16.360	7
164	2	X		3.75	7.04	7.04	1.878	0.532	0.25	7.04	7.04	28.160	20.588	17.079	7
165	2	X		1.26	7.04	7.04	5.574	0.179	0.25	7.04	7.04	28.160	18.109	16.714	7
167	2	X		1.08	6.75	6.75	6.244	0.160	0.25	6.75	6.75	27.000	16.949	16.543	7
169	2	X		0.62	5.20	2.63	4.210	0.238	0.25	5.20	5.20	20.800	13.606	16.468	7
172	2	X		0.74	5.20	2.69	3.667	0.273	0.25	5.20	5.20	20.800	11.597	16.775	7
174	2	X		1.26	5.20	5.20	4.111	0.243	0.25	5.20	5.20	20.800	10.609	16.927	7
176	2	X		1.26	5.02	5.02	3.968	0.252	0.25	5.02	5.02	20.080	9.359	17.118	7
178	2	X		1.26	4.20	4.20	3.320	0.301	0.25	4.20	4.20	16.800	8.109	17.309	7
180	2	X		1.26	3.80	3.80	3.004	0.333	0.25	3.80	3.80	15.200	6.859	17.501	7
182	2	X		0.65	3.14	2.46	3.753	0.266	0.25	3.14	3.14	12.560	5.911	17.646	7
185	2	X		0.56	3.14	2.42	4.362	0.229	0.25	3.14	3.14	12.560	4.028	17.934	7
187	2	X		1.15	3.14	3.14	2.730	0.366	0.25	3.14	3.14	12.560	3.161	2.773	7
190	2	X		0.63	3.14	2.45	3.858	0.259	0.25	3.14	3.14	12.560	5.898	3.161	7
192	2	X		0.57	3.14	2.43	4.250	0.235	0.25	3.14	3.14	12.560	4.015	2.900	7
194	2	X		1.27	3.80	3.80	2.994	0.334	0.25	3.80	3.80	15.200	6.840	3.295	7
196	2	X		1.26	4.20	4.20	3.323	0.301	0.25	4.20	4.20	16.800	8.095	3.474	7
198	2	X		1.26	5.02	5.02	3.972	0.252	0.25	5.02	5.02	20.080	9.347	3.650	7
200	2	X		1.26	5.20	5.20	4.111	0.243	0.25	5.20	5.20	20.800	10.598	3.831	7
202	2	X		0.35	5.20	2.44	7.066	0.142	0.25	5.20	5.20	20.800	13.548	4.254	7
205	2	X		0.62	5.20	2.63	4.208	0.238	0.25	5.20	5.20	20.800	11.532	3.967	7
207	2	X		1.26	5.74	5.74	4.538	0.220	0.25	5.74	5.74	22.960	14.344	4.370	7
209	2	X		1.47	6.42	6.42	4.376	0.229	0.25	6.42	6.42	25.680	15.694	4.343	7
211	2	X		1.08	6.75	6.75	6.244	0.160	0.25	6.75	6.75	27.000	16.950	4.147	7
212	2	X		1.26	7.04	7.04	5.574	0.179	0.25	7.04	7.04	28.160	18.110	3.976	7
214	2	X		3.75	7.04	7.04	1.877	0.533	0.25	7.04	7.04	28.160	20.589	3.600	7
215	2	X		1.62	2.49	2.49	1.533	0.652	0.40	2.49	2.49	6.225	19.733	0.907	4
218	2	X		1.60	3.92	2.98	1.866	0.536	0.40	3.92	3.92	9.797	10.956	0.077	4
221	2	X		2.96	3.00	2.45	0.829	1.206	0.40	3.00	3.00	7.490	16.587	0.089	4
225	2	X		1.01	2.57	1.58	1.560	0.641	0.40	2.57	2.57	6.432	19.172	0.095	4
229	2		X	1.20	3.40	3.40	2.838	0.352	0.40						4
230	0		X	1.20	0.60	0.60	0.501	1.997	0.40						4
231	2		X	0.89	0.61	0.61	0.682	1.466	0.40						4
232	2	X		0.40	4.71	1.47	3.683	0.272	0.25	4.72	4.72	18.860	6.369	0.000	4
236	2	X		2.00	4.36	2.74	1.373	0.728	0.25	4.36	4.36	17.456	8.368	0.000	4
241	0		X	2.30	0.80	0.80	0.348	2.875	0.25						4
242	2		X	1.59	0.81	0.81	0.512	1.952	0.25						4
244	2		X	1.10	0.80	0.80	0.728	1.374	0.25						4
245	2	X		1.98	4.77	4.77	2.415	0.414	0.40	4.77	4.77	11.925	6.169	0.987	4
248	2	X		0.40	4.75	1.47	3.717	0.269	0.40	4.75	4.75	11.905	6.161	2.973	4
253	2		X	2.90	0.80	0.80	0.276	3.630	0.40						4
254	2	X		1.17	2.49	2.29	1.961	0.510	0.40	2.49	2.49	6.225	19.885	3.106	4
257	2		X	0.49	0.81	0.81	1.653	0.605	0.40						4
258	2	X		0.81	3.14	3.14	3.862	0.259	0.25	3.14	3.14	12.560	2.366	14.051	7
261	2	X		3.48	3.14	3.14	0.903	1.107	0.20	3.14	3.14	15.700	2.773	8.596	7
854	2		X	0.94	0.62	0.62	0.657	1.521	0.25						7
855	2		X	0.94	0.68	0.68	0.726	1.378	0.25						7
856	2		X	3.00	0.67	0.68	0.225	4.444	0.25						7
857	2		X	3.00	0.68	0.68	0.226	4.431	0.25						7
858	2		X	3.00	0.75	0.75	0.251	3.984	0.25						7
859	2		X	3.00	0.80	0.80	0.266	3.759	0.25						7
928	2		X	0.94	0.79	0.79	0.840	1.190	0.25						7
929	2		X	0.94	0.51	0.51	0.540	1.850	0.25						7

## 12. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN C.A.

N.	p.no	C/R	T/Z	lungh. l(base)	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)			Xg (m)	Yg (m)	N° mat
					alt.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	h/t			
303	2		X	0.60	7.29	7.29	12.143	0.082	0.30					1
932	2		X	0.90	1.76	1.76	1.957	0.511	0.50					1
933	2		X	0.90	10.35	10.35	11.504	0.087	0.50					1
934	2		X	0.90	1.76	1.76	1.960	0.510	0.50					1

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra

murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_C$ : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:

$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d)$ , dove:

$M_u$  = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$l$  = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

$t$  = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione).

Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$ .

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRMC / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.C8.5.II).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:**  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).  $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$ .

Per le **fascie murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a  $0.4 f_{hd} \cdot ht$  (§7.8.2.2.4), essendo:  $t$  = spessore,  $h$  = altezza,  $f_{hd}$  = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di  $f_{hk}$ ,  $f_m$  di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori  $f_k$ ,  $f_m$ . In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**Tip.** = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma_o$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**f, k/f, m** = per i **maschi**: resistenza a compressione:  $f_k$  (caratteristica) per muratura nuova, o:  $f_m$  (media) per muratura esistente. Per le **fascie**, il parametro corrisponde a:  $f_{hk}$  ( $f_{hm}$ )

Edificio nuovo:  $\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$

Edificio esistente:  $\gamma_M \cdot F_C$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**fd** = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a  $f_{hd}$ .

**Nu** = sforzo normale ultimo per compressione semplice:  $N_u = 0.85 f_d \cdot l \cdot t$ . Per le fasce:  $l=h$ : l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con:  $l$  per il maschio murario, e con:  $h$  per la fascia (per le fasce,  $l$  indica la luce dell'elemento)

**Mu** = momento di collasso per pressoflessione

**M** = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)). La deformazione ultima dell'acciaio, teoricamente indefinita, viene fissata dal valore scelto in input: la deformazione  $\epsilon_{uk}$  dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille); seguendo quanto indicato in EC2 (§3.2.7(2)), la massima deformazione di progetto dell'acciaio può essere assunta pari a:  $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.0675$  (67.5 per mille) (le verifiche a stato limite ultimo del c.a. vengono spesso eseguite adottando come deformazione ultima 10 per mille; i momenti resistenti, tuttavia, non si modificano significativamente in dipendenza dalla deformazione ultima scelta). I valori di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza per edifici esistenti, sia per l'acciaio sia per il calcestruzzo, sono specificati nei dati sui materiali e nei parametri di calcolo.

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a pressoflessione deviata, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La sezione è armata secondo i dati specificati in input. Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La verifica a pressoflessione deviata viene svolta elaborando un dominio di resistenza tridimensionale e calcolando il momento resistente  $M_u$  in base allo sforzo normale N.

Per edifici esistenti, per la costruzione del dominio di resistenza nei campi a rottura fragile (crisi per compressione del calcestruzzo), diversamente dai campi a rottura duttile, le resistenze di calcolo (ottenute dai valori medi divisi per il fattore di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , conformemente a quanto indicato in Normativa (§C8.7.2.2). Nel caso degli edifici nuovi, le resistenze di progetto sono calcolate con riferimento alle formulazioni di Normativa (§4.1.2.1.1.1, §4.1.2.1.1.3) applicando sempre i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  (tali indicazioni, relative alle verifiche sismiche, vengono estese per analogia alle verifiche statiche).

Il momento sollecitante M e il momento resistente  $M_u$  sono espressi per mezzo delle due componenti ortogonali, come segue:  $M = \sqrt{(M_y^2 + M_z^2)}$ ,  $M_u = \sqrt{(M_{uy}^2 + M_{uz}^2)}$

Il coefficiente di sicurezza è direttamente espresso dal rapporto  $M_u/M$ .

Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice ( $M=M_y$ ) nel piano locale xz, costruendo il dominio di resistenza N-M in base ai dati specificati in input. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile (per eseguire verifiche di resistenza in mezzera o in altre sezioni intermedie poste lungo la luce della trave, è necessario che in fase di modellazione l'elemento sia stato suddiviso in più tratti inserendo nodi aggiuntivi in corrispondenza delle sezioni intermedie considerate; in tal modo tutte le verifiche sono comunque ricondotte alle estremità di ogni singolo tratto di trave). Il coefficiente di sicurezza è direttamente esprimibile dalla relazione:  $(M_u / M)$ .

Per quanto riguarda le travi di fondazione, viene controllato se permangono in fase elastica (§7.2.5), cioè se presentano comportamento non dissipativo. Pertanto, il dominio di resistenza di questi elementi viene elaborato assumendo che la deformazione ultima dei materiali sia pari al limite elastico:  $\epsilon_{cu} = \epsilon_{c2} = \epsilon_{su} = \epsilon_{sy}$ .

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

**fcd** = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ ;

Edifici esistenti: Calcestruzzo:  $f_{cd} = f_{cm} / F_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{ym} / F_c$  ( $/ \gamma_c$ ) (ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ )

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**Nu** = sforzo normale ultimo per compressione semplice.

**My** = componente y del momento sollecitante M (piano di flessione xz). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM

**Muy** = componente y del momento resistente (piano di flessione xz)

**Mz** = componente z del momento sollecitante M (piano di flessione xy). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM

**Muz** = componente z del momento resistente (piano di flessione xy)

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u/M$ . Nel caso di elementi soggetti a compressione semplice il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto  $N_u/P$

## VERIFICHE STATICHE PER ALTRE TIPOLOGIE STRUTTURALI

Nel modello strutturale possono essere presenti alcuni elementi aventi particolari tipologie, le cui verifiche di sicurezza vengono riportate nell'ambito delle verifiche a pressoflessione complanare. Più in dettaglio, si tratta delle seguenti tipologie: controvento, pilastro murario, blocco (arco), giunto (arco).

**Controventi (aste in acciaio)**

Il comportamento dei controventi, di tipo non lineare (resistenza a trazione fino al limite di snervamento, con assenza di resistenza a compressione), viene gestito in modo completo in analisi pushover, mentre in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta nel caso di sforzo di compressione.

**Pilastri****murari**

Per 'pilastro in muratura' si intende un elemento portante verticale, che può essere in muratura o in pietra, avente sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per il quale le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari) ma richiedono modelli appropriati.

Questi elementi strutturali possono essere presenti in comuni fabbricati, come gli edifici residenziali, e in edifici monumentali, dove spesso colonne di grandi dimensioni sostengono archi e volte.

I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'ideale verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro.

In PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).

Un aspetto importante riguarda il materiale da considerarsi per questa tipologia, in particolare per le colonne a conci in pietra. A causa della suddivisione in conci, infatti, si forma un comportamento d'insieme tra pietra e malta, simile alla muratura. Tuttavia, spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto quelle della sola pietra.

La verifica a pressoflessione del 'pilastro murario' viene affiancata opzionalmente dal controllo a taglio: il taglio resistente per la muratura è dato dalla somma dei due contributi della resistenza a taglio propria del materiale murario e della resistenza dovuta allo sforzo normale considerando il coefficiente di attrito. Nel caso di pilastro rinforzato con cerchiature di FRP o FRCM in presenza di nastri longitudinali o con acciaio (angolari agli spigoli e calastrelli lungo l'altezza), al taglio resistente della muratura si somma il contributo dato da FRP, FRCM o acciaio, seguendo le formulazioni previste dalla Normativa vigente (rif.: D.M. 17.1.2018, §7.8.3.2.2).

In PCM, seguendo le teorie del calcolo a rottura, si propongono **due modalità di verifica a pressoflessione**. La prima modalità di **verifica è di tipo geometrico**, e prescinde dalla distribuzione delle tensioni e dalla resistenza a compressione. L'eccentricità del carico verticale può spingere la curva delle pressioni fino al bordo della sezione: questa posizione equivale a considerare una resistenza a compressione infinita.

Ciò corrisponde all'ipotesi che la crisi venga raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman. Questa modalità ha un'importante limitazione: non può cogliere l'effetto di un intervento che incrementa la resistenza dell'elemento strutturale. Ciò non impedisce tuttavia un suo utilizzo appropriato sia nelle valutazioni di vulnerabilità dello Stato di fatto (in assenza di interventi), sia nei progetti dove il consolidamento riguarda altre strutture (p.es. le strutture sovrastanti al pilastro) producendo indirettamente un miglioramento dello stato di sollecitazione del pilastro. Ad esempio, eliminando la spinta trasmessa da un arco sovrastante è possibile ricentrare la curva delle pressioni.

Può tuttavia essere necessario valutare gli effetti di interventi che incrementano la resistenza a compressione (tipicamente: le cerchiature), o forniscono al pilastro una resistenza a trazione altrimenti assente (es: nastri longitudinali in FRP o FRCM, angolari in acciaio).

A tal fine è possibile utilizzare una seconda modalità di verifica a pressoflessione, consistente nella **verifica di resistenza**. Poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura N-My-Mz).

I tipi rappresentativi dello stato di sollecitazione vengono confrontati con la frontiera del dominio. Trattandosi di una verifica di resistenza, è così possibile calibrare interventi di rinforzo, quali cerchiature e 'armature' longitudinali (nastri in FRP o FRCM, angolari in acciaio) quantificando in tal modo il miglioramento nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto.

Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica dei pilastri murari, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.

Mentre in analisi pushover la verifica non soddisfatta per un elemento di pilastro murario determina l'inserimento di una sconnessione interna, tale da descrivere il degrado progressivo della struttura, in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta relativa alla pressoflessione o all'attrito.

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano del pilastro murario. La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici: Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 e_a / t]^3$$
dove  $P_E$  è il carico critico euleriano:  $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$  essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia),  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione, assunta pari all'altezza complessiva del pilastro cui il concio appartiene nello schema di riferimento (asta incernierata);

inoltre:  $e_a$  è l'eccentricità del carico verticale applicato sul concio, ed è data dal rapporto tra momento flettente e sforzo normale. Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM). Se la verifica di stabilità non è soddisfatta, i risultati evidenziano la crisi per instabilità riportando il valore del carico critico.

**Archi:****blocchi,****giunti**

PCM consente la modellazione di archi con due modalità alternative: blocchi, o blocchi e giunti.

Scegliendo 'Blocchi', l'arco viene suddiviso in una serie di conci collegati tra loro (con incastri interni). Nella generazione del modello strutturale, ogni concio costituente l'arco nel modello architettonico, viene suddiviso in due blocchi, definendo così un'interfaccia interna in corrispondenza del baricentro del concio. Alle imposte dell'arco, opportuni link rigidi connettono l'arco ai maschi laterali, interrompendoli lungo l'altezza, oppure ai pilastri discretizzati in corrispondenza del nodo più vicino. Sopra ai blocchi, si formano montanti verticali rigidi (links) che collegano il baricentro di ogni concio alla travata sovrastante. Quest'ultima viene suddivisa in una serie di aste incernierate che raccolgono il carico proveniente dal solaio impostato sopra l'arco, e lo trasmettono adeguatamente all'arco stesso. Il modello a blocchi equivale a tutti gli effetti a una discretizzazione per conci di un arco monoconnesso. In assenza di giunti, è comunque svolta la verifica a trazione controllando la posizione della curva delle pressioni: se la trazione supera la resistenza disponibile (offerta dalla malta o da un rinforzo passivo), il blocco viene svincolato internamente inserendo una cerniera in corrispondenza del vertice dove è svolta la verifica.



E' quindi possibile valutare la capacità dell'arco sottoposto a carichi verticali ed azioni orizzontali anche con la modellazione a soli blocchi.

L'opzione 'Blocchi e giunti' è la più completa e propone la suddivisione dell'arco in blocchi, collegati nelle interfacce attraverso i giunti di malta. Come già accennato, ogni blocco viene suddiviso in due parti, quindi lungo l'arco ad un'interfaccia con i giunti si alterna una suddivisione (internamente incastrata) del blocco adiacente. Nel corso dell'analisi strutturale non lineare, i giunti di malta consentono la formazione di cerniere fino agli eventuali conseguenti meccanismi cinematici dell'arco. Per quanto riguarda i montanti verticali, la loro generazione per il caso 'Blocchi e giunti' è del tutto equivalente alla scelta dell'opzione 'Blocchi'.

Per l'asta 'giunto' la verifica consiste nel controllo di trazione. L'asta 'blocco' può essere sottoposta a verifica di trazione, compressione e attrito. Per l'elemento 'blocco' è possibile specificare la forza resistente a trazione corrispondente ad un intervento locale di rinforzo, in intradosso e/o estradosso, di tipo passivo (es.: FRP) o attivo (es.: arco armato).

Nel caso di rinforzo passivo, la verifica a trazione del giunto (o del blocco, nel caso di modellazione a soli blocchi) viene svolta con riferimento non alla resistenza a trazione della malta, ma alla forza resistente a trazione specificata in input (per un dato 'giunto' in caso di rinforzo a trazione per entrambi i blocchi collegati si fa riferimento alla resistenza a trazione minima fra le due). Poiché ad ogni asta 'blocco' corrisponde una metà del concio architettonico originario, la resistenza a trazione da rinforzo passivo specificata nel blocco si applica ai giunti dell'interfaccia interessata (per l'asta 'giunto' la forza resistente a trazione dovuta al rinforzo viene mostrata in sola lettura).

Il rinforzo attivo genera forze di precompressione radiali (applicate automaticamente da PCM nel baricentro del blocco, cioè in corrispondenza della suddivisione fra le due metà del concio architettonico) che stabilizzano la curva delle pressioni, e quindi determinano un beneficio sulle verifiche di sicurezza: diversamente dal rinforzo passivo, la trazione che eventualmente insorge nel giunto o nel blocco viene confrontata con la resistenza propria del materiale, poiché l'effetto del rinforzo attivo è stato già considerato definendo i carichi aggiuntivi di precompressione.

Fra le analisi previste per gli elementi ad arco, l'analisi statica non lineare (pushover) è particolarmente importante in quanto rappresentativa delle configurazioni deformate sotto azioni di origine sismica (forze orizzontali crescenti). Gli eventuali cinematici degli archi influiscono sulla verifica di sicurezza globale, garantendo quindi una maggior aderenza alla realtà rispetto alle modellazioni dove il comportamento ad arco viene semplificato o trascurato.

Un'importante funzionalità offerta da PCM per l'analisi strutturale in presenza di archi consiste nel controllo di stabilità statica che nell'analisi pushover viene eseguito al passo iniziale. Poiché l'assetto statico può essere caratterizzato da alcuni giunti in trazione, cioè da una curva delle pressioni tangente o esterna rispetto al profilo dell'arco, il software identifica i giunti con verifica non soddisfatta. In analisi statica questi giunti possono essere controllati attraverso le opzioni grafiche relative alla curva delle pressioni; in pushover, l'analisi statica viene ripetuta inserendo uno svincolamento del giunto con verifica non soddisfatta, fino a trovare (se esiste) una configurazione staticamente ammissibile.

Si osservi che in caso di resistenza a trazione nulla la curva delle pressioni è al limite tangente alla superficie dell'arco; in caso di resistenza a trazione non nulla, alla curva è consentito uscire dalla sagoma dell'arco, tanto più quanto maggiore è la resistenza a trazione della malta o dell'eventuale rinforzo passivo applicato: la cerniera si forma in tal caso solo con il superamento della resistenza a trazione. In tutte le analisi, incluse le valutazioni statiche sotto l'effetto di cedimenti anelastici, la posizione della curva delle pressioni consente il controllo grafico dello stato di sollecitazione nelle strutture ad arco. Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica degli archi, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: controvento (X), pilastro murario (P), blocco (arco) (N,V), giunto (arco) (J)

**N, Ty, Tz, My, Mz** = caratteristiche di sollecitazione

**Verifica** = stato di verifica. Sono possibili i seguenti risultati, in dipendenza dai dati in input e dalle opzioni di analisi e verifica scelte: sì (verifica soddisfatta), no: verifica non soddisfatta per: compressione (controventi), pressoflessione o taglio (pilastri murari), trazione per blocchi (formazione di cerniera), trazione per giunti, compressione, attrito, instabilità (con corrispondente indicazione del valore del carico critico).

### 15. 13. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 1.021 (CCC ID 40)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	fk / fm (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_m$ FC	fd (N/mm <sup>2</sup> )	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	M	e	B	458.51	0.140	2.600	4.05	0.642	1846.61	1100.33	80.87	>> 1	42
1	M	e	S	122.81	0.040	2.600	4.05	0.642	1846.61	366.00	-38.71	9.455	42
4	M	e	B	633.21	0.190	2.600	4.05	0.642	1845.74	1327.38	142.44	9.319	38
4	M	e	S	297.73	0.090	2.600	4.05	0.642	1845.74	796.81	49.85	>> 1	38
7	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
8	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	14.46	0.18	-0.03	6.004	9
8	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	14.46	0.18	0.03	6.004	9
9	M	e	B	608.86	0.250	5.850	4.05	1.444	3021.30	1692.93	-116.23	>> 1	41
9	M	e	S	346.89	0.140	5.850	4.05	1.444	3021.30	1069.27	28.54	>> 1	41
12	M	e	B	321.12	0.320	5.850	4.05	1.444	1240.50	346.82	-69.52	4.989	41
12	M	e	S	251.31	0.250	5.850	4.05	1.444	1240.50	292.03	58.68	4.977	41
19	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
20	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	42.56	1.59	0.61	2.608	41
20	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	42.56	1.59	-0.75	2.121	41
21	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
22	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
23	M	e	B	29.82	0.390	5.850	4.05	1.444	94.54	1.43	0.00	3.170	40
23	M	e	S	26.16	0.340	5.850	4.05	1.444	94.54	1.32	-0.02	>> 1	40
27	M	e	B	241.37	0.350	5.850	4.05	1.444	850.85	163.39	11.14	>> 1	42
27	M	e	S	199.67	0.290	5.850	4.05	1.444	850.85	144.41	-10.10	>> 1	42
31	M	e	B	247.62	0.360	5.850	4.05	1.444	850.85	163.94	11.13	>> 1	42
31	M	e	S	205.92	0.300	5.850	4.05	1.444	850.85	147.50	-10.10	>> 1	42
35	M	e	B	251.64	0.350	5.850	4.05	1.444	883.26	158.99	10.05	>> 1	42
35	M	e	S	199.80	0.280	5.850	4.05	1.444	883.26	151.67	-9.08	>> 1	42



39	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
40	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
41	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
42	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
43	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
44	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
45	M	e	B	205.46	0.290	5.850	4.05	1.444	883.94	154.83	-13.08	>> 1	42
45	M	e	S	153.53	0.210	5.850	4.05	1.444	883.94	124.55	11.36	>> 1	42
49	M	e	B	216.73	0.310	5.850	4.05	1.444	850.85	149.73	-14.44	>> 1	42
49	M	e	S	175.03	0.250	5.850	4.05	1.444	850.85	131.38	12.65	>> 1	42
53	M	e	B	227.27	0.330	5.850	4.05	1.444	850.85	149.94	-14.45	>> 1	42
53	M	e	S	185.57	0.270	5.850	4.05	1.444	850.85	137.12	12.65	>> 1	42
57	M	e	B	27.72	0.360	5.850	4.05	1.444	94.54	1.37	0.00	3.410	44
57	M	e	S	24.07	0.310	5.850	4.05	1.444	94.54	1.26	0.02	>> 1	44
61	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
62	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
63	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
64	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
65	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
66	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
67	M	e	B	101.51	0.140	3.000	4.05	0.741	467.94	221.54	-29.52	7.505	38
70	M	e	B	20.04	0.120	3.000	4.05	0.741	102.50	9.84	2.23	4.414	39
73	M	e	B	54.99	0.110	3.000	4.05	0.741	308.20	66.34	54.61	1.215	39
76	M	e	B	25.10	0.120	3.000	4.05	0.741	128.44	15.45	1.01	>> 1	39
80	M	e	B	11.90	0.140	3.000	4.05	0.741	52.89	1.94	0.24	8.070	44
85	M	e	B	12.35	0.150	3.000	4.05	0.741	50.37	1.86	0.00	4.079	9
90	M	e	B	11.99	0.150	3.000	4.05	0.741	50.24	1.82	-0.11	>> 1	41
95	M	e	B	10.16	0.130	3.000	4.05	0.741	47.98	1.53	0.00	4.722	12
100	M	e	B	16.25	0.100	3.000	4.05	0.741	103.89	8.48	0.00	6.393	10
104	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
105	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	-0.45	>> 1	40
105	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.16	>> 1	40
106	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
107	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	0.92	>> 1	40
107	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.48	8.819	40
108	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
109	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.40	9.323	37
109	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.30	>> 1	37
110	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
111	S	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	1.31	9.963	37
111	S	e	J	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	81.22	13.05	0.38	>> 1	37
112	F	e	I	0.00	0.000	1.500	4.05	0.370	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
114	M	n	B	89.27	0.150	5.300	3.00	1.767	880.35	94.06	16.07	5.853	43
116	M	n	B	52.03	0.140	5.300	3.00	1.767	553.74	34.77	2.88	>> 1	44
119	S	n	I	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	213.99	21.10	-4.57	4.618	37
119	S	n	J	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	213.99	21.10	-0.45	>> 1	37
120	M	e	B	132.48	0.110	3.000	4.05	0.741	779.54	340.37	38.02	8.952	38
122	M	e	B	146.03	0.180	3.000	4.05	0.741	503.70	220.44	10.56	>> 1	41
124	M	e	B	15.45	0.230	3.000	4.05	0.741	41.56	1.28	-0.15	8.540	40
127	M	e	B	11.20	0.220	3.000	4.05	0.741	31.80	0.73	0.00	2.839	44
131	M	e	B	127.96	0.170	3.000	4.05	0.741	464.35	194.42	-76.26	2.549	38
133	M	e	B	140.61	0.190	3.000	4.05	0.741	464.98	194.98	64.75	3.011	38
144	M	e	B	100.45	0.230	3.000	4.05	0.741	272.47	62.85	-35.16	1.788	38
146	M	e	B	131.29	0.110	3.000	4.05	0.741	784.27	340.40	-10.08	>> 1	41
152	M	e	B	126.42	0.160	3.000	4.05	0.741	503.70	218.97	-73.72	2.970	38
154	M	e	B	64.53	0.150	3.000	4.05	0.741	267.44	59.10	-14.24	4.151	38
156	M	e	B	65.04	0.150	3.000	4.05	0.741	266.81	58.94	11.96	4.928	38
158	M	e	B	132.12	0.170	3.000	4.05	0.741	503.70	219.43	63.58	3.451	38
161	M	e	B	79.42	0.290	3.000	4.05	0.741	171.73	24.82	14.76	1.681	39
163	M	e	B	109.53	0.300	3.000	4.05	0.741	226.19	44.43	-20.25	2.194	37
164	M	e	B	303.29	0.320	3.000	4.05	0.741	589.96	292.69	-159.87	1.831	37
165	M	e	B	96.63	0.310	3.000	4.05	0.741	198.81	32.45	-12.28	2.643	37
167	M	e	B	82.47	0.310	3.000	4.05	0.741	170.16	24.21	-8.62	2.809	37
174	M	e	B	71.56	0.230	3.000	4.05	0.741	199.12	32.55	20.09	1.620	39
176	M	e	B	71.29	0.230	3.000	4.05	0.741	199.12	32.54	21.20	1.535	39
178	M	e	B	77.91	0.250	3.000	4.05	0.741	199.12	32.75	27.43	1.194	39
180	M	e	B	81.28	0.260	3.000	4.05	0.741	199.12	32.81	31.36	1.046	39
187	M	e	B	33.59	0.120	3.000	4.05	0.741	181.02	23.60	-3.00	7.865	41
190	M	e	B	29.68	0.190	3.000	4.05	0.741	99.95	6.62	0.87	7.613	43
192	M	e	B	19.64	0.140	3.000	4.05	0.741	89.88	4.38	-0.70	6.258	41
194	M	e	B	60.33	0.190	3.000	4.05	0.741	199.75	32.12	0.00	3.311	10
196	M	e	B	65.22	0.210	3.000	4.05	0.741	198.96	32.21	1.86	>> 1	43
198	M	e	B	85.43	0.270	3.000	4.05	0.741	198.96	32.78	1.85	>> 1	39
200	M	e	B	96.18	0.300	3.000	4.05	0.741	199.12	32.58	1.88	>> 1	39
202	M	e	B	38.09	0.440	3.000	4.05	0.741	54.46	1.98	1.37	1.445	39
205	M	e	B	64.98	0.420	3.000	4.05	0.741	98.22	6.86	1.92	3.571	39
207	M	e	B	124.08	0.390	3.000	4.05	0.741	199.12	29.64	5.39	5.499	39
209	M	e	B	123.16	0.340	3.000	4.05	0.741	230.92	44.74	-11.93	3.750	40
211	M	e	B	58.18	0.220	3.000	4.05	0.741	170.16	24.63	-0.51	>> 1	41
212	M	e	B	68.43	0.220	3.000	4.05	0.741	198.81	32.32	-0.73	>> 1	41
214	M	e	B	213.12	0.230	3.000	4.05	0.741	590.28	304.29	-10.37	>> 1	41
218	M	n	B	153.25	0.240	5.300	3.00	1.767	961.07	103.05	-6.62	>> 1	37
221	M	n	B	140.20	0.120	5.300	3.00	1.767	1776.17	190.92	23.64	8.076	43
229	S	n	I	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	359.50	24.72	5.07	4.877	41
229	S	n	J	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	359.50	24.72	-2.91	8.497	41

230	F	n	I	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
236	M	n	B	35.59	0.070	5.300	3.00	1.767	750.08	33.87	9.10	3.722	43
241	F	n	I	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	0.00	0.00	0.00	>> 1	9
242	S	n	I	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	297.52	31.70	10.01	3.167	39
242	S	n	J	0.00	0.000	2.650	3.00	0.883	297.52	31.70	26.11	1.214	39
245	M	n	B	171.05	0.220	5.300	3.00	1.767	1186.32	144.56	63.49	2.277	40
258	M	e	B	26.99	0.130	3.000	4.05	0.741	127.97	12.99	8.97	1.448	39
261	M	e	B	91.83	0.130	3.000	4.05	0.741	437.84	189.25	-27.01	7.006	38

#### 16. 14. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 1.021 (CCC ID 40)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tip.	P (kN)	Nu	My	Mz (kN m)	Mu,y	Mu,z	C.Sic.	ID CCC
303	T	-0.04	2296.64	-97.37		-160.07		1.644	37
932	T	-332.28	5068.87	-356.08		-363.52		1.021	40
932	T	-332.28	5068.87	-99.39		-363.52		3.657	40
933	T	-319.32	5068.87	-144.64		-368.90		2.550	40
933	T	-319.32	5068.87	-123.71		-368.90		2.982	40
934	T	-329.20	5068.87	-86.70		-364.80		4.208	40
934	T	-329.20	5068.87	-49.71		-364.80		7.338	40

#### 15. VERIFICHE PER ALTRE TIPOLOGIE STRUTTURALI

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tipologia strutturale	N	Ty (kN)	Tz	My (kN m)	Mz	Verifica soddisfatta	ID CCC
314	pil. murario	29.17	0.00	0.06	-0.19	0.00	si	40
	pil. murario	28.27	0.00	0.06	-0.17	0.00	si	40
315	pil. murario	28.27	0.00	0.06	-0.17	0.00	si	40
	pil. murario	27.37	0.00	0.06	-0.14	0.00	si	40
316	pil. murario	27.37	0.00	0.06	-0.14	0.00	si	40
	pil. murario	26.47	0.00	0.06	-0.11	0.00	si	40
317	pil. murario	26.47	0.00	0.06	-0.11	0.00	si	40
	pil. murario	25.57	0.00	0.06	-0.09	0.00	si	40
318	pil. murario	25.57	0.00	0.06	-0.09	0.00	si	40
	pil. murario	24.67	0.00	0.06	-0.06	0.00	si	40
319	pil. murario	24.67	0.00	0.06	-0.06	0.00	si	40
	pil. murario	23.77	0.00	0.06	-0.04	0.00	si	40
320	pil. murario	23.77	0.00	0.06	-0.04	0.00	si	40
	pil. murario	22.86	0.00	0.06	-0.01	0.00	si	40
321	pil. murario	22.86	0.00	0.06	-0.01	0.00	si	40
	pil. murario	21.96	0.00	0.06	0.02	0.00	si	40
322	pil. murario	21.96	0.00	0.06	0.02	0.00	si	40
	pil. murario	21.06	0.00	0.06	0.04	0.00	si	40
323	pil. murario	21.06	0.00	0.06	0.04	0.00	si	40
	pil. murario	20.16	0.00	0.06	0.07	-0.01	si	40
324	pil. murario	20.16	0.00	0.06	0.07	-0.01	si	40
	pil. murario	19.26	0.00	0.06	0.10	-0.01	si	40
325	pil. murario	19.26	0.00	0.06	0.10	-0.01	si	40
	pil. murario	18.36	0.00	0.06	0.12	-0.01	si	40
326	pil. murario	18.36	0.00	0.06	0.12	-0.01	si	40
	pil. murario	17.46	0.00	0.06	0.15	-0.01	si	40
327	pil. murario	17.46	0.00	0.06	0.15	-0.01	si	40
	pil. murario	16.56	0.00	0.06	0.18	-0.01	si	40
328	pil. murario	16.56	0.00	0.06	0.18	-0.01	si	40
	pil. murario	15.66	0.00	0.06	0.20	-0.01	si	40
329	pil. murario	15.66	0.00	0.06	0.20	-0.01	si	40
	pil. murario	14.76	0.00	0.06	0.23	-0.01	si	40
330	pil. murario	25.14	0.00	0.06	-0.17	0.00	si	44
	pil. murario	24.24	0.00	0.06	-0.15	0.00	si	44
331	pil. murario	24.24	0.00	0.06	-0.15	0.00	si	44
	pil. murario	23.34	0.00	0.06	-0.12	0.00	si	44
332	pil. murario	23.34	0.00	0.06	-0.12	0.00	si	44
	pil. murario	22.44	0.00	0.06	-0.10	0.00	si	44
333	pil. murario	22.44	0.00	0.06	-0.10	0.00	si	44
	pil. murario	21.54	0.00	0.06	-0.07	0.00	si	44
334	pil. murario	21.54	0.00	0.06	-0.07	0.00	si	44
	pil. murario	20.64	0.00	0.06	-0.04	0.00	si	44
335	pil. murario	20.64	0.00	0.06	-0.04	0.00	si	44
	pil. murario	19.73	0.00	0.06	-0.02	0.00	si	44
336	pil. murario	19.73	0.00	0.06	-0.02	0.00	si	44
	pil. murario	18.83	0.00	0.06	0.01	0.00	si	44
337	pil. murario	18.83	0.00	0.06	0.01	0.00	si	44
	pil. murario	17.93	0.00	0.06	0.03	0.00	si	44

338	pil. murario	17.93	0.00	0.06	0.03	0.00	si	44
	pil. murario	17.03	0.00	0.06	0.06	-0.01	si	44
339	pil. murario	17.03	0.00	0.06	0.06	-0.01	si	44
	pil. murario	16.13	0.00	0.06	0.08	-0.01	si	44
340	pil. murario	16.13	0.00	0.06	0.08	-0.01	si	44
	pil. murario	15.23	0.00	0.06	0.11	-0.01	si	44
341	pil. murario	15.23	0.00	0.06	0.11	-0.01	si	44
	pil. murario	14.33	0.00	0.06	0.13	-0.01	si	44
342	pil. murario	14.33	0.00	0.06	0.13	-0.01	si	44
	pil. murario	13.43	0.00	0.06	0.16	-0.01	si	44
343	pil. murario	13.43	0.00	0.06	0.16	-0.01	si	44
	pil. murario	12.53	0.00	0.06	0.18	-0.01	si	44
344	pil. murario	12.53	0.00	0.06	0.18	-0.01	si	44
	pil. murario	11.63	0.00	0.06	0.21	-0.01	si	44
345	pil. murario	11.63	0.00	0.06	0.21	-0.01	si	44
	pil. murario	10.73	0.00	0.06	0.23	-0.01	si	44
346	pil. murario	27.83	0.00	0.07	-0.22	0.01	si	40
	pil. murario	26.92	0.00	0.07	-0.19	0.00	si	40
347	pil. murario	26.92	0.00	0.07	-0.19	0.00	si	40
	pil. murario	26.02	0.00	0.07	-0.16	0.00	si	40
348	pil. murario	26.02	0.00	0.07	-0.16	0.00	si	40
	pil. murario	25.12	0.00	0.07	-0.13	0.00	si	40
349	pil. murario	25.12	0.00	0.07	-0.13	0.00	si	40
	pil. murario	24.22	0.00	0.07	-0.10	0.00	si	40
350	pil. murario	24.22	0.00	0.07	-0.10	0.00	si	40
	pil. murario	23.32	0.00	0.07	-0.07	0.00	si	40
351	pil. murario	23.32	0.00	0.07	-0.07	0.00	si	40
	pil. murario	22.42	0.00	0.07	-0.04	0.00	si	40
352	pil. murario	22.42	0.00	0.07	-0.04	0.00	si	40
	pil. murario	21.52	0.00	0.07	-0.01	0.00	si	40
353	pil. murario	21.52	0.00	0.07	-0.01	0.00	si	40
	pil. murario	20.62	0.00	0.07	0.02	0.00	si	40
354	pil. murario	20.62	0.00	0.07	0.02	0.00	si	40
	pil. murario	19.72	0.00	0.07	0.05	0.00	si	40
355	pil. murario	19.72	0.00	0.07	0.05	0.00	si	40
	pil. murario	18.82	0.00	0.07	0.08	-0.01	si	40
356	pil. murario	18.82	0.00	0.07	0.08	-0.01	si	40
	pil. murario	17.92	0.00	0.07	0.11	-0.01	si	40
357	pil. murario	17.92	0.00	0.07	0.11	-0.01	si	40
	pil. murario	17.01	0.00	0.07	0.14	-0.01	si	40
358	pil. murario	17.01	0.00	0.07	0.14	-0.01	si	40
	pil. murario	16.11	0.00	0.07	0.17	-0.01	si	40
359	pil. murario	16.11	0.00	0.07	0.17	-0.01	si	40
	pil. murario	15.21	0.00	0.07	0.20	-0.01	si	40
360	pil. murario	15.21	0.00	0.07	0.20	-0.01	si	40
	pil. murario	14.31	0.00	0.07	0.23	-0.01	si	40
361	pil. murario	14.31	0.00	0.07	0.23	-0.01	si	40
	pil. murario	13.41	0.00	0.07	0.26	-0.01	si	40
362	pil. murario	27.71	0.00	0.08	-0.25	0.01	si	40
	pil. murario	26.79	0.00	0.08	-0.22	0.00	si	40
363	pil. murario	26.79	0.00	0.08	-0.22	0.00	si	40
	pil. murario	25.87	0.00	0.08	-0.18	0.00	si	40
364	pil. murario	25.87	0.00	0.08	-0.18	0.00	si	40
	pil. murario	24.95	0.00	0.08	-0.14	0.00	si	40
365	pil. murario	24.95	0.00	0.08	-0.14	0.00	si	40
	pil. murario	24.03	0.00	0.08	-0.11	0.00	si	40
366	pil. murario	24.03	0.00	0.08	-0.11	0.00	si	40
	pil. murario	23.11	0.00	0.08	-0.07	0.00	si	40
367	pil. murario	23.11	0.00	0.08	-0.07	0.00	si	40
	pil. murario	22.19	0.00	0.08	-0.04	0.00	si	40
368	pil. murario	22.19	0.00	0.08	-0.04	0.00	si	40
	pil. murario	21.26	0.00	0.08	0.00	0.00	si	40
369	pil. murario	21.26	0.00	0.08	0.00	0.00	si	40
	pil. murario	20.34	0.00	0.08	0.04	0.00	si	40
370	pil. murario	20.34	0.00	0.08	0.04	0.00	si	40
	pil. murario	19.42	0.00	0.08	0.07	-0.01	si	40
371	pil. murario	19.42	0.00	0.08	0.07	-0.01	si	40
	pil. murario	18.50	0.00	0.08	0.11	-0.01	si	40
372	pil. murario	18.50	0.00	0.08	0.11	-0.01	si	40
	pil. murario	17.58	0.00	0.08	0.15	-0.01	si	40
373	pil. murario	17.58	0.00	0.08	0.15	-0.01	si	40
	pil. murario	16.66	0.00	0.08	0.18	-0.01	si	40
374	pil. murario	16.66	0.00	0.08	0.18	-0.01	si	40
	pil. murario	15.74	0.00	0.08	0.22	-0.01	si	40
375	pil. murario	15.74	0.00	0.08	0.22	-0.01	si	40
	pil. murario	14.81	0.00	0.08	0.25	-0.01	si	40
376	pil. murario	14.81	0.00	0.08	0.25	-0.01	si	40
	pil. murario	13.89	0.00	0.08	0.29	-0.01	si	40
377	pil. murario	46.59	-0.01	1.12	-2.44	-0.02	si	40
	pil. murario	45.58	-0.01	1.12	-1.89	-0.02	si	40
378	pil. murario	45.58	-0.01	1.12	-1.89	-0.02	si	40
	pil. murario	44.57	-0.01	1.12	-1.34	-0.01	si	40
379	pil. murario	44.57	-0.01	1.12	-1.34	-0.01	si	40
	pil. murario	43.56	-0.01	1.12	-0.78	-0.01	si	40
380	pil. murario	43.56	-0.01	1.12	-0.78	-0.01	si	40

381	pil. murario	42.55	-0.01	1.12	-0.23	-0.01	si	40
	pil. murario	42.55	-0.01	1.12	-0.23	-0.01	si	40
	pil. murario	41.54	-0.01	1.12	0.32	0.00	si	40
382	pil. murario	41.54	-0.01	1.12	0.32	0.00	si	40
	pil. murario	40.53	-0.01	1.12	0.87	0.00	si	40
383	pil. murario	40.53	-0.01	1.12	0.87	0.00	si	40
	pil. murario	39.52	-0.01	1.12	1.42	0.01	si	40
384	pil. murario	39.52	-0.01	1.12	1.42	0.01	si	40
	pil. murario	38.50	-0.01	1.12	1.97	0.01	si	40
385	pil. murario	38.50	-0.01	1.12	1.97	0.01	si	40
	pil. murario	37.49	-0.01	1.12	2.52	0.02	si	40
386	pil. murario	37.49	-0.01	1.12	2.52	0.02	si	40
	pil. murario	36.48	-0.01	1.12	3.08	0.02	si	40
387	pil. murario	36.48	-0.01	1.12	3.08	0.02	si	40
	pil. murario	35.47	-0.01	1.12	3.63	0.02	si	40
388	pil. murario	35.47	-0.01	1.12	3.63	0.02	si	40
	pil. murario	34.46	-0.01	1.12	4.18	0.03	si	40
389	pil. murario	34.46	-0.01	1.12	4.18	0.03	si	40
	pil. murario	33.45	-0.01	1.12	4.73	0.03	si	40
390	pil. murario	62.51	-0.01	1.25	-2.58	-0.02	si	40
	pil. murario	61.56	-0.01	1.25	-2.00	-0.02	si	40
391	pil. murario	61.56	-0.01	1.25	-2.00	-0.02	si	40
	pil. murario	60.60	-0.01	1.25	-1.41	-0.02	si	40
392	pil. murario	60.60	-0.01	1.25	-1.41	-0.02	si	40
	pil. murario	59.64	-0.01	1.25	-0.83	-0.01	si	40
393	pil. murario	59.64	-0.01	1.25	-0.83	-0.01	si	40
	pil. murario	58.69	-0.01	1.25	-0.25	-0.01	si	40
394	pil. murario	58.69	-0.01	1.25	-0.25	-0.01	si	40
	pil. murario	57.73	-0.01	1.25	0.34	0.00	si	40
395	pil. murario	57.73	-0.01	1.25	0.34	0.00	si	40
	pil. murario	56.78	-0.01	1.25	0.92	0.00	si	40
396	pil. murario	56.78	-0.01	1.25	0.92	0.00	si	40
	pil. murario	55.82	-0.01	1.25	1.50	0.01	si	40
397	pil. murario	55.82	-0.01	1.25	1.50	0.01	si	40
	pil. murario	54.87	-0.01	1.25	2.09	0.01	si	40
398	pil. murario	54.87	-0.01	1.25	2.09	0.01	si	40
	pil. murario	53.91	-0.01	1.25	2.67	0.02	si	40
399	pil. murario	53.91	-0.01	1.25	2.67	0.02	si	40
	pil. murario	52.95	-0.01	1.25	3.25	0.02	si	40
400	pil. murario	52.95	-0.01	1.25	3.25	0.02	si	40
	pil. murario	52.00	-0.01	1.25	3.84	0.03	si	40
401	pil. murario	52.00	-0.01	1.25	3.84	0.03	si	40
	pil. murario	51.04	-0.01	1.25	4.42	0.03	si	40
402	pil. murario	51.04	-0.01	1.25	4.42	0.03	si	40
	pil. murario	50.08	-0.01	1.25	5.00	0.03	si	40
403	pil. murario	53.16	-0.01	1.40	-2.73	-0.03	si	40
	pil. murario	52.25	-0.01	1.40	-2.11	-0.02	si	40
404	pil. murario	52.25	-0.01	1.40	-2.11	-0.02	si	40
	pil. murario	51.35	-0.01	1.40	-1.49	-0.02	si	40
405	pil. murario	51.35	-0.01	1.40	-1.49	-0.02	si	40
	pil. murario	50.44	-0.01	1.40	-0.88	-0.01	si	40
406	pil. murario	50.44	-0.01	1.40	-0.88	-0.01	si	40
	pil. murario	49.54	-0.01	1.40	-0.26	-0.01	si	40
407	pil. murario	49.54	-0.01	1.40	-0.26	-0.01	si	40
	pil. murario	48.64	-0.01	1.40	0.36	0.00	si	40
408	pil. murario	48.64	-0.01	1.40	0.36	0.00	si	40
	pil. murario	47.73	-0.01	1.40	0.97	0.00	si	40
409	pil. murario	47.73	-0.01	1.40	0.97	0.00	si	40
	pil. murario	46.83	-0.01	1.40	1.59	0.01	si	40
410	pil. murario	46.83	-0.01	1.40	1.59	0.01	si	40
	pil. murario	45.92	-0.01	1.40	2.21	0.01	si	40
411	pil. murario	45.92	-0.01	1.40	2.21	0.01	si	40
	pil. murario	45.02	-0.01	1.40	2.82	0.02	si	40
412	pil. murario	45.02	-0.01	1.40	2.82	0.02	si	40
	pil. murario	44.12	-0.01	1.40	3.44	0.02	si	40
413	pil. murario	44.12	-0.01	1.40	3.44	0.02	si	40
	pil. murario	43.21	-0.01	1.40	4.06	0.03	si	40
414	pil. murario	43.21	-0.01	1.40	4.06	0.03	si	40
	pil. murario	42.31	-0.01	1.40	4.67	0.03	si	40
415	pil. murario	42.31	-0.01	1.40	4.67	0.03	si	40
	pil. murario	41.40	-0.01	1.40	5.29	0.04	si	40
416	pil. murario	28.95	-0.06	-3.64	9.19	-0.15	si	38
	pil. murario	27.98	-0.06	-3.64	7.47	-0.12	si	38
417	pil. murario	27.98	-0.06	-3.64	7.47	-0.12	si	38
	pil. murario	27.01	-0.06	-3.64	5.75	-0.09	si	38
418	pil. murario	27.01	-0.06	-3.64	5.75	-0.09	si	38
	pil. murario	26.04	-0.06	-3.64	4.03	-0.06	si	38
419	pil. murario	26.04	-0.06	-3.64	4.03	-0.06	si	38
	pil. murario	25.07	-0.06	-3.64	2.31	-0.03	si	38
420	pil. murario	25.07	-0.06	-3.64	2.31	-0.03	si	38
	pil. murario	24.11	-0.06	-3.64	0.59	0.00	si	38
421	pil. murario	24.11	-0.06	-3.64	0.59	0.00	si	38
	pil. murario	23.14	-0.06	-3.64	-1.13	0.02	si	38
422	pil. murario	23.14	-0.06	-3.64	-1.13	0.02	si	38
	pil. murario	22.17	-0.06	-3.64	-2.86	0.05	si	38

423	pil. murario	22.17	-0.06	-3.64	-2.86	0.05	si	38
	pil. murario	21.20	-0.06	-3.64	-4.58	0.08	si	38
424	pil. murario	21.20	-0.06	-3.64	-4.58	0.08	si	38
	pil. murario	20.23	-0.06	-3.64	-6.30	0.11	si	38
425	pil. murario	20.23	-0.06	-3.64	-6.30	0.11	si	38
	pil. murario	19.27	-0.06	-3.64	-8.02	0.14	si	38
426	pil. murario	19.27	-0.06	-3.64	-8.02	0.14	si	38
	pil. murario	18.30	-0.06	-3.64	-9.74	0.17	si	38
427	pil. murario	28.94	-0.05	-3.66	8.91	-0.11	si	38
	pil. murario	28.09	-0.05	-3.66	7.38	-0.09	si	38
428	pil. murario	28.09	-0.05	-3.66	7.38	-0.09	si	38
	pil. murario	27.23	-0.05	-3.66	5.85	-0.07	si	38
429	pil. murario	27.23	-0.05	-3.66	5.85	-0.07	si	38
	pil. murario	26.37	-0.05	-3.66	4.32	-0.05	si	38
430	pil. murario	26.37	-0.05	-3.66	4.32	-0.05	si	38
	pil. murario	25.52	-0.05	-3.66	2.78	-0.03	si	38
431	pil. murario	25.52	-0.05	-3.66	2.78	-0.03	si	38
	pil. murario	24.66	-0.05	-3.66	1.25	-0.01	si	38
432	pil. murario	24.66	-0.05	-3.66	1.25	-0.01	si	38
	pil. murario	23.80	-0.05	-3.66	-0.28	0.01	si	38
433	pil. murario	23.80	-0.05	-3.66	-0.28	0.01	si	38
	pil. murario	22.95	-0.05	-3.66	-1.82	0.03	si	38
434	pil. murario	22.95	-0.05	-3.66	-1.82	0.03	si	38
	pil. murario	22.09	-0.05	-3.66	-3.35	0.05	si	38
435	pil. murario	22.09	-0.05	-3.66	-3.35	0.05	si	38
	pil. murario	21.24	-0.05	-3.66	-4.88	0.07	si	38
436	pil. murario	21.24	-0.05	-3.66	-4.88	0.07	si	38
	pil. murario	20.38	-0.05	-3.66	-6.42	0.09	si	38
437	pil. murario	20.38	-0.05	-3.66	-6.42	0.09	si	38
	pil. murario	19.52	-0.05	-3.66	-7.95	0.11	si	38
438	pil. murario	19.52	-0.05	-3.66	-7.95	0.11	si	38
	pil. murario	18.67	-0.05	-3.66	-9.48	0.13	si	38
439	pil. murario	29.78	0.02	0.21	-0.45	0.02	si	40
	pil. murario	28.83	0.02	0.21	-0.35	0.01	si	40
440	pil. murario	28.83	0.02	0.21	-0.35	0.01	si	40
	pil. murario	27.89	0.02	0.21	-0.26	0.00	si	40
441	pil. murario	27.89	0.02	0.21	-0.26	0.00	si	40
	pil. murario	26.95	0.02	0.21	-0.16	-0.01	si	40
442	pil. murario	26.95	0.02	0.21	-0.16	-0.01	si	40
	pil. murario	26.00	0.02	0.21	-0.06	-0.01	si	40
443	pil. murario	26.00	0.02	0.21	-0.06	-0.01	si	40
	pil. murario	25.06	0.02	0.21	0.03	-0.02	si	40
444	pil. murario	25.06	0.02	0.21	0.03	-0.02	si	40
	pil. murario	24.11	0.02	0.21	0.13	-0.03	si	40
445	pil. murario	24.11	0.02	0.21	0.13	-0.03	si	40
	pil. murario	23.17	0.02	0.21	0.23	-0.03	si	40
446	pil. murario	23.17	0.02	0.21	0.23	-0.03	si	40
	pil. murario	22.23	0.02	0.21	0.32	-0.04	si	40
447	pil. murario	22.23	0.02	0.21	0.32	-0.04	si	40
	pil. murario	21.28	0.02	0.21	0.42	-0.05	si	40
448	pil. murario	21.28	0.02	0.21	0.42	-0.05	si	40
	pil. murario	20.34	0.02	0.21	0.52	-0.06	si	40
449	pil. murario	26.06	0.02	0.27	-0.52	0.02	si	40
	pil. murario	25.11	0.02	0.27	-0.40	0.01	si	40
450	pil. murario	25.11	0.02	0.27	-0.40	0.01	si	40
	pil. murario	24.15	0.02	0.27	-0.27	0.00	si	40
451	pil. murario	24.15	0.02	0.27	-0.27	0.00	si	40
	pil. murario	23.20	0.02	0.27	-0.15	-0.01	si	40
452	pil. murario	23.20	0.02	0.27	-0.15	-0.01	si	40
	pil. murario	22.24	0.02	0.27	-0.03	-0.02	si	40
453	pil. murario	22.24	0.02	0.27	-0.03	-0.02	si	40
	pil. murario	21.29	0.02	0.27	0.10	-0.03	si	40
454	pil. murario	21.29	0.02	0.27	0.10	-0.03	si	40
	pil. murario	20.33	0.02	0.27	0.22	-0.03	si	40
455	pil. murario	20.33	0.02	0.27	0.22	-0.03	si	40
	pil. murario	19.38	0.02	0.27	0.35	-0.04	si	40
456	pil. murario	19.38	0.02	0.27	0.35	-0.04	si	40
	pil. murario	18.42	0.02	0.27	0.47	-0.05	si	40
457	pil. murario	18.42	0.02	0.27	0.47	-0.05	si	40
	pil. murario	17.47	0.02	0.27	0.59	-0.06	si	40
458	pil. murario	21.60	0.02	0.34	-0.61	0.01	si	40
	pil. murario	20.63	0.02	0.34	-0.45	0.00	si	40
459	pil. murario	20.63	0.02	0.34	-0.45	0.00	si	40
	pil. murario	19.66	0.02	0.34	-0.29	-0.01	si	40
460	pil. murario	19.66	0.02	0.34	-0.29	-0.01	si	40
	pil. murario	18.69	0.02	0.34	-0.12	-0.01	si	40
461	pil. murario	18.69	0.02	0.34	-0.12	-0.01	si	40
	pil. murario	17.71	0.02	0.34	0.04	-0.02	si	40
462	pil. murario	17.71	0.02	0.34	0.04	-0.02	si	40
	pil. murario	16.74	0.02	0.34	0.20	-0.03	si	40
463	pil. murario	16.74	0.02	0.34	0.20	-0.03	si	40
	pil. murario	15.77	0.02	0.34	0.37	-0.04	si	40
464	pil. murario	15.77	0.02	0.34	0.37	-0.04	si	40
	pil. murario	14.80	0.02	0.34	0.53	-0.05	si	40
465	pil. murario	14.80	0.02	0.34	0.53	-0.05	si	40

	pil. murario	13.82	0.02	0.34	0.69	-0.06	si	40
466	pil. murario	15.63	-0.02	-0.38	0.61	-0.03	si	38
	pil. murario	14.71	-0.02	-0.38	0.43	-0.03	si	38
467	pil. murario	14.71	-0.02	-0.38	0.43	-0.03	si	38
	pil. murario	13.80	-0.02	-0.38	0.26	-0.02	si	38
468	pil. murario	13.80	-0.02	-0.38	0.26	-0.02	si	38
	pil. murario	12.88	-0.02	-0.38	0.09	-0.01	si	38
469	pil. murario	12.88	-0.02	-0.38	0.09	-0.01	si	38
	pil. murario	11.96	-0.02	-0.38	-0.08	0.00	si	38
470	pil. murario	11.96	-0.02	-0.38	-0.08	0.00	si	38
	pil. murario	11.04	-0.02	-0.38	-0.26	0.00	si	38
471	pil. murario	11.04	-0.02	-0.38	-0.26	0.00	si	38
	pil. murario	10.12	-0.02	-0.38	-0.43	0.01	si	38
472	pil. murario	10.12	-0.02	-0.38	-0.43	0.01	si	38
	pil. murario	9.20	-0.02	-0.38	-0.60	0.02	si	38
473	pil. murario	39.41	-0.02	-0.47	1.38	-0.10	si	38
	pil. murario	38.51	-0.02	-0.47	1.17	-0.09	si	38
474	pil. murario	38.51	-0.02	-0.47	1.17	-0.09	si	38
	pil. murario	37.61	-0.02	-0.47	0.97	-0.08	si	38
475	pil. murario	37.61	-0.02	-0.47	0.97	-0.08	si	38
	pil. murario	36.71	-0.02	-0.47	0.76	-0.07	si	38
476	pil. murario	36.71	-0.02	-0.47	0.76	-0.07	si	38
	pil. murario	35.80	-0.02	-0.47	0.56	-0.06	si	38
477	pil. murario	29.43	-0.01	-0.45	0.51	-0.04	si	42
	pil. murario	28.53	-0.01	-0.45	0.31	-0.03	si	42
478	pil. murario	28.53	-0.01	-0.45	0.31	-0.03	si	42
	pil. murario	27.63	-0.01	-0.45	0.11	-0.03	si	42
479	pil. murario	27.63	-0.01	-0.45	0.11	-0.03	si	42
	pil. murario	26.73	-0.01	-0.45	-0.09	-0.02	si	42
480	pil. murario	26.73	-0.01	-0.45	-0.09	-0.02	si	42
	pil. murario	25.83	-0.01	-0.45	-0.29	-0.02	si	42
481	pil. murario	25.83	-0.01	-0.45	-0.29	-0.02	si	42
	pil. murario	24.93	-0.01	-0.45	-0.49	-0.01	si	42
482	pil. murario	24.93	-0.01	-0.45	-0.49	-0.01	si	42
	pil. murario	24.03	-0.01	-0.45	-0.69	0.00	si	42
483	pil. murario	24.03	-0.01	-0.45	-0.69	0.00	si	42
	pil. murario	23.13	-0.01	-0.45	-0.89	0.00	si	42
484	pil. murario	23.13	-0.01	-0.45	-0.89	0.00	si	42
	pil. murario	22.22	-0.01	-0.45	-1.09	0.01	si	42
485	pil. murario	22.22	-0.01	-0.45	-1.09	0.01	si	42
	pil. murario	21.32	-0.01	-0.45	-1.29	0.01	si	42
486	pil. murario	21.32	-0.01	-0.45	-1.29	0.01	si	42
	pil. murario	20.42	-0.01	-0.45	-1.49	0.02	si	42
487	pil. murario	20.42	-0.01	-0.45	-1.49	0.02	si	42
	pil. murario	19.52	-0.01	-0.45	-1.69	0.02	si	42
488	pil. murario	19.52	-0.01	-0.45	-1.69	0.02	si	42
	pil. murario	18.62	-0.01	-0.45	-1.89	0.03	si	42
489	pil. murario	38.55	-0.01	-0.66	2.05	-0.06	si	38
	pil. murario	37.65	-0.01	-0.66	1.76	-0.06	si	38
490	pil. murario	37.65	-0.01	-0.66	1.76	-0.06	si	38
	pil. murario	36.75	-0.01	-0.66	1.47	-0.05	si	38
491	pil. murario	36.75	-0.01	-0.66	1.47	-0.05	si	38
	pil. murario	35.85	-0.01	-0.66	1.18	-0.05	si	38
492	pil. murario	35.85	-0.01	-0.66	1.18	-0.05	si	38
	pil. murario	34.95	-0.01	-0.66	0.89	-0.04	si	38
493	pil. murario	34.95	-0.01	-0.66	0.89	-0.04	si	38
	pil. murario	34.05	-0.01	-0.66	0.60	-0.03	si	38
494	pil. murario	34.05	-0.01	-0.66	0.60	-0.03	si	38
	pil. murario	33.14	-0.01	-0.66	0.31	-0.03	si	38
495	pil. murario	33.14	-0.01	-0.66	0.31	-0.03	si	38
	pil. murario	32.24	-0.01	-0.66	0.02	-0.02	si	38
496	pil. murario	32.24	-0.01	-0.66	0.02	-0.02	si	38
	pil. murario	31.34	-0.01	-0.66	-0.27	-0.02	si	38
497	pil. murario	31.34	-0.01	-0.66	-0.27	-0.02	si	38
	pil. murario	30.44	-0.01	-0.66	-0.56	-0.01	si	38
498	pil. murario	30.44	-0.01	-0.66	-0.56	-0.01	si	38
	pil. murario	29.54	-0.01	-0.66	-0.85	0.00	si	38
499	pil. murario	29.54	-0.01	-0.66	-0.85	0.00	si	38
	pil. murario	28.64	-0.01	-0.66	-1.13	0.00	si	38
500	pil. murario	28.64	-0.01	-0.66	-1.13	0.00	si	38
	pil. murario	27.74	-0.01	-0.66	-1.42	0.01	si	38
501	pil. murario	27.74	-0.01	-0.66	-1.42	0.01	si	38
	pil. murario	26.84	-0.01	-0.66	-1.71	0.01	si	38
502	pil. murario	26.84	-0.01	-0.66	-1.71	0.01	si	38
	pil. murario	25.94	-0.01	-0.66	-2.00	0.02	si	38
503	pil. murario	25.94	-0.01	-0.66	-2.00	0.02	si	38
	pil. murario	25.04	-0.01	-0.66	-2.29	0.03	si	38
504	pil. murario	25.04	-0.01	-0.66	-2.29	0.03	si	38
	pil. murario	24.14	-0.01	-0.66	-2.58	0.03	si	38
505	pil. murario	37.71	0.00	-0.85	2.71	-0.03	si	38
	pil. murario	36.81	0.00	-0.85	2.34	-0.03	si	38
506	pil. murario	36.81	0.00	-0.85	2.34	-0.03	si	38
	pil. murario	35.91	0.00	-0.85	1.97	-0.03	si	38
507	pil. murario	35.91	0.00	-0.85	1.97	-0.03	si	38
	pil. murario	35.00	0.00	-0.85	1.59	-0.03	si	38

508	pil. murario	35.00	0.00	-0.85	1.59	-0.03	si	38
	pil. murario	34.10	0.00	-0.85	1.22	-0.02	si	38
509	pil. murario	34.10	0.00	-0.85	1.22	-0.02	si	38
	pil. murario	33.20	0.00	-0.85	0.85	-0.02	si	38
510	pil. murario	33.20	0.00	-0.85	0.85	-0.02	si	38
	pil. murario	32.30	0.00	-0.85	0.48	-0.02	si	38
511	pil. murario	32.30	0.00	-0.85	0.48	-0.02	si	38
	pil. murario	31.40	0.00	-0.85	0.11	-0.02	si	38
512	pil. murario	31.40	0.00	-0.85	0.11	-0.02	si	38
	pil. murario	30.50	0.00	-0.85	-0.27	-0.02	si	38
513	pil. murario	30.50	0.00	-0.85	-0.27	-0.02	si	38
	pil. murario	29.60	0.00	-0.85	-0.64	-0.01	si	38
514	pil. murario	29.60	0.00	-0.85	-0.64	-0.01	si	38
	pil. murario	28.70	0.00	-0.85	-1.01	-0.01	si	38
515	pil. murario	28.70	0.00	-0.85	-1.01	-0.01	si	38
	pil. murario	27.80	0.00	-0.85	-1.38	-0.01	si	38
516	pil. murario	27.80	0.00	-0.85	-1.38	-0.01	si	38
	pil. murario	26.90	0.00	-0.85	-1.76	-0.01	si	38
517	pil. murario	26.90	0.00	-0.85	-1.76	-0.01	si	38
	pil. murario	26.00	0.00	-0.85	-2.13	-0.01	si	38
518	pil. murario	26.00	0.00	-0.85	-2.13	-0.01	si	38
	pil. murario	25.10	0.00	-0.85	-2.50	0.00	si	38
519	pil. murario	25.10	0.00	-0.85	-2.50	0.00	si	38
	pil. murario	24.19	0.00	-0.85	-2.87	0.00	si	38
520	pil. murario	24.19	0.00	-0.85	-2.87	0.00	si	38
	pil. murario	23.29	0.00	-0.85	-3.25	0.00	si	38
521	pil. murario	37.83	0.00	-1.16	3.64	0.00	si	38
	pil. murario	36.90	0.00	-1.16	3.12	0.00	si	38
522	pil. murario	36.90	0.00	-1.16	3.12	0.00	si	38
	pil. murario	35.98	0.00	-1.16	2.60	-0.01	si	38
523	pil. murario	35.98	0.00	-1.16	2.60	-0.01	si	38
	pil. murario	35.06	0.00	-1.16	2.08	-0.01	si	38
524	pil. murario	35.06	0.00	-1.16	2.08	-0.01	si	38
	pil. murario	34.14	0.00	-1.16	1.55	-0.01	si	38
525	pil. murario	34.14	0.00	-1.16	1.55	-0.01	si	38
	pil. murario	33.22	0.00	-1.16	1.03	-0.01	si	38
526	pil. murario	33.22	0.00	-1.16	1.03	-0.01	si	38
	pil. murario	32.30	0.00	-1.16	0.51	-0.01	si	38
527	pil. murario	32.30	0.00	-1.16	0.51	-0.01	si	38
	pil. murario	31.38	0.00	-1.16	-0.02	-0.02	si	38
528	pil. murario	31.38	0.00	-1.16	-0.02	-0.02	si	38
	pil. murario	30.46	0.00	-1.16	-0.54	-0.02	si	38
529	pil. murario	30.46	0.00	-1.16	-0.54	-0.02	si	38
	pil. murario	29.53	0.00	-1.16	-1.06	-0.02	si	38
530	pil. murario	29.53	0.00	-1.16	-1.06	-0.02	si	38
	pil. murario	28.61	0.00	-1.16	-1.59	-0.02	si	38
531	pil. murario	28.61	0.00	-1.16	-1.59	-0.02	si	38
	pil. murario	27.69	0.00	-1.16	-2.11	-0.02	si	38
532	pil. murario	27.69	0.00	-1.16	-2.11	-0.02	si	38
	pil. murario	26.77	0.00	-1.16	-2.63	-0.03	si	38
533	pil. murario	26.77	0.00	-1.16	-2.63	-0.03	si	38
	pil. murario	25.85	0.00	-1.16	-3.16	-0.03	si	38
534	pil. murario	25.85	0.00	-1.16	-3.16	-0.03	si	38
	pil. murario	24.93	0.00	-1.16	-3.68	-0.03	si	38
535	pil. murario	24.93	0.00	-1.16	-3.68	-0.03	si	38
	pil. murario	24.01	0.00	-1.16	-4.20	-0.03	si	38
536	pil. murario	38.75	0.02	-1.55	4.67	0.03	si	38
	pil. murario	37.74	0.02	-1.55	3.91	0.03	si	38
537	pil. murario	37.74	0.02	-1.55	3.91	0.03	si	38
	pil. murario	36.73	0.02	-1.55	3.14	0.02	si	38
538	pil. murario	36.73	0.02	-1.55	3.14	0.02	si	38
	pil. murario	35.72	0.02	-1.55	2.38	0.01	si	38
539	pil. murario	35.72	0.02	-1.55	2.38	0.01	si	38
	pil. murario	34.71	0.02	-1.55	1.62	0.00	si	38
540	pil. murario	34.71	0.02	-1.55	1.62	0.00	si	38
	pil. murario	33.69	0.02	-1.55	0.85	-0.01	si	38
541	pil. murario	33.69	0.02	-1.55	0.85	-0.01	si	38
	pil. murario	32.68	0.02	-1.55	0.09	-0.01	si	38
542	pil. murario	32.68	0.02	-1.55	0.09	-0.01	si	38
	pil. murario	31.67	0.02	-1.55	-0.68	-0.02	si	38
543	pil. murario	31.67	0.02	-1.55	-0.68	-0.02	si	38
	pil. murario	30.66	0.02	-1.55	-1.44	-0.03	si	38
544	pil. murario	30.66	0.02	-1.55	-1.44	-0.03	si	38
	pil. murario	29.65	0.02	-1.55	-2.20	-0.04	si	38
545	pil. murario	29.65	0.02	-1.55	-2.20	-0.04	si	38
	pil. murario	28.64	0.02	-1.55	-2.97	-0.05	si	38
546	pil. murario	28.64	0.02	-1.55	-2.97	-0.05	si	38
	pil. murario	27.63	0.02	-1.55	-3.73	-0.05	si	38
547	pil. murario	27.63	0.02	-1.55	-3.73	-0.05	si	38
	pil. murario	26.62	0.02	-1.55	-4.50	-0.06	si	38
548	pil. murario	26.62	0.02	-1.55	-4.50	-0.06	si	38
	pil. murario	25.60	0.02	-1.55	-5.26	-0.07	si	38
549	pil. murario	39.23	0.03	-2.10	6.07	0.08	si	38
	pil. murario	38.27	0.03	-2.10	5.09	0.06	si	38
550	pil. murario	38.27	0.03	-2.10	5.09	0.06	si	38

	pil. murario	37.31	0.03	-2.10	4.10	0.05	si	38
551	pil. murario	37.31	0.03	-2.10	4.10	0.05	si	38
	pil. murario	36.36	0.03	-2.10	3.12	0.03	si	38
552	pil. murario	36.36	0.03	-2.10	3.12	0.03	si	38
	pil. murario	35.40	0.03	-2.10	2.14	0.02	si	38
553	pil. murario	35.40	0.03	-2.10	2.14	0.02	si	38
	pil. murario	34.45	0.03	-2.10	1.16	0.00	si	38
554	pil. murario	34.45	0.03	-2.10	1.16	0.00	si	38
	pil. murario	33.49	0.03	-2.10	0.18	-0.01	si	38
555	pil. murario	33.49	0.03	-2.10	0.18	-0.01	si	38
	pil. murario	32.53	0.03	-2.10	-0.80	-0.03	si	38
556	pil. murario	32.53	0.03	-2.10	-0.80	-0.03	si	38
	pil. murario	31.58	0.03	-2.10	-1.78	-0.04	si	38
557	pil. murario	31.58	0.03	-2.10	-1.78	-0.04	si	38
	pil. murario	30.62	0.03	-2.10	-2.76	-0.06	si	38
558	pil. murario	30.62	0.03	-2.10	-2.76	-0.06	si	38
	pil. murario	29.67	0.03	-2.10	-3.74	-0.07	si	38
559	pil. murario	29.67	0.03	-2.10	-3.74	-0.07	si	38
	pil. murario	28.71	0.03	-2.10	-4.72	-0.09	si	38
560	pil. murario	28.71	0.03	-2.10	-4.72	-0.09	si	38
	pil. murario	27.75	0.03	-2.10	-5.71	-0.10	si	38
561	pil. murario	27.75	0.03	-2.10	-5.71	-0.10	si	38
	pil. murario	26.80	0.03	-2.10	-6.69	-0.12	si	38
562	pil. murario	36.81	0.01	0.16	-0.37	0.02	si	40
	pil. murario	35.84	0.01	0.16	-0.30	0.01	si	40
563	pil. murario	35.84	0.01	0.16	-0.30	0.01	si	40
	pil. murario	34.87	0.01	0.16	-0.23	0.00	si	40
564	pil. murario	34.87	0.01	0.16	-0.23	0.00	si	40
	pil. murario	33.90	0.01	0.16	-0.15	0.00	si	40
565	pil. murario	33.90	0.01	0.16	-0.15	0.00	si	40
	pil. murario	32.94	0.01	0.16	-0.08	-0.01	si	40
566	pil. murario	32.94	0.01	0.16	-0.08	-0.01	si	40
	pil. murario	31.97	0.01	0.16	-0.01	-0.01	si	40
567	pil. murario	31.97	0.01	0.16	-0.01	-0.01	si	40
	pil. murario	31.00	0.01	0.16	0.07	-0.02	si	40
568	pil. murario	31.00	0.01	0.16	0.07	-0.02	si	40
	pil. murario	30.03	0.01	0.16	0.14	-0.03	si	40
569	pil. murario	30.03	0.01	0.16	0.14	-0.03	si	40
	pil. murario	29.06	0.01	0.16	0.21	-0.03	si	40
570	pil. murario	29.06	0.01	0.16	0.21	-0.03	si	40
	pil. murario	28.10	0.01	0.16	0.29	-0.04	si	40
571	pil. murario	28.10	0.01	0.16	0.29	-0.04	si	40
	pil. murario	27.13	0.01	0.16	0.36	-0.05	si	40
572	pil. murario	27.13	0.01	0.16	0.36	-0.05	si	40
	pil. murario	26.16	0.01	0.16	0.43	-0.05	si	40
573	pil. murario	32.95	0.01	0.17	-0.39	0.02	si	40
	pil. murario	32.10	0.01	0.17	-0.32	0.01	si	40
574	pil. murario	32.10	0.01	0.17	-0.32	0.01	si	40
	pil. murario	31.24	0.01	0.17	-0.25	0.00	si	40
575	pil. murario	31.24	0.01	0.17	-0.25	0.00	si	40
	pil. murario	30.38	0.01	0.17	-0.18	0.00	si	40
576	pil. murario	30.38	0.01	0.17	-0.18	0.00	si	40
	pil. murario	29.53	0.01	0.17	-0.11	-0.01	si	40
577	pil. murario	29.53	0.01	0.17	-0.11	-0.01	si	40
	pil. murario	28.67	0.01	0.17	-0.04	-0.01	si	40
578	pil. murario	28.67	0.01	0.17	-0.04	-0.01	si	40
	pil. murario	27.81	0.01	0.17	0.03	-0.02	si	40
579	pil. murario	27.81	0.01	0.17	0.03	-0.02	si	40
	pil. murario	26.96	0.01	0.17	0.10	-0.02	si	40
580	pil. murario	26.96	0.01	0.17	0.10	-0.02	si	40
	pil. murario	26.10	0.01	0.17	0.17	-0.03	si	40
581	pil. murario	26.10	0.01	0.17	0.17	-0.03	si	40
	pil. murario	25.24	0.01	0.17	0.24	-0.04	si	40
582	pil. murario	25.24	0.01	0.17	0.24	-0.04	si	40
	pil. murario	24.39	0.01	0.17	0.31	-0.04	si	40
583	pil. murario	24.39	0.01	0.17	0.31	-0.04	si	40
	pil. murario	23.53	0.01	0.17	0.38	-0.05	si	40
584	pil. murario	23.53	0.01	0.17	0.38	-0.05	si	40
	pil. murario	22.67	0.01	0.17	0.45	-0.05	si	40
585	pil. murario	32.34	0.02	-2.80	7.72	0.04	si	38
	pil. murario	31.43	0.02	-2.80	6.48	0.03	si	38
586	pil. murario	31.43	0.02	-2.80	6.48	0.03	si	38
	pil. murario	30.53	0.02	-2.80	5.24	0.02	si	38
587	pil. murario	30.53	0.02	-2.80	5.24	0.02	si	38
	pil. murario	29.63	0.02	-2.80	4.01	0.01	si	38
588	pil. murario	29.63	0.02	-2.80	4.01	0.01	si	38
	pil. murario	28.72	0.02	-2.80	2.77	0.00	si	38
589	pil. murario	28.72	0.02	-2.80	2.77	0.00	si	38
	pil. murario	27.82	0.02	-2.80	1.53	-0.01	si	38
590	pil. murario	27.82	0.02	-2.80	1.53	-0.01	si	38
	pil. murario	26.91	0.02	-2.80	0.29	-0.02	si	38
591	pil. murario	26.91	0.02	-2.80	0.29	-0.02	si	38
	pil. murario	26.01	0.02	-2.80	-0.95	-0.02	si	38
592	pil. murario	26.01	0.02	-2.80	-0.95	-0.02	si	38
	pil. murario	25.11	0.02	-2.80	-2.18	-0.03	si	38



593	pil. murario	25.11	0.02	-2.80	-2.18	-0.03	si	38
	pil. murario	24.20	0.02	-2.80	-3.42	-0.04	si	38
594	pil. murario	24.20	0.02	-2.80	-3.42	-0.04	si	38
	pil. murario	23.30	0.02	-2.80	-4.66	-0.05	si	38
595	pil. murario	23.30	0.02	-2.80	-4.66	-0.05	si	38
	pil. murario	22.39	0.02	-2.80	-5.90	-0.06	si	38
596	pil. murario	22.39	0.02	-2.80	-5.90	-0.06	si	38
	pil. murario	21.49	0.02	-2.80	-7.14	-0.07	si	38
597	pil. murario	21.49	0.02	-2.80	-7.14	-0.07	si	38
	pil. murario	20.59	0.02	-2.80	-8.38	-0.08	si	38
598	pil. murario	31.98	-0.05	-5.46	11.13	-0.09	si	38
	pil. murario	31.02	-0.05	-5.46	8.58	-0.07	si	38
599	pil. murario	31.02	-0.05	-5.46	8.58	-0.07	si	38
	pil. murario	30.07	-0.05	-5.46	6.04	-0.04	si	38
600	pil. murario	30.07	-0.05	-5.46	6.04	-0.04	si	38
	pil. murario	29.11	-0.05	-5.46	3.48	-0.02	si	38
601	pil. murario	29.11	-0.05	-5.46	3.48	-0.02	si	38
	pil. murario	28.15	-0.05	-5.46	0.93	0.00	si	38
602	pil. murario	28.15	-0.05	-5.46	0.93	0.00	si	38
	pil. murario	27.20	-0.05	-5.46	-1.61	0.02	si	38
603	pil. murario	27.20	-0.05	-5.46	-1.61	0.02	si	38
	pil. murario	26.24	-0.05	-5.46	-4.16	0.05	si	38
604	pil. murario	26.24	-0.05	-5.46	-4.16	0.05	si	38
	pil. murario	25.29	-0.05	-5.46	-6.71	0.07	si	38
605	pil. murario	25.29	-0.05	-5.46	-6.71	0.07	si	38
	pil. murario	24.33	-0.05	-5.46	-9.26	0.09	si	38
606	pil. murario	24.33	-0.05	-5.46	-9.26	0.09	si	38
	pil. murario	23.38	-0.05	-5.46	-11.81	0.12	si	38
608	pil. murario	32.65	-0.02	-6.42	8.78	-0.02	si	38
	pil. murario	31.68	-0.02	-6.42	5.73	-0.01	si	38
609	pil. murario	31.68	-0.02	-6.42	5.73	-0.01	si	38
	pil. murario	30.71	-0.02	-6.42	2.68	0.00	si	38
610	pil. murario	30.71	-0.02	-6.42	2.68	0.00	si	38
	pil. murario	29.74	-0.02	-6.42	-0.38	0.01	si	38
611	pil. murario	29.74	-0.02	-6.42	-0.38	0.01	si	38
	pil. murario	28.76	-0.02	-6.42	-3.43	0.03	si	38
612	pil. murario	28.76	-0.02	-6.42	-3.43	0.03	si	38
	pil. murario	27.79	-0.02	-6.42	-6.48	0.04	si	38
613	pil. murario	27.79	-0.02	-6.42	-6.48	0.04	si	38
	pil. murario	26.82	-0.02	-6.42	-9.53	0.05	si	38
614	pil. murario	26.82	-0.02	-6.42	-9.53	0.05	si	38
	pil. murario	25.84	-0.02	-6.42	-12.58	0.06	si	38
615	pil. murario	32.75	0.02	-5.61	10.29	0.05	si	38
	pil. murario	31.77	0.02	-5.61	7.62	0.04	si	38
616	pil. murario	31.77	0.02	-5.61	7.62	0.04	si	38
	pil. murario	30.80	0.02	-5.61	4.96	0.03	si	38
617	pil. murario	30.80	0.02	-5.61	4.96	0.03	si	38
	pil. murario	29.83	0.02	-5.61	2.29	0.02	si	38
618	pil. murario	29.83	0.02	-5.61	2.29	0.02	si	38
	pil. murario	28.86	0.02	-5.61	-0.38	0.01	si	38
619	pil. murario	28.86	0.02	-5.61	-0.38	0.01	si	38
	pil. murario	27.88	0.02	-5.61	-3.04	0.01	si	38
620	pil. murario	27.88	0.02	-5.61	-3.04	0.01	si	38
	pil. murario	26.91	0.02	-5.61	-5.71	0.00	si	38
621	pil. murario	26.91	0.02	-5.61	-5.71	0.00	si	38
	pil. murario	25.94	0.02	-5.61	-8.37	-0.01	si	38
622	pil. murario	25.94	0.02	-5.61	-8.37	-0.01	si	38
	pil. murario	24.97	0.02	-5.61	-11.04	-0.02	si	38
623	pil. murario	17.47	0.52	-0.37	0.58	0.81	si	39
	pil. murario	16.55	0.52	-0.37	0.41	0.58	si	39
624	pil. murario	16.55	0.52	-0.37	0.41	0.58	si	39
	pil. murario	15.63	0.52	-0.37	0.25	0.34	si	39
625	pil. murario	15.63	0.52	-0.37	0.25	0.34	si	39
	pil. murario	14.71	0.52	-0.37	0.08	0.11	si	39
626	pil. murario	14.71	0.52	-0.37	0.08	0.11	si	39
	pil. murario	13.79	0.52	-0.37	-0.08	-0.12	si	39
627	pil. murario	13.79	0.52	-0.37	-0.08	-0.12	si	39
	pil. murario	12.87	0.52	-0.37	-0.24	-0.36	si	39
628	pil. murario	12.87	0.52	-0.37	-0.24	-0.36	si	39
	pil. murario	11.96	0.52	-0.37	-0.41	-0.59	si	39
629	pil. murario	11.96	0.52	-0.37	-0.41	-0.59	si	39
	pil. murario	11.04	0.52	-0.37	-0.57	-0.83	si	39
630	pil. murario	258.60	0.97	-12.04	19.81	2.17	si	38
	pil. murario	168.31	0.97	-12.04	-42.82	-2.89	si	38
631	pil. murario	90.29	0.55	12.74	-21.74	1.44	si	37
	pil. murario	0.00	0.55	12.74	44.50	-1.42	si	37
632	pil. murario	33.93	0.02	0.19	-0.46	0.04	si	40
	pil. murario	18.79	0.02	0.19	0.51	-0.05	si	40
633	pil. murario	34.94	0.02	0.15	-0.37	0.04	si	40
	pil. murario	33.56	0.02	0.15	-0.30	0.03	si	40
634	pil. murario	33.56	0.02	0.15	-0.30	0.03	si	40
	pil. murario	32.19	0.02	0.15	-0.23	0.02	si	40
635	pil. murario	32.19	0.02	0.15	-0.23	0.02	si	40
	pil. murario	30.81	0.02	0.15	-0.15	0.02	si	40
636	pil. murario	30.81	0.02	0.15	-0.15	0.02	si	40

637	pil. murario	29.43	0.02	0.15	-0.08	0.01	si	40
	pil. murario	29.43	0.02	0.15	-0.08	0.01	si	40
	pil. murario	28.06	0.02	0.15	-0.01	0.00	si	40
638	pil. murario	28.06	0.02	0.15	-0.01	0.00	si	40
	pil. murario	26.68	0.02	0.15	0.06	-0.01	si	40
639	pil. murario	26.68	0.02	0.15	0.06	-0.01	si	40
	pil. murario	25.30	0.02	0.15	0.13	-0.02	si	40
640	pil. murario	25.30	0.02	0.15	0.13	-0.02	si	40
	pil. murario	23.93	0.02	0.15	0.20	-0.02	si	40
641	pil. murario	23.93	0.02	0.15	0.20	-0.02	si	40
	pil. murario	22.55	0.02	0.15	0.27	-0.03	si	40
642	pil. murario	22.55	0.02	0.15	0.27	-0.03	si	40
	pil. murario	21.17	0.02	0.15	0.34	-0.04	si	40
643	pil. murario	21.17	0.02	0.15	0.34	-0.04	si	40
	pil. murario	19.80	0.02	0.15	0.41	-0.05	si	40
644	pil. murario	15.14	-0.30	-0.62	1.14	-0.84	si	42
	pil. murario	0.00	-0.30	-0.62	-2.09	0.74	si	42
645	pil. murario	40.67	-0.42	-0.29	0.77	-1.04	si	38
	pil. murario	39.29	-0.42	-0.29	0.63	-0.84	si	38
646	pil. murario	39.29	-0.42	-0.29	0.63	-0.84	si	38
	pil. murario	37.92	-0.42	-0.29	0.50	-0.64	si	38
647	pil. murario	37.92	-0.42	-0.29	0.50	-0.64	si	38
	pil. murario	36.54	-0.42	-0.29	0.36	-0.44	si	38
648	pil. murario	36.54	-0.42	-0.29	0.36	-0.44	si	38
	pil. murario	35.16	-0.42	-0.29	0.22	-0.24	si	38
649	pil. murario	35.16	-0.42	-0.29	0.22	-0.24	si	38
	pil. murario	33.78	-0.42	-0.29	0.08	-0.04	si	38
650	pil. murario	33.78	-0.42	-0.29	0.08	-0.04	si	38
	pil. murario	32.41	-0.42	-0.29	-0.06	0.16	si	38
651	pil. murario	32.41	-0.42	-0.29	-0.06	0.16	si	38
	pil. murario	31.03	-0.42	-0.29	-0.20	0.36	si	38
652	pil. murario	31.03	-0.42	-0.29	-0.20	0.36	si	38
	pil. murario	29.65	-0.42	-0.29	-0.33	0.56	si	38
653	pil. murario	29.65	-0.42	-0.29	-0.33	0.56	si	38
	pil. murario	28.28	-0.42	-0.29	-0.47	0.76	si	38
654	pil. murario	28.28	-0.42	-0.29	-0.47	0.76	si	38
	pil. murario	26.90	-0.42	-0.29	-0.61	0.96	si	38
655	pil. murario	26.90	-0.42	-0.29	-0.61	0.96	si	38
	pil. murario	25.53	-0.42	-0.29	-0.75	1.16	si	38
656	pil. murario	25.53	-0.03	-0.17	0.54	-0.07	si	38
	pil. murario	25.13	-0.03	-0.17	0.46	-0.05	si	38
657	pil. murario	25.13	-0.03	-0.17	0.46	-0.05	si	38
	pil. murario	23.68	-0.03	-0.17	0.37	-0.03	si	38
658	pil. murario	23.68	-0.03	-0.17	0.37	-0.03	si	38
	pil. murario	22.23	-0.03	-0.17	0.29	-0.01	si	38
659	pil. murario	22.23	-0.03	-0.17	0.29	-0.01	si	38
	pil. murario	20.79	-0.03	-0.17	0.21	0.00	si	38
660	pil. murario	20.79	-0.03	-0.17	0.21	0.00	si	38
	pil. murario	19.34	-0.03	-0.17	0.12	0.02	si	38
661	pil. murario	19.34	-0.03	-0.17	0.12	0.02	si	38
	pil. murario	17.89	-0.03	-0.17	0.04	0.04	si	38
662	pil. murario	17.89	-0.03	-0.17	0.04	0.04	si	38
	pil. murario	16.44	-0.03	-0.17	-0.05	0.05	si	38
663	pil. murario	16.44	-0.03	-0.17	-0.05	0.05	si	38
	pil. murario	14.99	-0.03	-0.17	-0.13	0.07	si	38
664	pil. murario	14.99	-0.03	-0.17	-0.13	0.07	si	38
	pil. murario	13.54	-0.03	-0.17	-0.21	0.09	si	38
665	pil. murario	13.54	-0.03	-0.17	-0.21	0.09	si	38
	pil. murario	12.09	-0.03	-0.17	-0.30	0.11	si	38
666	pil. murario	12.09	-0.03	-0.17	-0.30	0.11	si	38
	pil. murario	10.64	-0.03	-0.17	-0.38	0.12	si	38
667	pil. murario	10.64	-0.03	-0.17	-0.38	0.12	si	38
	pil. murario	9.19	-0.03	-0.17	-0.47	0.14	si	38
668	pil. murario	9.19	-0.03	-0.17	-0.47	0.14	si	38
	pil. murario	7.74	-0.03	-0.17	-0.55	0.16	si	38
669	pil. murario	22.70	-0.03	-0.10	0.37	-0.09	si	38
	pil. murario	21.37	-0.03	-0.10	0.33	-0.08	si	38
670	pil. murario	21.37	-0.03	-0.10	0.33	-0.08	si	38
	pil. murario	20.03	-0.03	-0.10	0.29	-0.06	si	38
671	pil. murario	20.03	-0.03	-0.10	0.29	-0.06	si	38
	pil. murario	18.70	-0.03	-0.10	0.24	-0.05	si	38
672	pil. murario	18.70	-0.03	-0.10	0.24	-0.05	si	38
	pil. murario	17.36	-0.03	-0.10	0.20	-0.03	si	38
673	pil. murario	17.36	-0.03	-0.10	0.20	-0.03	si	38
	pil. murario	16.03	-0.03	-0.10	0.15	-0.02	si	38
674	pil. murario	16.03	-0.03	-0.10	0.15	-0.02	si	38
	pil. murario	14.69	-0.03	-0.10	0.11	0.00	si	38
675	pil. murario	14.69	-0.03	-0.10	0.11	0.00	si	38
	pil. murario	13.35	-0.03	-0.10	0.06	0.01	si	38
676	pil. murario	13.35	-0.03	-0.10	0.06	0.01	si	38
	pil. murario	12.02	-0.03	-0.10	0.02	0.03	si	38
677	pil. murario	12.02	-0.03	-0.10	0.02	0.03	si	38
	pil. murario	10.68	-0.03	-0.10	-0.03	0.05	si	38
678	pil. murario	10.68	-0.03	-0.10	-0.03	0.05	si	38
	pil. murario	9.35	-0.03	-0.10	-0.07	0.06	si	38

679	pil. murario	9.35	-0.03	-0.10	-0.07	0.06	si	38
	pil. murario	8.01	-0.03	-0.10	-0.11	0.08	si	38
680	pil. murario	8.01	-0.03	-0.10	-0.11	0.08	si	38
	pil. murario	6.68	-0.03	-0.10	-0.16	0.09	si	38
681	pil. murario	6.68	-0.03	-0.10	-0.16	0.09	si	38
	pil. murario	5.34	-0.03	-0.10	-0.20	0.11	si	38
682	pil. murario	5.34	-0.03	-0.10	-0.20	0.11	si	38
	pil. murario	4.01	-0.03	-0.10	-0.25	0.12	si	38
683	pil. murario	4.01	-0.03	-0.10	-0.25	0.12	si	38
	pil. murario	2.67	-0.03	-0.10	-0.29	0.14	si	38
684	pil. murario	2.67	-0.03	-0.10	-0.29	0.14	si	38
	pil. murario	1.34	-0.03	-0.10	-0.34	0.15	si	38
685	pil. murario	1.34	-0.03	-0.10	-0.34	0.15	si	38
	pil. murario	0.00	-0.03	-0.10	-0.38	0.17	si	38
686	pil. murario	22.71	-0.08	-0.08	0.32	-0.27	si	38
	pil. murario	21.37	-0.08	-0.08	0.28	-0.24	si	38
687	pil. murario	21.37	-0.08	-0.08	0.28	-0.24	si	38
	pil. murario	20.04	-0.08	-0.08	0.25	-0.20	si	38
688	pil. murario	20.04	-0.08	-0.08	0.25	-0.20	si	38
	pil. murario	18.70	-0.08	-0.08	0.21	-0.16	si	38
689	pil. murario	18.70	-0.08	-0.08	0.21	-0.16	si	38
	pil. murario	17.37	-0.08	-0.08	0.17	-0.13	si	38
690	pil. murario	17.37	-0.08	-0.08	0.17	-0.13	si	38
	pil. murario	16.03	-0.08	-0.08	0.14	-0.09	si	38
691	pil. murario	16.03	-0.08	-0.08	0.14	-0.09	si	38
	pil. murario	14.69	-0.08	-0.08	0.10	-0.05	si	38
692	pil. murario	14.69	-0.08	-0.08	0.10	-0.05	si	38
	pil. murario	13.36	-0.08	-0.08	0.06	-0.02	si	38
693	pil. murario	13.36	-0.08	-0.08	0.06	-0.02	si	38
	pil. murario	12.02	-0.08	-0.08	0.03	0.02	si	38
694	pil. murario	12.02	-0.08	-0.08	0.03	0.02	si	38
	pil. murario	10.69	-0.08	-0.08	-0.01	0.06	si	38
695	pil. murario	10.69	-0.08	-0.08	-0.01	0.06	si	38
	pil. murario	9.35	-0.08	-0.08	-0.05	0.09	si	38
696	pil. murario	9.35	-0.08	-0.08	-0.05	0.09	si	38
	pil. murario	8.02	-0.08	-0.08	-0.08	0.13	si	38
697	pil. murario	8.02	-0.08	-0.08	-0.08	0.13	si	38
	pil. murario	6.68	-0.08	-0.08	-0.12	0.17	si	38
698	pil. murario	6.68	-0.08	-0.08	-0.12	0.17	si	38
	pil. murario	5.34	-0.08	-0.08	-0.16	0.20	si	38
699	pil. murario	5.34	-0.08	-0.08	-0.16	0.20	si	38
	pil. murario	4.01	-0.08	-0.08	-0.20	0.24	si	38
700	pil. murario	4.01	-0.08	-0.08	-0.20	0.24	si	38
	pil. murario	2.67	-0.08	-0.08	-0.23	0.28	si	38
701	pil. murario	2.67	-0.08	-0.08	-0.23	0.28	si	38
	pil. murario	1.34	-0.08	-0.08	-0.27	0.31	si	38
702	pil. murario	1.34	-0.08	-0.08	-0.27	0.31	si	38
	pil. murario	0.00	-0.08	-0.08	-0.31	0.35	si	38
703	pil. murario	18.86	-0.18	-0.14	0.46	-0.54	si	38
	pil. murario	17.51	-0.18	-0.14	0.39	-0.46	si	38
704	pil. murario	17.51	-0.18	-0.14	0.39	-0.46	si	38
	pil. murario	16.16	-0.18	-0.14	0.33	-0.38	si	38
705	pil. murario	16.16	-0.18	-0.14	0.33	-0.38	si	38
	pil. murario	14.81	-0.18	-0.14	0.27	-0.29	si	38
706	pil. murario	14.81	-0.18	-0.14	0.27	-0.29	si	38
	pil. murario	13.47	-0.18	-0.14	0.20	-0.21	si	38
707	pil. murario	13.47	-0.18	-0.14	0.20	-0.21	si	38
	pil. murario	12.12	-0.18	-0.14	0.14	-0.12	si	38
708	pil. murario	12.12	-0.18	-0.14	0.14	-0.12	si	38
	pil. murario	10.77	-0.18	-0.14	0.07	-0.04	si	38
709	pil. murario	10.77	-0.18	-0.14	0.07	-0.04	si	38
	pil. murario	9.43	-0.18	-0.14	0.01	0.05	si	38
710	pil. murario	9.43	-0.18	-0.14	0.01	0.05	si	38
	pil. murario	8.08	-0.18	-0.14	-0.06	0.13	si	38
711	pil. murario	8.08	-0.18	-0.14	-0.06	0.13	si	38
	pil. murario	6.74	-0.18	-0.14	-0.12	0.21	si	38
712	pil. murario	6.74	-0.18	-0.14	-0.12	0.21	si	38
	pil. murario	5.39	-0.18	-0.14	-0.18	0.30	si	38
713	pil. murario	5.39	-0.18	-0.14	-0.18	0.30	si	38
	pil. murario	4.04	-0.18	-0.14	-0.25	0.38	si	38
714	pil. murario	4.04	-0.18	-0.14	-0.25	0.38	si	38
	pil. murario	2.69	-0.18	-0.14	-0.31	0.47	si	38
715	pil. murario	2.69	-0.18	-0.14	-0.31	0.47	si	38
	pil. murario	1.35	-0.18	-0.14	-0.38	0.55	si	38
716	pil. murario	1.35	-0.18	-0.14	-0.38	0.55	si	38
	pil. murario	0.00	-0.18	-0.14	-0.44	0.63	si	38

**VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO**  
(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale).

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_C$ : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' t f_{vd}$ , dove:

$l'$  = lunghezza della parte compressa della parete ( $h$  nella verifica della fascia, secondo [7.8.4])

$t$  = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  definito in §4.5.6.1:  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$ , calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione:  $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$ .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio per scorrimento è il valore medio  $f_{vo}$ , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a:  $f_{vm} = f_{vo} + 0.4 \sigma_n$ . Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  (l'analisi statica è un'analisi lineare), ed il fattore di confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_{vo}$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_{vd}$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:**  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M$  con  $f_{vk} \leq f_{vklim} = 0.65 f_b$  (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);

**Muratura esistente:**  $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_M / F_C = (f_{vo} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / F_C$  con  $f_{vm} \leq f_{vlim} = 0.065 f_b / 0.7$  [§C8.7.1.14], con  $f_b$  resistenza a compressione normalizzata del blocco.

Nelle espressioni del calcolo di  $f_{vd}$ , si osservi che i coefficienti  $\gamma_M$  e  $F_C$  vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  e  $F_C$ .

## Muratura

**rinforzata:**

**Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata:** il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio  $V_t$  è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$V_t = V_{tm} \text{ (contributo muratura) } + V_{is} \text{ (contributo armatura) } = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s$ ,

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali:  $V_t \leq V_{tlim} = 0.3 f_{td} t d$ ,

dove:  $d$  = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

$t$  = spessore della parete;

$s$  = distanza verticale tra i livelli di armatura;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

$f_{yd}$  = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:  $f_{yk} / \gamma_S$  (analisi lineare) ( $\gamma_S = 1.15$ );

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a:  $f_d / \gamma_M$  (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo  $V_{is}$  è sempre considerato).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**:

- il contributo della muratura  $V_{tm}$  viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione  $\sigma_n$  determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo  $V_{is}$  ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ( $V_{is} = V_{Rd,i}$ ).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$V_{is} = \frac{(1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \epsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot b_f / p_f}{E_f}$  dove:

$E_f$  = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

$\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$t_f$  = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

$b_f$ ,  $p_f$  = larghezza e passo delle strisce;

$\gamma_{Rd}$  = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di  $V_{is}$  viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo  $\cotg(90^\circ - \varphi)$ , dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da:  $V_{tlim} = 0.3 f_{td} t d$ , dove  $f_{td}$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera  $f_d$ ).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{is} = \frac{(\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cdot \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f)}{2 \cdot t_f \cdot b_f}$  dove:

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{fdd} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$ , con:  $\alpha$  = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale;  $\epsilon_{fdd}$  = deformazione di progetto;

$A_f$  = area dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente:  $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$  moltiplica inoltre il contributo della muratura  $V_{tm}$ . Nel caso in cui la correzione di  $V_{tm}$  comporti un taglio resistente ( $V_{tm} + V_{is}$ ) minore della resistenza  $V_{tm}$  senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**:

- il contributo della muratura  $V_{tm}$  viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene

considerata la tensione  $\sigma_n$  determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);  
 - il contributo del rinforzo  $V_{IS}$  segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215,  $V_{IS}=V_{t,r}$ ).  
 $V_{IS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \dot{a}_t \cdot \dot{a}_{fd} \cdot E_f$

dove:

$n_f$  = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

$t_{vf}$  = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

$b_f$  = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da  $b_f \cdot l / p_t$ , dove:  $b_f$  è la larghezza del singolo nastro,  $l$  è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete,  $p_t$  è il passo tra i nastri;

$\dot{a}_t = 0.8$ , coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

$\dot{a}_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$E_f$  = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di  $V_{IS}$  viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete. La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da:  $V_{t,lim} = 0.25 f_d t d$ , dove  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $t$  è lo spessore della parete,  $d$  è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò  $V_t$  può assumere al massimo il valore  $1.5 V_{tM}$ .

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**M** = momento di calcolo

**Ecc** = eccentricità (=  $M / P$ )

**Beta** = coefficiente di parzializzazione della sezione =  $l'/l$ , essendo  $l'$  la zona compressa. Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare:  $Beta=1$  se  $(Ecc/l) \leq 1/6$ , altrimenti:  $Beta=(3 - (0.5-Ecc/l))$  [ $Beta=0$  se  $Ecc \geq l / 2$ ]. Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.

Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni  $C$  relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale  $N$  di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione  $T$  ( $C=N+T$ ). Più in dettaglio:

- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a  $d$  (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale  $\sigma_n$  ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da:  $N/(dt)$ , con  $t$ =spessore della parete;

- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi  $C=N$ .  $\sigma_n$  è pari a  $N/(l't)$ ;

- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione:  $\sigma_n = C/(l't)$  (DT200 R1/2012, §5.4.1.1.2).

**C** = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare

**$\sigma_n$**  = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

**$f_{vko}/f_{vmo}$**  = resistenza a taglio in assenza di compressione:  $f_{vko}$  (caratteristica) per muratura nuova,  $f_{vmo}$  (media) per muratura esistente ( $f_{vmo} = f_{vko}$ )

**$f_{vd}$**  = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati

Edificio nuovo:  **$\gamma_m$**  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$

Edificio esistente:  **$\gamma_m \cdot FC$**  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**$V_t$**  = taglio resistente

**V** = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore ( $M_u/M$ ), dove  $M$  è il momento di calcolo corrispondente a  $V$  e  $M_u$  è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione;  $V$  è inoltre amplificato per  $\gamma_{Rd}=1.5$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $V_t / V$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

**% arm. tag.** = percentuale di armatura a taglio (definita da:  $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$ ).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

**$V_{tM}$**  = contributo della muratura al taglio resistente

**$V_{tS}$**  = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

**$V_{tlim}$**  = valore limite del taglio resistente

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A TAGLIO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettilineare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)).

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio  $V_y$ ) e xz (taglio  $V_z$ ). Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz ( $V_z$ ). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.3.5.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area  $A_{sw}$ , interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione  $\alpha$  rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe:  $\alpha=90^\circ$ ), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione  $\theta$  rispetto all'asse della trave). L'inclinazione  $\theta$  deve rispettare i seguenti limiti:  $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ .

Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni  $V_{Rsd}$  (4.1.27) e  $V_{RCd}$  (4.1.28):

$$0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

da cui, essendo  $\sin \alpha = 1$  (per le staffe) e  $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$ , si ottiene:

$$(A_{sw} f_{yd}) / (b_w s \alpha_c v f_{cd}) = \sin^2 \theta$$

relazione da cui si ottiene  $\theta$ ; segue il controllo su  $\cotg \theta$ . A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di  $V_{Rsd}$  o di  $V_{RCd}$ ; si ha:

$$V_{Rd} = V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \cdot \cotg \theta. \text{ La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta } V_{Ed} < V_{Rd}.$$

**Simbologia** utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

**N.** = numero progressivo dell'elemento

**Tip.** = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

**fcd** = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ ;

Edifici esistenti: Calcestruzzo:  $f_{cd} = f_{cm} / F_c / \gamma_c$ , Acciaio:  $f_{yd} = f_{ym} / F_c / \gamma_s$

**v fcd** = resistenza di progetto a compressione ridotta per il calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ ) (§4.1.2.3.5.2)

I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio  $V_y$ ) e xz (taglio  $V_z$ ):

**cotg.th** = cotangente dell'angolo  $\theta$ . Se non sono rispettati i limiti:  $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ , il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla

**Vu** = taglio resistente ( $=V_{Rd}$ ) in direzione y e z

**V** = taglio di calcolo ( $=V_{Ed}$ ) in direzione y e z

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto ( $V_u/V$ ) in direzione y e z

Infine si riporta il coefficiente di sicurezza **C.Sic.** pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

## 17. 16. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 1.347 (CCC ID 39)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n Sez.	P	M	Ecc.	Beta	C	$\sigma, n$	f <sub>vk0</sub> /	f <sub>vd</sub>	$\gamma, m$ %arm.	V <sub>t,M</sub>	V <sub>t,S</sub>	V <sub>t,lim</sub>	V <sub>t</sub>	V
C.Sic.	ID	(kN)	(kN m)	(m)		(kN)		f <sub>vm0</sub>		* FC tag.					
	CCC							(N/mm <sup>2</sup> )				(kN)			
67	e  B	101.51	-29.52	0.29	1.000	101.51	0.137	0.180	0.058	4.05	0.030	43.06	69.30	124.36	64.59
18.11	3.566  38														
70	e  B	20.04	2.23	0.11	1.000	20.04	0.123	0.180	0.057	4.05	0.030	9.21	17.96	24.33	13.82
1.49	9.277  39														
76	e  B	24.81	1.00	0.04	1.000	24.81	0.122	0.180	0.056	4.05	0.030	11.52	22.51	28.15	17.28
1.59	>> 1  40														
80	e  B	14.22	0.27	0.02	1.000	14.22	0.169	0.180	0.061	4.05	0.030	5.14	9.27	15.56	7.71
0.51	>> 1  40														
85	e  B	12.30	0.15	0.01	1.000	12.30	0.154	0.180	0.060	4.05	0.030	4.77	8.83	14.81	7.16
0.26	>> 1  43														
90	e  B	11.99	-0.11	0.01	1.000	11.99	0.150	0.180	0.059	4.05	0.030	4.73	8.81	14.78	7.10
0.22	>> 1  41														
95	e  B	9.88	-0.14	0.01	1.000	9.88	0.130	0.180	0.057	4.05	0.030	4.36	8.41	14.11	6.54
0.29	>> 1  41														
100	e  B	16.36	0.53	0.03	1.000	16.36	0.099	0.180	0.054	4.05	0.030	8.95	18.21	24.54	13.42
0.68	>> 1  44														
114	n  B	98.06	14.23	0.15	1.000	98.06	0.167	0.300	0.122	3.00		71.70			71.70
11.99	5.980  39														
116	n  B	52.03	2.88	0.06	1.000	52.03	0.141	0.300	0.119	3.00		43.81			43.81
2.36	>> 1  44														
119	n  I	0.00	-4.17	0.00	1.000	0.00	0.000	0.300	0.100	3.00		28.50			28.50
4.64	6.142  40														

119 n  J	0.00	0.00	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00		28.50			28.50
4.64  6.142  40										
120 e  B	132.48	38.02	0.29 1.000	132.48	0.107 0.180 0.055 4.05 0.020	68.11	91.08	211.87	102.17	
19.17  5.330  38										
122 e  B	143.85	10.42	0.07 1.000	143.85	0.180 0.180 0.062 4.05 0.030	49.76	74.38	131.95	74.64	
4.53  >> 1  42										
124 e  B	15.45	-0.15	0.01 1.000	15.45	0.234 0.180 0.068 4.05 0.030	4.46	6.14	12.22	6.69	
0.17  >> 1  40										
127 e  B	10.92	0.07	0.01 1.000	10.92	0.216 0.180 0.066 4.05 0.030	3.32	4.70	9.35	4.98	
0.13  >> 1  42										
131 e  B	127.96	-76.26	0.60 0.350	140.48	0.548 0.180 0.099 4.05 0.030	25.27	68.57	126.17	37.91	
26.92  1.408  38										
133 e  B	140.61	64.75	0.46 1.000	140.61	0.190 0.180 0.063 4.05 0.030	46.71	68.66	126.24	70.06	
21.48  3.262  38										
144 e  B	82.22	-25.58	0.31 0.370	88.27	0.550 0.180 0.099 4.05 0.030	15.85	40.23	63.22	23.78	
10.58  2.248  42										
146 e  B	131.29	-10.08	0.08 1.000	131.29	0.105 0.180 0.055 4.05 0.020	68.33	91.36	212.56	102.49	
3.61  >> 1  41										
152 e  B	126.42	-73.72	0.58 0.320	141.77	0.548 0.180 0.099 4.05 0.020	25.49	74.14	131.95	38.24	
21.52  1.777  38										
154 e  B	64.53	-14.24	0.22 1.000	64.53	0.152 0.180 0.059 4.05 0.030	25.25	40.70	62.47	37.88	
3.84  9.864  38										
156 e  B	64.65	11.42	0.18 1.000	64.65	0.153 0.180 0.060 4.05 0.030	25.22	40.59	62.39	37.83	
3.09  >> 1  39										
158 e  B	132.12	63.58	0.48 1.000	132.12	0.165 0.180 0.061 4.05 0.020	48.60	74.11	131.95	72.91	
17.30  4.214  38										
161 e  B	79.42	14.76	0.19 0.990	79.48	0.294 0.180 0.073 4.05 0.030	19.86	25.78	36.82	29.78	
5.72  5.207  39										
163 e  B	109.53	-20.25	0.18 1.000	109.53	0.305 0.180 0.075 4.05 0.030	26.78	33.59	56.42	40.18	
6.19  6.491  37										
164 e  B	303.29	-159.87	0.53 1.000	303.29	0.324 0.180 0.076 4.05 0.030	71.60	87.65	156.20	107.40	
43.41  2.474  37										
165 e  B	96.63	-12.28	0.13 1.000	96.63	0.306 0.180 0.075 4.05 0.030	23.58	29.53	40.80	35.37	
3.45  >> 1  37										
167 e  B	82.47	-8.62	0.10 1.000	82.47	0.305 0.180 0.075 4.05 0.030	20.16	25.19	36.59	30.23	
2.53  >> 1  37										
174 e  B	56.01	15.22	0.27 0.340	59.81	0.552 0.180 0.099 4.05 0.030	10.73	29.40	40.87	16.09	
5.96  2.699  43										
176 e  B	55.37	16.05	0.29 0.340	59.13	0.551 0.180 0.099 4.05 0.030	10.61	30.57	40.87	15.91	
6.51  2.444  43										
178 e  B	59.09	20.73	0.35 0.360	62.62	0.549 0.180 0.099 4.05 0.030	11.26	29.88	40.87	16.89	
9.99  1.691  43										
180 e  B	81.28	31.36	0.39 0.460	85.29	0.582 0.180 0.102 4.05 0.030	14.94	30.71	40.87	22.41	
16.64  1.347  39										
187 e  B	33.59	-3.00	0.09 1.000	33.59	0.117 0.180 0.056 4.05 0.020	16.10	25.38	38.18	24.14	
1.65  >> 1  41										
190 e  B	35.64	0.92	0.03 1.000	35.64	0.225 0.180 0.067 4.05 0.020	10.58	14.01	29.40	15.86	
1.04  >> 1  39										
192 e  B	18.78	-0.59	0.03 1.000	18.78	0.132 0.180 0.057 4.05 0.020	8.20	12.60	26.44	12.30	
0.54  >> 1  42										
194 e  B	70.46	1.84	0.03 1.000	70.46	0.222 0.180 0.066 4.05 0.030	21.06	30.81	40.94	31.59	
1.95  >> 1  39										
196 e  B	81.34	1.85	0.02 1.000	81.34	0.257 0.180 0.070 4.05 0.030	22.08	29.86	40.82	33.12	
1.67  >> 1  39										
198 e  B	85.43	1.85	0.02 1.000	85.43	0.270 0.180 0.071 4.05 0.030	22.48	30.55	40.82	33.72	
1.31  >> 1  39										
200 e  B	96.18	1.88	0.02 1.000	96.18	0.304 0.180 0.074 4.05 0.030	23.55	29.40	40.87	35.33	
1.26  >> 1  39										
202 e  B	38.00	1.36	0.04 1.000	38.00	0.439 0.180 0.088 4.05 0.030	7.60	8.04	16.02	11.40	
1.27  8.973  40										
205 e  B	64.98	1.92	0.03 1.000	64.98	0.417 0.180 0.086 4.05 0.030	13.35	14.50	28.89	20.03	
1.72  >> 1  39										
207 e  B	124.08	5.39	0.04 1.000	124.08	0.392 0.180 0.083 4.05 0.030	26.31	29.89	40.87	39.47	
3.20  >> 1  39										
209 e  B	123.16	-11.93	0.10 1.000	123.16	0.336 0.180 0.078 4.05 0.030	28.46	34.29	57.10	42.70	
5.93  7.200  40										
211 e  B	61.55	0.39	0.01 1.000	61.55	0.228 0.180 0.067 4.05 0.030	18.09	25.19	36.59	27.14	
0.28  >> 1  42										
212 e  B	71.51	0.55	0.01 1.000	71.51	0.226 0.180 0.067 4.05 0.030	21.10	29.53	40.80	31.64	
0.38  >> 1  42										
214 e  B	214.13	5.14	0.02 1.000	214.13	0.228 0.180 0.067 4.05 0.030	62.82	87.69	156.26	94.22	
2.47  >> 1  43										
218 n  B	153.25	-6.62	0.04 1.000	153.25	0.239 0.300 0.132 3.00	84.43			84.43	
4.79  >> 1  37										
221 n  B	160.48	-23.30	0.15 1.000	160.48	0.136 0.300 0.118 3.00	139.68			139.68	
35.58  3.926  37										
229 n  I	0.00	4.87	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00	47.88			47.88	
2.41  >> 1  37										
229 n  J	0.00	-3.32	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00	47.88			47.88	
2.41  >> 1  37										
230 n  I	0.00	0.00	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00	48.00			48.00	
0.00  >> 1  9										
236 n  B	35.59	9.10	0.26 1.000	35.59	0.071 0.300 0.110 3.00	54.70			54.70	
7.31  7.482  43										



241 n  I	0.00	0.00	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00		57.50			57.50
0.00  >> 1  9										
242 n  I	0.00	8.13	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00		39.63			39.63
20.96  1.891  38										
242 n  J	0.00	25.16	0.00 1.000	0.00	0.000 0.300 0.100 3.00		39.63			39.63
20.96  1.891  38										
245 n  B	171.05	63.49	0.37 0.940	171.05	0.231 0.300 0.131 3.00		96.77			96.77
27.59  3.507  40										
258 e  B	26.99	8.97	0.33 0.360	28.32	0.390 0.180 0.083 4.05 0.020		6.02	17.94	30.39	9.03
5.80  1.558  39										
261 e  B	91.83	-27.01	0.29 1.000	91.83	0.132 0.180 0.057 4.05 0.030		39.98	69.30	119.94	59.96
16.64  3.604  38										

## 18. 17. VERIFICA A TAGLIO - STRUTTURE IN C.A. - C.Sic: 1.347 (CCC ID 39)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	fcd (N/mm <sup>2</sup> )	v fcd	cotg.th (y)	Vu,y (kN)	Vy	C.Sic. y	cotg.th (Z)	Vu,Z (kN)	Vz	C.Sic. Z	C.Sic.	ID CCC
303	T	9.877	4.938					2.500	174.06	80.19	2.171	2.171	37
303	T	9.877	4.938					2.500	174.06	-80.19	2.171	2.171	37
932	T	9.877	4.938					2.500	267.31	166.77	1.603	1.603	44
932	T	9.877	4.938					2.500	267.31	124.98	2.139	2.139	44
933	T	9.877	4.938					2.500	267.31	124.98	2.139	2.139	44
933	T	9.877	4.938					2.500	267.31	-120.67	2.215	2.215	44
934	T	9.877	4.938					2.500	267.31	46.73	5.720	5.720	38
934	T	9.877	4.938					2.500	267.31	4.88	>> 1	>> 1	38

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche. Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per  $\gamma_M$ : §4.5.6.1, per  $F_C$ : §C8.5.4).

Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.16]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \mu\sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [C8.7.1.17]$$

dove: l = lunghezza del pannello, t = spessore del pannello,

$\sigma_0$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = \lambda(=h/l)$ , essendo  $\lambda$  la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Per tessitura irregolare:

$f_{td}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale =  $1.5 \tau_{0d}$

$\tau_{0d}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)

Per tessitura regolare:

$\mu$  (coefficiente di attrito locale del giunto) e  $\phi$  (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;

$f_{v0d}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);

per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima  $V_{t,lim}$  [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza  $F_C$  (§8.5.4, §C.8.5.4) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (l'analisi statica è un'analisi lineare). Normalmente:  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $\tau_0$  e per  $f_{v0}$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

### Muratura

rinforzata:

**Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata:** il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali.

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



Per la resistenza a taglio  $V_t$  è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{is} (\text{contributo armatura}) = (l \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot l \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s,$$

dove:

$s$  = distanza verticale tra i livelli di armatura;

$A_{sw}$  = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

$f_{yd}$  = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:  $f_{yk} / \gamma_s$  (analisi lineare) ( $\gamma_s = 1.15$ );

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a:  $f_d / \gamma_m$  (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo  $V_{is}$  è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello  $l$  viene considerata la distanza  $d$  tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ( $V_{is} = V_{Rd,i}$ ).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$$V_{is} = \frac{(1/\gamma_{Rd})}{E_f} \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \epsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot b_f / p_f \quad \text{dove:}$$

$E_f$  = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

$\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$t_f$  = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

$b_f$  = larghezza e passo delle strisce;

$\gamma_{Rd}$  = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di  $V_{is}$  viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo  $\cotg(90^\circ - \varphi)$ , dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da:  $V_{t,lim} = 0.3 \cdot f_{hd} \cdot t \cdot d$ , dove  $f_{hd}$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera  $f_d$ ).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$$V_{is} = \frac{(\delta_{Rd}/H)}{(\sin \alpha \cos^2 \alpha)} \cdot E_f \cdot A_f \quad \text{dove:}$$

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{fd} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$ , con:  $\alpha$  = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale;  $\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto;

$A_f$  =  $2 \cdot t_f \cdot b_f$  con  $t_f$  che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente:  $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$  moltiplica inoltre il contributo della muratura  $V_{tm}$ . Nel caso in cui la correzione di  $V_{tm}$  comporti un taglio resistente ( $V_{tm} + V_{is}$ ) minore della resistenza  $V_{tm}$  senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**, il contributo del rinforzo  $V_{is}$  segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215,  $V_{is} = V_{t,i}$ ).

$$V_{is} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \dot{\alpha}_t \cdot \dot{\alpha}_d \cdot E_f$$

dove:

$n_f$  = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

$t_{vf}$  = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

$b_f$  = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da  $b_f = l / p_f$ , dove:  $b_f$  è la larghezza del singolo nastro,  $l$  è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete,  $p_f$  è il passo tra i nastri;

$\dot{\alpha}_t = 0.8$ , coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

$\epsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo;

$E_f$  = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di  $V_{is}$  viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da:  $V_{t,lim} = 0.25 \cdot f_d \cdot t \cdot d$ , dove  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $t$  è lo spessore della parete,  $d$  è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò  $V_t$  può assumere al massimo il valore  $1.5 \cdot V_{tm}$ .

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

**Simbologia adottata** dal software PCM (risultati analisi lineare):

**n** = numero progressivo dell'elemento murario

**n/e** = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

**Sez.** = indica la sezione di verifica (M=mezzeraia, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)

**Coeff. b** = coefficiente correttivo b

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** =  $\sigma_o$  = tensione normale media riferita all'intera sezione

**tauo** = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare

**fvd** = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare

Edificio nuovo:  $\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$

Edificio esistente:  $\gamma_m \cdot FC$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**fvd** = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

**Vt,lim** = valore limite per il taglio resistente

**Vt** = taglio resistente

**V** = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore ( $M_u/M$ ), dove  $M$  è il momento di calcolo corrispondente a  $V$  e  $M_u$  è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione;  $V$  è inoltre amplificato per  $\gamma_{Rd}=1.5$

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $V_t / V$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

**% arm. tag.** = percentuale di armatura a taglio (definita da:  $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$ ).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

VtM = contributo della muratura al taglio resistente

VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

**19. 18. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 1.199 (CCC ID 38)**

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p	tau0	fvd	$\gamma_{m,FC}$	%arm. tag.	Vt,M	Vt,S	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	ID CCC
						(N/mm <sup>2</sup> )						(kN)				
1	e	M	1.000	304.66	0.09	0.056	0.048	4.05		162.20			162.20	35.01	4.633	38
4	e	M	1.000	465.47	0.14	0.056	0.057	4.05		193.85			193.85	25.49	7.605	38
7	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		31.88			31.88	0.00	>> 1	9
8	e	M	1.500	0.00	0.00	0.056	0.014	4.05		0.73			0.73	0.06	>> 1	9
9	e	M	1.000	477.87	0.19	0.126	0.106	4.05	0.010	260.89	162.30	827.13	391.34	37.12	>> 1	41
12	e	M	1.300	319.37	0.32	0.126	0.100	4.05	0.010	100.92	47.17	323.27	148.09	52.78	2.806	37
19	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		23.73			23.73	0.00	>> 1	9
20	e	M	1.500	0.00	0.00	0.056	0.014	4.05		2.16			2.16	1.24	1.740	41
21	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		23.73			23.73	0.00	>> 1	9
22	e	M	1.500	0.00	0.00	0.056	0.014	4.05		2.16			2.16	0.00	>> 1	9
23	e	M	1.500	25.89	0.34	0.126	0.089	4.05		6.86			6.86	0.06	>> 1	42
27	e	M	1.500	220.52	0.32	0.126	0.087	4.05	0.070	60.29	183.52	214.50	90.43	9.64	9.381	42
31	e	M	1.500	226.77	0.33	0.126	0.088	4.05	0.070	61.03	183.52	214.49	91.54	9.64	9.496	42
35	e	M	1.500	225.72	0.31	0.126	0.086	4.05	0.040	62.20	95.26	219.31	93.30	7.24	>> 1	42
39	e	M	1.080	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		12.64			12.64	0.00	>> 1	9
40	e	M	1.180	0.00	0.00	0.056	0.018	4.05		10.62			10.62	0.00	>> 1	9
41	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		13.68			13.68	0.00	>> 1	9
42	e	M	1.090	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		11.50			11.50	0.00	>> 1	9
43	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		13.69			13.69	0.00	>> 1	9
44	e	M	1.090	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		11.51			11.51	0.00	>> 1	9
45	e	M	1.500	179.49	0.25	0.126	0.078	4.05	0.040	56.41	95.33	219.37	84.61	9.25	9.147	42
49	e	M	1.500	195.88	0.28	0.126	0.083	4.05	0.040	57.27	91.76	214.50	85.91	12.29	6.990	42
53	e	M	1.500	206.42	0.30	0.126	0.085	4.05	0.050	58.58	122.35	214.50	87.87	12.29	7.150	42
57	e	M	1.500	25.83	0.34	0.126	0.089	4.05		6.85			6.85	0.07	>> 1	42
61	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		13.69			13.69	0.00	>> 1	9
62	e	M	1.090	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		11.50			11.50	0.00	>> 1	9
63	e	M	1.000	0.00	0.00	0.056	0.021	4.05		13.69			13.69	0.00	>> 1	9
64	e	M	1.090	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		11.50			11.50	0.00	>> 1	9
65	e	M	1.080	0.00	0.00	0.056	0.019	4.05		12.63			12.63	0.00	>> 1	9
66	e	M	1.180	0.00	0.00	0.056	0.018	4.05		10.62			10.62	0.00	>> 1	9
67	e	M	1.000	80.28	0.11	0.180	0.108	4.05	0.030	80.20	69.30	124.36	120.30	18.11	6.643	38
70	e	M	1.500	15.39	0.09	0.180	0.069	4.05	0.030	11.25	17.96	24.33	16.88	1.49	>> 1	39
76	e	M	1.500	21.57	0.11	0.180	0.071	4.05	0.030	14.58	22.51	28.15	21.87	1.59	>> 1	40
80	e	M	1.500	13.32	0.16	0.180	0.082	4.05	0.030	6.86	9.27	15.56	10.29	0.51	>> 1	40
85	e	M	1.500	11.46	0.14	0.180	0.079	4.05	0.030	6.31	8.83	14.81	9.46	0.26	>> 1	43
90	e	M	1.500	11.14	0.14	0.180	0.078	4.05	0.030	6.24	8.81	14.78	9.36	0.22	>> 1	41
95	e	M	1.500	9.10	0.12	0.180	0.074	4.05	0.030	5.66	8.41	14.11	8.49	0.29	>> 1	41
100	e	M	1.500	13.95	0.09	0.180	0.067	4.05	0.030	11.04	18.21	24.54	16.57	0.68	>> 1	44
104	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.067	4.05		16.67			16.67	0.00	>> 1	9
105	e	M	1.000	-0.24	0.00	0.180	0.067	4.05		17.20			17.20	2.06	8.350	40
106	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.067	4.05		16.67			16.67	0.00	>> 1	9
107	e	M	1.000	-0.27	0.00	0.180	0.067	4.05		17.20			17.20	0.71	>> 1	39
108	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.067	4.05		16.67			16.67	0.00	>> 1	9
109	e	M	1.000	2.06	0.01	0.180	0.071	4.05		18.20			18.20	0.22	>> 1	41
110	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.067	4.05		16.67			16.67	0.00	>> 1	9
111	e	M	1.000	1.37	0.00	0.180	0.069	4.05		17.87			17.87	1.16	>> 1	37
112	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.067	4.05		16.67			16.67	0.00	>> 1	9
120	e	M	1.000	85.84	0.07	0.180	0.095	4.05	0.020	117.52	91.08	211.87	176.28	18.89	9.332	38
122	e	M	1.500	108.17	0.14	0.180	0.077	4.05	0.030	61.87	74.38	131.95	92.81	4.10	>> 1	41
124	e	M	1.500	14.01	0.21	0.180	0.091	4.05	0.030	6.00	6.14	12.22	9.00	0.14	>> 1	40
127	e	M	1.500	9.82	0.19	0.180	0.088	4.05	0.030	4.44	4.70	9.35	6.66	0.03	>> 1	10
131	e	M	1.500	88.80	0.12	0.180	0.074	4.05	0.030	54.91	68.57	126.17	82.36	26.33	3.128	38
133	e	M	1.500	101.38	0.14	0.180	0.078	4.05	0.030	57.41	68.66	126.24	86.11	21.21	4.060	38
144	e	M	1.500	79.98	0.19	0.180	0.086	4.05	0.030	37.36	40.23	63.22	56.03	14.57	3.846	38
146	e	M	1.000	85.11	0.07	0.180	0.095	4.05	0.020	118.17	91.36	212.56	177.25	2.91	>> 1	42
152	e	M	1.500	74.48	0.09	0.180	0.069	4.05	0.020	55.04	74.14	131.95	82.56	20.74	3.981	38
154	e	M	1.500	33.03	0.08	0.180	0.065	4.05	0.030	27.79	40.70	62.47	41.68	3.38	>> 1	38
156	e	M	1.500	33.61	0.08	0.180	0.066	4.05	0.030	27.87	40.59	62.39	41.80	2.78	>> 1	38
158	e	M	1.500	80.17	0.10	0.180	0.070	4.05	0.020	56.25	74.11	131.95	84.38	16.95	4.978	38
161	e	M	1.500	65.17	0.24	0.180	0.095	4.05	0.030	25.95	25.78	36.82	36.82	5.67	6.495	39
163	e	M	1.500	88.55	0.25	0.180	0.096	4.05	0.030	34.60	33.59	56.42	51.91	6.15	8.440	37
164	e	M	1.500	243.26	0.26	0.180	0.098	4.05	0.030	92.13	87.65	156.20	138.19	43.15	3.203	37
165	e	M	1.500	76.39	0.24	0.180	0.096	4.05	0.030	30.19	29.53	40.80	40.80	3.38	>> 1	37
167	e	M	1.500	65.87	0.24	0.180	0.096	4.05	0.030	25.92	25.19	36.59	36.59	2.48	>> 1	37
174	e	M	1.500	56.60	0.18	0.180	0.085	4.05	0.030	26.98	29.40	40.87	40.47	7.78	5.202	39
176	e	M	1.500	56.85	0.18	0.180	0.085	4.05	0.030	27.02	30.57	40.87	40.54	8.51	4.763	39
178	e	M	1.500	65.83	0.21	0.180	0.090	4.05	0.030	28.54	29.88	40.87	40.87	13.16	3.105	39
180	e	M	1.500	70.35	0.22	0.180	0.093	4.05	0.030	29.27	30.71	40.87	40.87	16.63	2.457	39
187	e	M	1.500	25.37	0.09	0.180	0.068	4.05	0.020	19.48	25.38	38.18	29.22	1.65	>> 1	41
190	e	M	1.500	32.10	0.20	0.180	0.089	4.05	0.020	14.17	14.01	29.40	21.25	1.04	>> 1	39
192	e	M	1.500	16.49	0.12	0.180	0.073	4.05	0.020	10.49	12.60	26.44	15.73	0.52	>> 1	41

194	e	M	1.500	59.49	0.19	0.180	0.087	4.05	0.030	27.53	30.81	40.94	40.94	1.93	>> 1	39
196	e	M	1.500	69.26	0.22	0.180	0.092	4.05	0.030	29.08	29.86	40.82	40.82	1.65	>> 1	39
198	e	M	1.500	70.99	0.22	0.180	0.093	4.05	0.030	29.36	30.55	40.82	40.82	1.27	>> 1	39
200	e	M	1.500	81.22	0.26	0.180	0.098	4.05	0.030	30.96	29.40	40.87	40.87	1.22	>> 1	39
202	e	M	1.500	36.17	0.42	0.180	0.120	4.05	0.030	10.37	8.04	16.02	15.55	1.26	>> 1	39
205	e	M	1.500	61.25	0.39	0.180	0.117	4.05	0.030	18.20	14.50	28.89	27.30	1.70	>> 1	39
207	e	M	1.500	107.56	0.34	0.180	0.110	4.05	0.030	34.72	29.89	40.87	40.87	3.14	>> 1	39
209	e	M	1.500	101.74	0.28	0.180	0.101	4.05	0.030	37.03	34.29	57.10	55.55	5.84	9.511	40
211	e	M	1.500	43.34	0.16	0.180	0.082	4.05	0.030	22.17	25.19	36.59	33.25	0.13	>> 1	43
212	e	M	1.500	49.65	0.16	0.180	0.081	4.05	0.030	25.72	29.53	40.80	38.58	0.18	>> 1	43
214	e	M	1.500	154.08	0.16	0.180	0.083	4.05	0.030	77.56	87.69	156.26	116.35	2.27	>> 1	43
258	e	M	1.500	21.18	0.10	0.180	0.071	4.05	0.020	14.46	17.94	30.39	21.69	5.80	3.740	39
261	e	M	1.000	71.95	0.10	0.180	0.106	4.05	0.030	74.06	69.30	119.94	111.09	16.64	6.676	38

## 20. 19. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 1.199 (CCC ID 38)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	fvd0	fvd	$\gamma_{mFC}$	%arm. tag.	Vt,M	Vt,S	Vt,lim (kN)	Vt	V	C.Sic.	ID CCC
67	e	M	1.000	80.28	0.11	0.180	0.068	4.05	0.030	50.32	69.30	124.36	75.48	18.11	4.168	38
70	e	M	1.500	15.39	0.09	0.180	0.042	4.05	0.030	6.81	17.96	24.33	10.22	1.49	6.858	39
76	e	M	1.500	21.57	0.11	0.180	0.045	4.05	0.030	9.09	22.51	28.15	13.64	1.59	8.580	40
80	e	M	1.500	13.32	0.16	0.180	0.057	4.05	0.030	4.83	9.27	15.56	7.24	0.51	>> 1	40
85	e	M	1.500	11.46	0.14	0.180	0.054	4.05	0.030	4.30	8.83	14.81	6.45	0.26	>> 1	43
90	e	M	1.500	11.14	0.14	0.180	0.053	4.05	0.030	4.22	8.81	14.78	6.32	0.22	>> 1	41
95	e	M	1.500	9.10	0.12	0.180	0.048	4.05	0.030	3.65	8.41	14.11	5.48	0.29	>> 1	41
100	e	M	1.500	13.95	0.09	0.180	0.039	4.05	0.030	6.50	18.21	24.54	9.75	0.68	>> 1	44
104	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.05			7.05	0.00	>> 1	9
105	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.27			7.27	2.06	3.530	40
106	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.05			7.05	0.00	>> 1	9
107	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.27			7.27	0.71	>> 1	39
108	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.05			7.05	0.00	>> 1	9
109	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.27			7.27	0.22	>> 1	41
110	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.05			7.05	0.00	>> 1	9
111	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.27			7.27	1.16	6.268	37
112	e	M	1.000	0.00	0.00	0.180	0.028	4.05		7.05			7.05	0.00	>> 1	9
114	n	M	1.420	66.36	0.11	0.300	0.074	3.00		43.15			43.15	11.74	3.675	43
116	n	M	1.500	40.94	0.11	0.300	0.069	3.00		25.57			25.57	2.36	>> 1	44
119	n	M	1.000	0.00	0.00	0.300	0.063	3.00		18.07			18.07	4.64	3.895	40
120	e	M	1.000	85.84	0.07	0.180	0.053	4.05	0.020	66.09	91.08	211.87	99.14	18.89	5.248	38
122	e	M	1.500	108.17	0.14	0.180	0.052	4.05	0.030	41.42	74.38	131.95	62.12	4.10	>> 1	41
124	e	M	1.500	14.01	0.21	0.180	0.071	4.05	0.030	4.66	6.14	12.22	6.99	0.14	>> 1	40
127	e	M	1.500	9.82	0.19	0.180	0.066	4.05	0.030	3.34	4.70	9.35	5.02	0.03	>> 1	10
131	e	M	1.500	88.80	0.12	0.180	0.048	4.05	0.030	35.52	68.57	126.17	53.28	26.33	2.023	38
133	e	M	1.500	83.04	0.11	0.180	0.046	4.05	0.030	34.13	68.66	126.24	51.20	19.16	2.672	42
144	e	M	1.500	79.98	0.19	0.180	0.064	4.05	0.030	27.64	40.23	63.22	41.46	14.57	2.846	38
146	e	M	1.000	85.11	0.07	0.180	0.053	4.05	0.020	66.25	91.36	212.56	99.37	2.91	>> 1	42
152	e	M	1.500	74.48	0.09	0.180	0.041	4.05	0.020	33.20	74.14	131.95	49.80	20.74	2.401	38
154	e	M	1.500	33.03	0.08	0.180	0.038	4.05	0.030	16.04	40.70	62.47	24.06	3.38	7.117	38
156	e	M	1.500	33.61	0.08	0.180	0.038	4.05	0.030	16.16	40.59	62.39	24.24	2.78	8.719	38
158	e	M	1.500	80.17	0.10	0.180	0.043	4.05	0.020	34.59	74.11	131.95	51.88	16.95	3.061	38
161	e	M	1.500	65.17	0.24	0.180	0.077	4.05	0.030	21.02	25.78	36.82	31.53	5.67	5.561	39
163	e	M	1.500	88.55	0.25	0.180	0.079	4.05	0.030	28.35	33.59	56.42	42.52	6.15	6.914	37
164	e	M	1.500	243.26	0.26	0.180	0.082	4.05	0.030	76.94	87.65	156.20	115.41	43.15	2.675	37
165	e	M	1.500	76.39	0.24	0.180	0.078	4.05	0.030	24.57	29.53	40.80	36.85	3.38	>> 1	37
167	e	M	1.500	65.87	0.24	0.180	0.078	4.05	0.030	21.14	25.19	36.59	31.72	2.48	>> 1	37
174	e	M	1.500	56.60	0.18	0.180	0.062	4.05	0.030	19.75	29.40	40.87	29.62	7.78	3.807	39
176	e	M	1.500	56.85	0.18	0.180	0.063	4.05	0.030	19.81	30.57	40.87	29.71	8.51	3.492	39
178	e	M	1.500	65.83	0.21	0.180	0.070	4.05	0.030	22.00	29.88	40.87	33.00	13.16	2.508	39
180	e	M	1.500	70.35	0.22	0.180	0.073	4.05	0.030	23.10	30.71	40.87	34.65	16.63	2.084	39
187	e	M	1.500	25.37	0.09	0.180	0.040	4.05	0.020	11.59	25.38	38.18	17.39	1.65	>> 1	41
190	e	M	1.500	26.15	0.17	0.180	0.059	4.05	0.020	9.36	14.01	29.40	14.04	0.91	>> 1	43
192	e	M	1.500	16.49	0.12	0.180	0.047	4.05	0.020	6.70	12.60	26.44	10.06	0.52	>> 1	41
194	e	M	1.500	46.82	0.15	0.180	0.055	4.05	0.030	17.38	30.81	40.94	26.07	1.69	>> 1	43
196	e	M	1.500	53.14	0.17	0.180	0.060	4.05	0.030	18.90	29.86	40.82	28.35	1.42	>> 1	43
198	e	M	1.500	53.58	0.17	0.180	0.060	4.05	0.030	19.01	30.55	40.82	28.51	1.06	>> 1	43
200	e	M	1.500	60.61	0.19	0.180	0.066	4.05	0.030	20.73	29.40	40.87	31.09	1.01	>> 1	43
202	e	M	1.500	36.17	0.42	0.180	0.121	4.05	0.030	10.16	8.04	16.02	15.24	1.26	>> 1	39
205	e	M	1.500	61.25	0.39	0.180	0.115	4.05	0.030	17.87	14.50	28.89	26.81	1.70	>> 1	39
207	e	M	1.500	107.56	0.34	0.180	0.102	4.05	0.030	32.18	29.89	40.87	40.87	3.14	>> 1	39
209	e	M	1.500	101.74	0.28	0.180	0.086	4.05	0.030	31.71	34.29	57.10	47.56	5.84	8.144	40
211	e	M	1.500	43.34	0.16	0.180	0.058	4.05	0.030	15.65	25.19	36.59	23.47	0.13	>> 1	43
212	e	M	1.500	49.65	0.16	0.180	0.057	4.05	0.030	18.04	29.53	40.80	27.06	0.18	>> 1	43
214	e	M	1.500	154.08	0.16	0.180	0.059	4.05	0.030	55.20	87.69	156.26	82.80	2.27	>> 1	43
218	n	M	1.500	130.89	0.20	0.300	0.092	3.00		58.98			58.98	4.79	>> 1	37
221	n	M	1.000	105.09	0.09	0.300	0.096	3.00		113.45			113.45	33.87	3.350	41
229	n	M	1.500	0.00	0.00	0.300	0.042	3.00		20.24			20.24	2.41	8.399	37
230	n	M	1.000	0.00	0.00	0.300	0.063	3.00		30.44			30.44	0.00	>> 1	9

236	n	M	1.370	19.56	0.04	0.300	0.057	3.00		28.28		28.28	7.31	3.869	43
241	n	M	1.000	0.00	0.00	0.300	0.063	3.00		36.46		36.46	0.00	>> 1	9
242	n	M	1.000	0.00	0.00	0.300	0.063	3.00		25.13		25.13	20.96	1.199	38
245	n	M	1.500	126.96	0.16	0.300	0.081	3.00		64.37		64.37	27.59	2.333	40
258	e	M	1.500	21.18	0.10	0.180	0.044	4.05	0.020	8.99	17.94	30.39	13.48	5.80	39
261	e	M	1.000	71.95	0.10	0.180	0.066	4.05	0.030	45.92	69.30	119.94	68.89	16.64	38

## VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;

(2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica  $f_k$  con i valori medi divisi per il fattore di confidenza:  $f_m/FC$  (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_m$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_c$  (§8.5.4, §C8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_m$  definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto)  $f_d$  (analisi lineare):

**Muratura nuova:** da §7.8.2.2.1:  $f_d = f_k / \gamma_m$ .

**Muratura esistente:** è nota  $f_m$  (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha:  $f_d = f_m / \gamma_m / F_c$  (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR); non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3).

Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici: Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2(e_a + \lambda e_f) / t]^3 = [1 - 2e_d / t - 2\lambda e_f / t]^3$$

dove  $P_E$  è il carico critico euleriano:  $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$  essendo:  $EJ$  la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia),  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre:  $e_a$  e  $e_f$  sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente;  $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito,  $t$  è lo spessore della parete. Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezz'opera della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i

dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM. La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo  $N_u$  viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco \*. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

**Simbologia** utilizzata nel software PCM:

**N.** = numero progressivo dell'elemento murario

**x Sez.** = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzeria della luce deformabile

**P** = forza assiale positiva se di compressione

**p** = valore di calcolo della sollecitazione di compressione

**fk, fm** = resistenza a compressione

Edificio nuovo:  $\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$

Edificio esistente:  $\gamma_m \cdot FC$  = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_m$  per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

**fd** = valore di progetto della resistenza a compressione

**Nu** = sforzo normale ultimo =  $0.85 f_d I_t$  (I<sub>t</sub>: dimensioni della sezione). La presenza di \* indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

**Mu** = momento di collasso per pressoflessione =  $(N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$

**M** = momento di calcolo

**C.Sic.** = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto  $M_u / M$ . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$

## 21. 20. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 1.155 (CCC ID 43)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x Sez. (m)	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	fk , fm (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_m$ * FC	fd (N/mm <sup>2</sup> )	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	e	1.950	325.96	0.096	2.600	4.05	0.642	1846.61	71.13	-6.36	>> 1	39
4	e	1.950	498.47	0.147	2.600	4.05	0.642	1845.74	96.42	9.72	9.920	11
9	e	1.950	506.79	0.206	5.850	4.05	1.444	3021.30	167.66	-9.88	>> 1	12
12	e	1.950	340.81	0.337	5.850	4.05	1.444	1240.50	64.27	6.65	9.664	38
23	e	1.950	28.59	0.371	5.850	4.05	1.444	94.54	5.48	0.56	9.794	37
27	e	1.950	240.01	0.346	5.850	4.05	1.444	850.85	47.38	-4.68	>> 1	38
31	e	1.950	248.16	0.358	5.850	4.05	1.444	850.85	48.34	-4.84	9.988	38
35	e	1.950	248.41	0.345	5.850	4.05	1.444	883.26	49.10	-4.84	>> 1	38
45	e	1.950	195.57	0.272	5.850	4.05	1.444	883.94	41.88	-3.81	>> 1	9
49	e	1.950	214.05	0.309	5.850	4.05	1.444	850.85	44.06	-4.17	>> 1	37
53	e	1.950	226.83	0.327	5.850	4.05	1.444	850.85	45.75	-4.42	>> 1	37
57	e	1.950	28.52	0.370	5.850	4.05	1.444	94.54	5.48	-0.56	9.780	37
67	e	1.570	80.72	0.109	3.000	4.05	0.741	467.94	6.68	1.27	5.260	37
70	e	1.570	15.61	0.096	3.000	4.05	0.741	102.50	1.32	0.25	5.293	37
73	e	1.650	39.32	0.080	3.000	4.05	0.741	308.20	4.29	0.65	6.597	38
76	e	1.570	18.00	0.088	3.000	4.05	0.741	128.44	2.32	-0.45	5.159	41
80	e	1.570	11.03	0.131	3.000	4.05	0.741	52.89	0.87	-0.40	2.182	41
85	e	1.570	11.50	0.144	3.000	4.05	0.741	50.37	0.89	-0.41	2.165	41
90	e	1.570	11.12	0.139	3.000	4.05	0.741	50.24	0.87	-0.42	2.061	41
95	e	1.570	9.07	0.119	3.000	4.05	0.741	47.98	0.74	-0.40	1.839	41
100	e	1.570	12.50	0.076	3.000	4.05	0.741	103.89	1.65	-0.37	4.458	41
114	n	1.670	75.15	0.128	5.300	3.00	1.767	880.35	8.59	-1.26	6.819	39
116	n	1.570	34.70	0.094	5.300	3.00	1.767	553.74	4.07	-0.69	5.892	41
120	e	2.070	85.84	0.069	3.000	4.05	0.741	779.54	11.46	-1.78	6.437	38
122	e	2.600	135.89	0.170	3.000	4.05	0.741	503.70	12.40	-3.53	3.514	37
124	e	2.600	9.84	0.149	3.000	4.05	0.741	41.56	0.94	0.69	1.360	42
127	e	2.600	8.53	0.169	3.000	4.05	0.741	31.80	0.78	0.63	1.239	42
131	e	2.918	75.95	0.103	3.000	4.05	0.741	464.35	7.94	3.19	2.489	43
133	e	2.919	81.09	0.110	3.000	4.05	0.741	464.98	8.37	-3.22	2.599	43
136	e	2.600	128.82	0.296	3.000	4.05	0.741	274.20	8.54	-3.35	2.549	40
144	e	2.600	79.98	0.185	3.000	4.05	0.741	272.47	7.06	2.08	3.396	38
146	e	2.070	84.37	0.068	3.000	4.05	0.741	784.27	11.29	-2.12	5.327	41
152	e	3.567	64.39	0.080	3.000	4.05	0.741	503.70	7.02	6.08	1.155	43
158	e	3.569	66.67	0.083	3.000	4.05	0.741	503.70	7.23	-6.14	1.178	43
161	e	2.870	65.00	0.238	3.000	4.05	0.741	171.73	5.05	1.87	2.700	38
163	e	3.210	88.25	0.246	3.000	4.05	0.741	226.19	6.73	-2.83	2.377	40
164	e	3.520	245.08	0.262	3.000	4.05	0.741	589.96	17.91	-8.63	2.075	40
165	e	3.520	76.57	0.243	3.000	4.05	0.741	198.81	5.88	-2.70	2.180	40
167	e	3.375	65.85	0.244	3.000	4.05	0.741	170.16	5.05	-2.22	2.273	40
174	e	2.600	56.94	0.180	3.000	4.05	0.741	199.12	5.08	1.48	3.434	37
176	e	2.510	56.85	0.180	3.000	4.05	0.741	199.12	5.08	1.43	3.551	39
178	e	2.100	65.49	0.207	3.000	4.05	0.741	199.12	5.49	1.38	3.981	38
180	e	1.900	70.35	0.222	3.000	4.05	0.741	199.12	5.69	1.34	4.244	39
187	e	1.570	29.09	0.101	3.000	4.05	0.741	181.02	3.05	-0.46	6.635	40
190	e	1.570	33.19	0.209	3.000	4.05	0.741	99.95	2.77	0.52	5.328	38
192	e	1.570	14.70	0.103	3.000	4.05	0.741	89.88	1.54	0.37	4.155	42
194	e	1.900	61.94	0.195	3.000	4.05	0.741	199.75	5.34	-1.18	4.527	38
196	e	2.100	69.39	0.220	3.000	4.05	0.741	198.96	5.65	-1.46	3.869	37
198	e	2.510	70.89	0.224	3.000	4.05	0.741	198.96	5.70	-1.78	3.204	37
200	e	2.600	81.22	0.257	3.000	4.05	0.741	199.12	6.01	-2.11	2.849	39
202	e	2.600	34.00	0.393	3.000	4.05	0.741	54.46	1.60	-0.88	1.813	39



205	e	2.600	57.60	0.369	3.000	4.05	0.741	98.22	2.98	-1.50	1.984	39
207	e	2.870	107.70	0.341	3.000	4.05	0.741	199.12	6.18	-3.09	2.000	40
209	e	3.210	77.09	0.210	3.000	4.05	0.741	230.92	6.42	2.47	2.599	42
211	e	3.375	52.10	0.193	3.000	4.05	0.741	170.16	4.52	1.76	2.567	38
212	e	3.520	59.47	0.188	3.000	4.05	0.741	198.81	5.21	2.09	2.493	38
214	e	3.520	181.17	0.193	3.000	4.05	0.741	590.28	15.70	-6.38	2.460	39
218	n	1.960	125.80	0.197	5.300	3.00	1.767	961.07	21.87	-2.47	8.853	40
221	n	1.498	127.86	0.108	5.300	3.00	1.767	1776.17	23.73	1.92	>> 1	40
236	n	2.182	21.97	0.044	5.300	3.00	1.767	750.08	2.67	2.23	1.195	42
245	n	2.385	126.96	0.161	5.300	3.00	1.767	1186.32	22.67	3.03	7.483	40
258	e	1.570	21.15	0.104	3.000	4.05	0.741	127.97	2.21	0.33	6.687	40
261	e	1.570	72.60	0.104	3.000	4.05	0.741	437.84	6.06	1.14	5.312	37

**ANALISI PUSHOVER: VERIFICA DI CAPACITA'**

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.2. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.4.2: tale rapporto è definito come:  $q^* = Se(T^*) m^* / Fy^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

**Criteri generali**

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera:

G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>)

e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo la Normativa tecnica vigente, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

**Distribuzione di Forze**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

**Gruppo 1 (distribuzioni principali)**

*FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:*

(A) (lineare) Forze proporzionali alle forze statiche (utilizzate in analisi statica lineare)

(B) (uni-modale) Forze corrispondenti al primo modo di vibrare. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo, si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y.

(C) (dinamica) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare

#### **Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

*ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:*

(F) (uni-modale) corrispondente a (B)

(G) (multi-modale) corrispondente a (C)

(H) (multi-modale) corrispondente a (D).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare (C).

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

#### **Direzioni di analisi**

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5; opzionalmente è possibile considerare la componente sismica verticale per mezzo di forze inerziali in direzione +/-Z tenendo conto degli effetti più sfavorevoli nelle verifiche di sicurezza. Le forze inerziali in direzione Z non sono affette dal moltiplicatore progressivo del taglio orizzontale.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente secondo X e secondo Y, con eventuali momenti torcenti aggiuntivi e tenendo conto della combinazione direzionale e/o della componente sismica verticale.

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

##### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G, 1 + G, 2 + P + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

##### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base*

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura

6. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

6.1. Aggiornamento matrice rigidità

6.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidità aggiornata

6.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

6.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

7. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidità degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riprende dal punto 1., rieseguendo un nuovo ciclo. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termine Loop*

8. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

9. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

##### **Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover**

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $Se(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $SDe(Ts) = Se(Ts) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC:** lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;

- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

**SLO**: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al §7.3.6.1;

per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio  $\zeta_E$ , dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

Per ogni stato limite, i risultati di PCM evidenziano la capacità della struttura in termini di PGA. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P<sub>VR</sub> relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 1 e 2475 anni, ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a<sub>g</sub> tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, a<sub>g</sub> e altri parametri correlati) deve essere ≤ della capacità di spostamento definita dalla curva pushover. La capacità di spostamento tiene conto della limitazione imposta su  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  che deve essere ≤ 4.0 per SLC (e corrispondentemente ≤ 3.0 per SLV).

Si osservi che a<sub>g</sub> indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nell'input dell'Azione Sismica - come a<sub>g</sub> oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

#### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per TR.  
Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone TR=2475 come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k \cdot TR^a$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

- Definizione di PGA.  
PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia (o: su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di PGA<sub>DLV</sub> e PGA<sub>CLV</sub>: nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo S (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di S<sub>S</sub> (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per S<sub>T</sub> (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente S<sub>S</sub> è legato ai parametri di spettro (dipende da a<sub>g</sub> e F<sub>0</sub>), PGA<sub>CLV</sub> conterrà S<sub>S</sub> corrispondente al periodo TR<sub>CLV</sub>, che in generale sarà distinto dal valore S<sub>S</sub> corrispondente alla domanda (a<sub>g</sub> in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E,PGA}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA. Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E,TR}$  in termini di periodo di ritorno.

## 22. 1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

### Azione Sismica

#### Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: III  
Coefficiente d'uso CU = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

#### Pericolosità:

##### Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664  
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a <sub>g</sub> (*g)	F <sub>0</sub>	TC*
(sec)			
30	0.062	2.439	0.250
50	0.079	2.435	0.260
72	0.094	2.430	0.260
101	0.109	2.430	0.265
140	0.125	2.409	0.270
201	0.145	2.390	0.280
475	0.197	2.385	0.290
975	0.250	2.404	0.295
2475	0.332	2.424	0.320

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-ReLuis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^\alpha$ , dove:  
K = 0.012694770,  $\alpha = 0.467627820$



## Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81  
 SLE: SLD 63  
 SLU: SLV 10  
 SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

## Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 2.16

## PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S = SS \cdot ST$ )

## CURVA n° 1

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1160991.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6250.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.496

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.67, F,SLC,M-GDL (kN) = 6250.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.50, F,SLV,M-GDL (kN) = 5055.50

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.48, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5803.16  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 11.61, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4694.06

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 4062.21  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 454196.90 (=39.121% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.162  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 14.10  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 6402.84  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 15.47

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 9.04
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 6402.84 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.641$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 9.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 9.74

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.74

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.50

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.731 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 1917$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 3.837\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1917	0.731	3.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.731/0.575 = 1.271$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1917/712 = 2.692$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5625.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 18.750

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 12.50, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 5055.50

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.97
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6402.84  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.97

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 4.27

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.27

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.50

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.731 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1917  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 3.837 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1917	0.731	3.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.731/0.249 = 2.936$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1917/75 = 25.560$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale: dc,SLO,M-GDL (mm) = 8.34, taglio alla base F,SLO,M-GDL (kN) = 3961.83

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 3.97  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6402.84  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.220$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.11

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 3.35

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.35

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.34

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.495 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 432  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 15.938 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	432	0.495	15.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.495/0.194 = 2.552$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 432/45 = 9.600$

## CURVA n° 2

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1053601.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5444.10  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.303

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.64, F,SLC,M-GDL (kN) = 5444.10  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.98, F,SLV,M-GDL (kN) = 4491.03

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)  
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,  
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master  
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale  
 nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3  
 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,  
 che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale  
 le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi  
 conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover  
 al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano  
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate  
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 13.60, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5054.88  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 10.20, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4169.94

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3538.42  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 467213.20 (=44.344% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.160  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 10.82  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 5053.09  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 13.59

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 8.79
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5053.09  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.813$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiaco

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiaco@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 8.79

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 9.47

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.47

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.98

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.663 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1248 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 5.833 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1248	0.663	5.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.663/0.575 = 1.153$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1248/712 = 1.753$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4899.69

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 16.332

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 10.98, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 4491.03

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.86

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 5053.09

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.86

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 4.15

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.15

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 10.98

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.663 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1248  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 5.833 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1248	0.663	5.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.663/0.249 = 2.663$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1248/75 = 16.640$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 7.32, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 3428.99

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d_{e,max} = S_{e(T^*)}$  (mm) = 3.86  
 - forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 5053.09  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.279$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}$  (mm) = 3.02

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d*,max}$  (mm) = 3.25

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.25

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 7.32

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.446 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 327  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 20.496 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	327	0.446	20.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.446/0.194 = 2.299$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 327/45 = 7.267$

## CURVA n° 3

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1161760.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6650.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.591

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 18.58, F,SLC,M-GDL (kN) = 6650.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 13.93, F,SLV,M-GDL (kN) = 5546.31

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 17.25, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 6174.56  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 12.94, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5149.77

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 4322.19  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 449389.80 (=38.682% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.163  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 14.32  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 6435.09  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 17.24

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 9.14
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 6435.09 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.638$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 9.14

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 9.85

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.85

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 13.93

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq$  0.773 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	2475	0.773	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.773 / 0.575 = 1.344$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5985.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 17.100

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 13.93, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 5546.31

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.01

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6435.09

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 4.01

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 4.32

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.32

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 13.93

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD)  $\geq 0.773$  g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	2475	0.773	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E, \text{SLD,PGA} = 0.773/0.249 = 3.104$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 9.29, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 4308.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.01  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6435.09  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.219$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.14

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 3.38

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.38

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 9.29

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.544 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 580  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 12.13 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	580	0.544	12.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E, \text{SLO,PGA} = 0.544/0.194 = 2.804$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 580/45 = 12.889$

## CURVA n° 4

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1054233.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6000.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.436

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 17.26, F,SLC,M-GDL (kN) = 5750.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.95, F,SLV,M-GDL (kN) = 5056.63

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 16.03, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5338.90  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 12.02, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4695.10

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3899.72  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 428727.90 (=40.667% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.167  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 14.65  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 6278.72  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 16.02

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 9.58
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 6278.72 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.654$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 9.58

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 10.32

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.32

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.95

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.718 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1745 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 4.207 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1745	0.718	4.2

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.718/0.575 = 1.249$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1745/712 = 2.451$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5400.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 13.500

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 12.95, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 5056.63

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 4.20

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6278.72

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 4.20

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 4.53

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.53

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.95

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.716 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1745  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 4.207 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1745	0.716	4.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.716/0.249 = 2.876$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1745/75 = 23.267$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 8.63, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 3860.10

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.20  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6278.72  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.225$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.29

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 3.55

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.55

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.63

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.482 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 407  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 16.829 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	407	0.482	16.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.482/0.194 = 2.485$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 407/45 = 9.044$

## CURVA n° 5

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 671689.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F<sub>Max,M-GDL</sub> (kN) = 4750.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F<sub>Max,M-GDL</sub> / W) = 1.137

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.51, F<sub>SLC,M-GDL</sub> (kN) = 4750.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.64, F<sub>SLV,M-GDL</sub> (kN) = 4125.84

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K<sub>elast</sub> dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K<sub>elast</sub> < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d<sub>SLC,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.05, F<sub>SLC,1-GDL</sub> = (F<sub>SLC,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (kN) = 4607.18  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d<sub>SLV,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (mm) = 11.29, F<sub>SLV,1-GDL</sub> = (F<sub>SLV,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (kN) = 4001.79

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = 3225.02  
 Rigidità elastica: K\* (kN/m) = 408270.00 (=60.783% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.166  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 11.39  
 forza Fy\* (kN) = 4648.86  
 Limite ultimo : spostamento du\* (mm) = 15.05

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S<sub>e</sub>(T\*) = 1.379 g
- in spostamento: d<sub>e,max</sub> = S<sub>e</sub>(T\*) m\* (mm) = 9.48
- forza di risposta elastica = S<sub>e</sub>(T\*) m\* (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 4648.86 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q\* = 0.833

**Controllo su q\* secondo §7.8.1.6**

q\* ≤ 1, e quindi: d<sub>e,max</sub> = d<sub>e,max</sub> (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 9.48

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 9.78

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.78

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.64

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.680 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1390 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 5.253 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1390	0.680	5.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.680/0.575 = 1.183$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1390/712 = 1.952$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4275.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 21.375

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 11.64, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 4125.84

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.16

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 4648.86

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 4.16

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 4.29

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.29

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.64



**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.682 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1390  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 5.253 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1390	0.682	5.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.682/0.249 = 2.739$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1390/75 = 18.533$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 7.76, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 3222.14

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.16  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 4648.86  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.286$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.26

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 3.36

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.36

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 7.76

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.459 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 349  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 19.338 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	349	0.459	19.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.459/0.194 = 2.366$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 349/45 = 7.756$



## CURVA n° 6

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 710598.60  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4400.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.053

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 30.71, F,SLC,M-GDL (kN) = 4400.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 23.04, F,SLV,M-GDL (kN) = 3655.38

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 29.79, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4267.70  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 22.34, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 3545.47

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 2987.39  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 454500.60 (=63.960% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.158  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 7.35  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 3341.29  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 29.79

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 8.52
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3341.29 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.159$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 10.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 10.73

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.73

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 23.04

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.773 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	2475	0.773	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.773 / 0.575 = 1.344$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3960.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 19.800

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 7.58, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 3209.62

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.74

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3341.29

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.74

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 3.85

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.85

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 7.58

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.500 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 445  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 15.51 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	445	0.500	15.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.500/0.249 = 2.008$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 445/75 = 5.933$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c, \text{SLO, M-GDL}}$  (mm) = 5.05, taglio alla base  $F_{\text{SLO, M-GDL}}$  (kN) = 2743.72

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*, e, \max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 3.74  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3341.29  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.398$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 2.93

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*, \max}$  (mm) = 3.02

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.02

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 5.05

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.332 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 147  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 39.963 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	147	0.332	40.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} = \zeta_E \text{SLO,PGA} = 0.332/0.194 = 1.711$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 147/45 = 3.267$

## CURVA n° 7

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 677511.30  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4950.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.184

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.38, F,SLC,M-GDL (kN) = 4950.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.28, F,SLV,M-GDL (kN) = 4208.33

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.88, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4801.16  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 11.91, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4081.79

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3360.82  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 377452.30 (=55.712% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.173  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 13.58  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 5125.38  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 15.88

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 10.26
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5125.38 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.756$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 10.26

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 10.58

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.58

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.28

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.663 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 1248$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 5.833\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1248	0.663	5.8

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.663/0.575 = 1.153$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1248/712 = 1.753$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4455.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 17.820

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 12.28, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 4208.33

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 4.50

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 5125.38

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 4.50

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 4.64

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.64

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.28

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.663 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1248  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 5.833 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1248	0.663	5.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.663/0.249 = 2.663$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1248/75 = 16.640$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale: dc,SLO,M-GDL (mm) = 8.19, taglio alla base F,SLO,M-GDL (kN) = 3217.41

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 4.50  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 5125.38  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.259$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.52

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*,max$  (mm) = 3.63

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.63

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.19

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.446 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 327  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 20.496 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	327	0.446	20.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.446/0.194 = 2.299$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 327/45 = 7.267$

## CURVA n° 8

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** +Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** +Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 717117.10  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4400.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.053

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 27.31, F,SLC,M-GDL (kN) = 4400.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 20.48, F,SLV,M-GDL (kN) = 3425.11

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 26.49, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4267.70  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 19.87, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 3322.13

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 2987.39  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 470108.80 (=65.555% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.155  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 7.16  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 3363.40  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 26.49

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = 8.24
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3363.40 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.151$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 10.03

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 10.34

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.34

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 20.48

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.773 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	2475	0.773	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.773 / 0.575 = 1.344$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475 / 712 = 3.476$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 200.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3960.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 19.800

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 7.38, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 3227.98

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.61

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3363.40

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.61

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = 3.73

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.73

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 7.38

**SLD: Capacità > Domanda**



**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.500 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 452  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 15.289 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	452	0.500	15.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.500/0.249 = 2.008$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 452/75 = 6.027$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 4.92, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 2539.65

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 3.61
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3363.40  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.395$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 2.83

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 2.92

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.92

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 4.92

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.334 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 150  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 39.347 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	150	0.334	39.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.334/0.194 = 1.722$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 150/45 = 3.333$

## CURVA n° 9

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1054233.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5700.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.364

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.32, F,SLC,M-GDL (kN) = -5700.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.24, F,SLV,M-GDL (kN) = -4709.75

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -15.15, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5292.48  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -11.36, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4373.03

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3704.74  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 444406.30 (=42.154% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.164  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -11.91  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -5290.60  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -15.14

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -9.24
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5290.60 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.776$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -9.24

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -9.96

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.96

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.24

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.702 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1596 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 4.591 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1596	0.702	4.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.702 / 0.575 = 1.221$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1596 / 712 = 2.242$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5130.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 14.657

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -12.24, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -4709.75

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -4.05
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -5290.60  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -4.05

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -4.37

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.37

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -12.24

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.702 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1596  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 4.591 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1596	0.702	4.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.702/0.249 = 2.819$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1596/75 = 21.280$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -8.16, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -3634.94

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -4.05
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -5290.60  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.267$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.42

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.42

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -8.16

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.472 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 383  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 17.784 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	383	0.472	17.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.472/0.194 = 2.433$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 383/45 = 8.511$

## CURVA n° 10

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X + 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1161760.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -6400.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.531

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -17.63, F,SLC,M-GDL (kN) = -6400.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -13.23, F,SLV,M-GDL (kN) = -5275.69

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -16.37, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5942.43  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.28, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4898.51

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -4159.70  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 437787.00 (=37.683% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.166  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -15.38  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -6730.92  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -16.37

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -9.38
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6730.92 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.610$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -9.38

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -10.11

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.11

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -13.23

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.745 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV$  = 2093 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 3.52 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $T_R, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $T_R, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	2093	0.745	3.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.745/0.575 = 1.296$

- in termini di  $T_R$ :  $\alpha, V = T_R, CLV / T_R, DLV (=T_R$  in input per SLV) =  $2093/712 = 2.940$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5760.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 19.200

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -13.23, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -5275.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = -4.11
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6730.92  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -4.11

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -4.43

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.43

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -13.23

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.745 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2093  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 3.52 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	2093	0.745	3.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.745/0.249 = 2.992$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2093/75 = 27.907$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -8.82, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -4067.89

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -4.11  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6730.92  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.210$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.22

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.47

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.47

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -8.82

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.505 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 458  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 15.105 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	458	0.505	15.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.505/0.194 = 2.603$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 458/45 = 10.178$



## CURVA n° 11

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1053601.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5600.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.34

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.48, F,SLC,M-GDL (kN) = -5600.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.61, F,SLV,M-GDL (kN) = -4654.45

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -14.37, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5199.63  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -10.78, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4321.68

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3639.74  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 437561.80 (=41.530% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.166  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -14.25  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -6234.32  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -14.37

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -9.39
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6234.32 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.659$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiaco

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiaco@spadaccinistudio.it



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -9.39

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -10.11

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.11

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.61

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.657 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 1188$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 6.118 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1188	0.657	6.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.657/0.575 = 1.143$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1188/712 = 1.669$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 450.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5040.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 11.200

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $dc, SLD, M-GDL$  (mm) = -11.61, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -4654.45

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -4.12
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6234.32  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -4.12

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -4.44

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.44

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -11.61

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.655 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1188  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 6.118 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1188	0.655	6.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.655/0.249 = 2.631$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1188/75 = 15.840$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -7.74, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -3540.28

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -4.12  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6234.32  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.226$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.22

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.47

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.47

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -7.74

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.441 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 317  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 21.069 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	317	0.441	21.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.441/0.194 = 2.273$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 317/45 = 7.044$

## CURVA n° 12

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -X  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -X - 0.3 Y  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1160991.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -6150.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.472

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.51, F,SLC,M-GDL (kN) = -6150.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.38, F,SLV,M-GDL (kN) = -4998.84

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 18.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	5.13		0.178
2		277.21	28.80	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 303.76

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.077$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -15.32, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5710.31  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -11.49, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4641.45

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3997.21  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 455886.80 (=39.267% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.162  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -13.45  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -6132.06  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -15.32

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -9.01
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4107.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6132.06 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.670$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -9.01

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -9.71

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.71

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.38

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.728 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1863 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 3.946 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1863	0.728	3.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.728/0.575 = 1.266$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1863/712 = 2.617$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5535.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 15.814

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $dc, SLD, M-GDL$  (mm) = -12.38, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -4998.84

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.95
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1801.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6132.06  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.95

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -4.26

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.26

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -12.38

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.726 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1863  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 3.946 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1863	0.726	3.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.726/0.249 = 2.916$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1863/75 = 24.840$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -8.25, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -3913.10

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -3.95  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1410.67  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6132.06  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.230$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.09

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.33

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -8.25

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.490 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 426  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 16.143 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	426	0.490	16.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.490/0.194 = 2.526$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 426/45 = 9.467$

## CURVA n° 13

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 717117.10  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3881.27  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.929

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -17.81, F,SLC,M-GDL (kN) = -3700.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -13.36, F,SLV,M-GDL (kN) = -2846.85

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -17.27, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3588.75  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.95, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2761.25

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2635.19  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 562648.10 (=78.460% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.142  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -5.81  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -3266.89  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -17.27

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -6.88
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3266.89 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.185$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -8.93

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -9.21

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.21

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -13.36

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.680 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1390 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 5.253 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1390	0.680	5.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.680 / 0.575 = 1.183$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1390 / 712 = 1.952$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 550.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3493.14

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 6.351

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -5.99, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -3081.86

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.02

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -3266.89

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.02

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -3.11

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.11

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.99

**SLD: Capacità > Domanda**



**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.490 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 420

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 16.354 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	420	0.490	16.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.490/0.249 = 1.968$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 420/75 = 5.600$ **VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -3.99, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2393.93**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.02- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1330.02

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3266.89

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.407$ Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.36**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -2.44**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.44

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.99

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.321 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 139

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 41.7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	139	0.321	41.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E \text{SLO,PGA} = 0.321/0.194 = 1.655$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 139/45 = 3.089$



## CURVA n° 14

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y + 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 677511.30  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4700.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.125

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -12.66, F,SLC,M-GDL (kN) = -4700.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.49, F,SLV,M-GDL (kN) = -3835.96

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.28, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4558.68  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -9.21, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3720.62

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3191.08  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 451309.40 (=66.613% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.158  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -10.10  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -4558.56  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -12.28

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -8.58
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4558.56 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.849$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -8.58

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -8.85

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -8.85

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.49

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.615 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 912$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 7.895\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	912	0.615	7.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.615/0.575 = 1.070$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 912/712 = 1.281$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 600.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4230.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 7.050

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -9.49, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -3835.96

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = -3.76
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4558.56  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.76

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -3.88

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.88

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.49

**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.615 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 912  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 7.895 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	912	0.615	7.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.615/0.249 = 2.470$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 912/75 = 12.160$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -6.33, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2900.64

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = -3.76  
 - forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -4558.56  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.292$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}$  (mm) = -2.95

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d*,max}$  (mm) = -3.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.04

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -6.33

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.415 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 263  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 24.811 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	263	0.415	24.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.415/0.194 = 2.139$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 263/45 = 5.844$

## CURVA n° 15

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** + MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 710598.60  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3550.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.849

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -18.51, F,SLC,M-GDL (kN) = -3400.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -13.88, F,SLV,M-GDL (kN) = -2833.24

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -17.95, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3297.77  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -13.46, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2748.05

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2410.28  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 588985.30 (=82.886% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.139  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -5.09  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -2994.71  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -17.95

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -6.57
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2994.71 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.293$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -9.52

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -9.81

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -9.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -13.88

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.687 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV$  = 1456 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 5.021 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1456	0.687	5.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.687/0.575 = 1.195$

- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1456/712 = 2.045$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato

attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare

fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);

b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 450.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3195.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 7.100

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -5.24, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2885.60

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -2.88

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2994.71

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -2.88

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \max$  (mm) = -2.97

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.97

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.24

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.446 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 327  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 20.496 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	327	0.446	20.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta_E, \text{SLD,PGA} = 0.446/0.249 = 1.791$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 327/75 = 4.360$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -3.50, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2123.87

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -2.88  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -2994.71  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.444$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.26

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -2.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.33

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.50

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.293 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 111  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 49.119 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	111	0.293	49.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta_E, \text{SLO,PGA} = 0.293/0.194 = 1.510$   
 - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO}(=\text{TR in input per SLO}) = 111/45 = 2.467$

## CURVA n° 16

**TIPO DI CURVA:** (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE  
**(DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)**  
**DIREZIONE E VERSO:** -Y  
**ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO):** - MT  
**COMBINAZIONE COMPONENTI:** -Y - 0.3 X  
**PUNTO DI CONTROLLO:** CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
**COMPONENTE SISMICA VERTICALE:** NON CONSIDERATA

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 671689.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4300.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.029

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -10.75, F,SLC,M-GDL (kN) = -4300.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.06, F,SLV,M-GDL (kN) = -3576.29

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 39.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidezze elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	148.93	2.78		0.062
2		277.21	45.03	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 286.40

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.031$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -10.43, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4170.71  
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -7.82, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3468.76

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2919.50  
 Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 476496.80 (=70.940% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.154  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -9.43  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -4492.19  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -10.43

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$  (mm) = -8.13
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 3872.35 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4492.19 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.862$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacomà

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacomà@spadaccinistudio.it



**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -8.13

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -8.38

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -8.38

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -8.06

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.554 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV$  = 623 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR$  = 11.342 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $T_R, CLV$  minori,

e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $T_R, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	623	0.554	11.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.554/0.575 = 0.963$

- in termini di  $T_R$ :  $\alpha, V = T_R, CLV / T_R, DLV (=T_R$  in input per SLV) =  $623/712 = 0.875$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento ' $q$ ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 450.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3870.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 8.600

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -8.06, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -3576.29

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*)$  (mm) = -3.56
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1698.32  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4492.19  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.56

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = -3.68

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.68

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.06



**SLD: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.554 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 623  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 11.342 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	623	0.554	11.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.554/0.249 = 2.225$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 623/75 = 8.307$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -5.38, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = -2689.45

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -3.56  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^*$  (kN) = 1330.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4492.19  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.296$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.79

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -2.88

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.88

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -5.38

**SLO: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.368 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 193  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 32.2 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
 e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	193	0.368	32.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.368/0.194 = 1.897$   
 - in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 193/45 = 4.289$

## CURVA n° 17

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1436929.00  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 5600.00  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 1.34

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, M-GDL$  (mm) = 13.39,  $F, SLC, M-GDL$  (kN) = 5600.00  
SLV:  $d_c, SLV, M-GDL$  (mm) = 10.04,  $F, SLV, M-GDL$  (kN) = 4932.94

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m_i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, 1-GDL = (d, SLC, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 13.39,  $F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 5600.00  
SLV:  $d_c, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 10.04,  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 4932.94

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 3920.00  
Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 574149.30 (=39.957% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.171  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 10.32  
forza  $Fy^*$  (kN) = 5925.01  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 13.39

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S_e(T^*)$  (mm) = 10.04
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5925.01  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.972$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, max = d^*, e, max$  (§C7.3.7)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 10.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 10.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.04

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.04

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.575 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV = 712$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 10 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	712	0.575	10.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.575/0.575 = 1.000$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 712/712 = 1.000$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5040.00

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 12.600

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 10.04, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 4932.94

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = 4.40
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 5925.01  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 4.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*_{max}$  (mm) = 4.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 10.04

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.577 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 714$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 9.971 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	714	0.577	10.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.577/0.249 = 2.317$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 714/75 = 9.520$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 6.69, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 3875.29

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$  (mm) = 4.40
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 5925.01  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.334$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 3.45

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 3.45

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.45

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 6.69

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.384 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 215$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 29.449$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	215	0.384	29.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.384/0.194 = 1.979$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 215/45 = 4.778$

## CURVA n° 18

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1297009.00  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 6300.00  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 1.508

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, M-GDL$  (mm) = 17.46,  $F_{SLC, M-GDL}$  (kN) = 6300.00  
SLV:  $d_c, SLV, M-GDL$  (mm) = 13.10,  $F_{SLV, M-GDL}$  (kN) = 5379.70

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m_i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC:  $d_c, SLC, 1-GDL = (d_c, SLC, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 17.46,  $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 6300.00  
SLV:  $d_c, SLV, 1-GDL = (d_c, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 13.10,  $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 5379.70

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max, 1-GDL}$  (kN) = 4410.00

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 501554.60 (=38.670% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.183

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 12.51

forza  $Fy^*$  (kN) = 6276.66

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 17.46

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S_e(T^*)$  (mm) = 11.49
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 6276.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.918$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, max = d^*, e, max$  (§C7.3.7)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 11.49

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 11.49

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 11.49

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 13.10

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.638 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV = 1047$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.913 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1047	0.638	6.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.638/0.575 = 1.110$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1047/712 = 1.471$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5670.00

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 16.200

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 12.51, taglio alla base F,SLD,M-GDL (kN) = 5239.34

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 5.04
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6276.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 5.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 5.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.51

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.624 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 969

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 7.448 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori, e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	969	0.624	7.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.624/0.249 = 2.506$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 969/75 = 12.920$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 8.34, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 4266.77

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 5.04
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 6276.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.315$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 3.95

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 3.95

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.95

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.34

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.420 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 272$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 24.099$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	272	0.420	24.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.420/0.194 = 2.165$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 272/45 = 6.044$

## CURVA n° 19

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1434025.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5600.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.34

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 13.36, F,SLC,M-GDL (kN) = 5536.41  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.02, F,SLV,M-GDL (kN) = 4960.47

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 13.36, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5536.41  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 10.02, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4960.47

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3920.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 586815.80 (=40.921% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.169  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 9.99  
forza  $Fy^*$  (kN) = 5860.80  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 13.36

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 9.82  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5860.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.983$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 9.82

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 9.82

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.82  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.02

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.586 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 763$  anni.



Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 9.362 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	763	0.586	9.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.586/0.575 = 1.019$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 763/712 = 1.072$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5040.00

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 12.600

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.281

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 9.99, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 4952.07

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e(T^*)} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De(T^*)}$  (mm) = 4.31
- forza di risposta elastica =  $S_{e(T^*)} m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 5860.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 4.31

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*_{max}$  (mm) = 4.31

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.31

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.99

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.586 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 753

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 9.48 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	753	0.586	9.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.586/0.249 = 2.353$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 753/75 = 10.040$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 6.66, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 3912.66

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 4.31
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 5860.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.338$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 3.37

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 3.37

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.37

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 6.66

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.391 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 223$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 28.561$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	223	0.391	28.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.391/0.194 = 2.015$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 223/45 = 4.956$

## CURVA n° 20

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1294643.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6400.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.531

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 18.17, F,SLC,M-GDL (kN) = 6400.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 13.63, F,SLV,M-GDL (kN) = 5357.27

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa m\* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa m\* =  $\Sigma(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  = 1.000

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 18.17, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 6400.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 13.63, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5357.27

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 4480.00  
Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 488561.00 (=37.737% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.186  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 13.05  
forza Fy\* (kN) = 6373.10  
Limite ultimo : spostamento du\* (mm) = 18.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 1.379 g  
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 11.79  
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 6373.10  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q\* = 0.904

**Controllo su q\* secondo §7.8.1.6**

q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max (§C7.3.7)

**Nota su q\***

q\* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di q\* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se q\* >= 3.0 (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a) q\* <= 3.0 (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: q\* <= 4.0 per SLC)
- b) capacità >= domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 11.79

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = 11.79

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 11.79

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 13.63

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.646 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1116 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.5 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1116	0.646	6.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta, E, \text{SLV}, \text{PGA} = 0.646/0.575 = 1.123$   
 - in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1116/712 = 1.567$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 5760.00  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 11.520  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = 13.05, taglio alla base F,SLD,M-GDL (kN) = 5209.26

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 5.17  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6373.10  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 5.17

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 5.17  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 13.05

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.632 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 1020  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 7.089 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	1020	0.632	7.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
 - in termini di PGA:  $\alpha, 0 = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta, E, \text{SLD}, \text{PGA} = 0.632/0.249 = 2.538$   
 - in termini di TR:  $\alpha, D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLD}) = 1020/75 = 13.600$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 8.70, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 4345.63

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$  (mm) = 5.17
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 6373.10  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.311$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = 4.05

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 4.05

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.05

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.70

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.425 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 286$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 23.067$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	286	0.425	23.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.425/0.194 = 2.191$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 286/45 = 6.356$

**CURVA n° 21**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 835754.60  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5500.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.316

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.30, F,SLC,M-GDL (kN) = 5500.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.47, F,SLV,M-GDL (kN) = 5029.92

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.30, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5500.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 11.47, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5029.92

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3850.00

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 552450.50 (=66.102% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.175

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 9.65

forza  $Fy^*$  (kN) = 5328.84

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 15.30

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 10.43
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5328.84  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.081$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 11.50

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 11.50

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 11.50

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.47

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.573 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 705$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 10.092 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	705	0.573	10.1

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.573/0.575 = 0.997$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 705/712 = 0.990$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4950.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 19.800

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 9.65, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 4651.12

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 4.57
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 5328.84  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 4.57

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 4.57

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.57

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.65

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.534 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 543$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 12.901 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	543	0.534	12.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.534/0.249 = 2.145$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 543/75 = 7.240$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 6.43, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 3662.39

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 4.57
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 5328.84  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.371$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 3.58

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 3.58

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.58

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 6.43

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.355 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 174$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 35.016$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	174	0.355	35.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.355/0.194 = 1.830$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 174/45 = 3.867$



## CURVA n° 22

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 885267.70  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4950.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.184

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 26.28, F,SLC,M-GDL (kN) = 4950.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 19.71, F,SLV,M-GDL (kN) = 4004.24

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 26.28, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4950.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 19.71, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4004.24

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3465.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 683494.90 (=77.208% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.157  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 5.76  
forza  $Fy^*$  (kN) = 3939.24  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 26.28

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 8.43
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3939.24  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.463$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 12.77

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 12.77

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 12.77  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 19.71

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.730 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 1904$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 3.863 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1904	0.730	3.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.730/0.575 = 1.270$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1904/712 = 2.674$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4455.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 17.820

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 5.76, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 3656.46

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.70
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 3939.24  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 3.70

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 3.70

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.70

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 5.76

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.394 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 232$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 27.623 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	232	0.394	27.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.394/0.249 = 1.582$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 232/75 = 3.093$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 3.84, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 2826.02

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 3.70
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 3939.24  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.502$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 2.90

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 2.90

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.90

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 3.84

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.259 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 82$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 59.934$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	82	0.259	59.9

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SL0,PGA} = 0.259/0.194 = 1.335$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 82/45 = 1.822$

**CURVA n° 23**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 842570.30  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5000.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.196

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 13.17, F,SLC,M-GDL (kN) = 5000.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 9.88, F,SLV,M-GDL (kN) = 4494.09

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 13.17, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 5000.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 9.88, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4494.09

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3500.00

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 554367.60 (=65.795% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.174

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 8.75

forza  $Fy^*$  (kN) = 4851.89

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 13.17

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 10.39

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 4851.89

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.188$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 12.63

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 12.63

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 12.63

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 9.88

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.513 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 486$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 14.3 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	486	0.513	14.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.513/0.575 = 0.892$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 486/712 = 0.683$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4500.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 15.000

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 8.75, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 4235.96

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 4.56
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 4851.89  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 4.56

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 4.56

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.56

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 8.75

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.485 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 413$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 16.606 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	413	0.485	16.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.485/0.249 = 1.948$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 413/75 = 5.507$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = 5.84, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = 3301.74

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = 4.56
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 4851.89  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.408$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = 3.57

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = 3.57

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.57

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 5.84

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.319 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 136$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 42.39$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	136	0.319	42.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SL0,PGA} = 0.319/0.194 = 1.644$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 136/45 = 3.022$

**CURVA n° 24**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 892918.40  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4650.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.113

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 22.51, F,SLC,M-GDL (kN) = 4650.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 16.89, F,SLV,M-GDL (kN) = 3614.99

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 22.51, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 4650.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 16.89, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 3614.99

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 3255.00

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 667368.90 (=74.740% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.159

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 6.04

forza  $Fy^*$  (kN) = 4029.33

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = 22.51

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 8.63

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 4029.33

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.430$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 12.77

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 12.77

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 12.77

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 16.89

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.670 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 1300$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 5.606 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	1300	0.670	5.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.670/0.575 = 1.165$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1300/712 = 1.826$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4185.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 16.740

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = 6.04, taglio alla base  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = 3782.85

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 3.79
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 4029.33  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 3.79

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = 3.79

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.79

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 6.04

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.402 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 245$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 26.37 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	245	0.402	26.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.402/0.249 = 1.614$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 245/75 = 3.267$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**



**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = 4.03, taglio alla base  $F_{SLO,M-GDL}$  (kN) = 2818.43

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e,T^*} = 0.474$  g
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De,T^*}$  (mm) = 3.79
- forza di risposta elastica =  $S_{e,T^*} m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 4029.33  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.491$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}$  (mm) = 2.97

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d*,max}$  (mm) = 2.97

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.97

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 4.03

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.267 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 88$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 57.356$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	88	0.267	57.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.267/0.194 = 1.376$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 88/45 = 1.956$

## CURVA n° 25

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1294643.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5837.20  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.397

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.69, F,SLC,M-GDL (kN) = -5837.20  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.77, F,SLV,M-GDL (kN) = -4831.94

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -15.69, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5837.20  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -11.77, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4831.94

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -4086.04  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 496807.80 (=38.374% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.184  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -12.25  
forza  $Fy^*$  (kN) = -6084.15  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -15.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -11.60  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6084.15  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.947$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$  (§C7.3.7)

**Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $a_g$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.60

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.60

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.60

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.77

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.584 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 743$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 9.601 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	743	0.584	9.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_E \text{SLV,PGA} = 0.584/0.575 = 1.016$
- in termini di TR:  $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 743/712 = 1.044$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5253.48

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.134

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -11.77, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -4831.94

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e,T^*} = 0.605$  g
- in spostamento:  $d^*_{e,max} = S_{De,T^*}$  (mm) = -5.09
- forza di risposta elastica =  $S_{e,T^*} m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6084.15  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{max}$  (mm) = -5.09

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*_{max}}$  (mm) = -5.09

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -5.09

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -11.77

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.582 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 743$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 9.601 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori, e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	743	0.582	9.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} = \zeta_E \text{SLD,PGA} = 0.582/0.249 = 2.337$
- in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 743/75 = 9.907$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SL0,M-GDL}$  (mm) = -7.85, taglio alla base  $F_{,SL0,M-GDL}$  (kN) = -3981.52

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -5.09
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -6084.15  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.325$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -3.98

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.98

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.98

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -7.85

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.391 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 223$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 28.561$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	223	0.391	28.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.391/0.194 = 2.015$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 223/45 = 4.956$

**CURVA n° 26**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1434025.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4499.76  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.077

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -9.00, F,SLC,M-GDL (kN) = -4499.76  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -6.75, F,SLV,M-GDL (kN) = -3897.75

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -9.00, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4499.76  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -6.75, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3897.75

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3149.83  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 706451.30 (=49.264% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.154  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -6.35  
forza  $Fy^*$  (kN) = -4487.04  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -9.00

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -8.16  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4487.04  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.284$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.17

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.17  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -6.75

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.461 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 355$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 19.044 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	355	0.461	19.0

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.461/0.575 = 0.802$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 355/712 = 0.499$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 350.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4049.79

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 11.571

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -6.35, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = -3780.85

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.58
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4487.04  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -3.58

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -3.58

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.58

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -6.35

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.451 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 333$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 20.166 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	333	0.451	20.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.451/0.249 = 1.811$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 333/75 = 4.440$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c, SLO, M-GDL}$  (mm) = -4.23, taglio alla base  $F, SLO, M-GDL$  (kN) = -3067.38

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.58
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4487.04  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.441$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -2.80

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -2.80

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.80

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -4.23

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA, CLO$ ) = 0.293 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLO = 111$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLO = 49.119$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA, CLO$  e  $TR, CLO$  minori,

e  $PVR, CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA, CLO$  e  $TR, CLO$  maggiori, e  $PVR, CLO$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	111	0.293	49.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA, CLO / PGA, DLO = \zeta, E, SLO, PGA = 0.293/0.194 = 1.510$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR, CLO / TR, DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 111/45 = 2.467$

## CURVA n° 27

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1297009.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5334.46  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.276

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.19, F,SLC,M-GDL (kN) = -5334.46  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.89, F,SLV,M-GDL (kN) = -4339.36

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -13.19, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5334.46  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -9.89, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4339.36

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3734.12  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 549768.90 (=42.387% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.175  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -9.86  
forza  $Fy^*$  (kN) = -5421.80  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -13.19

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -10.48
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5421.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.063$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.32

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.32

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.32

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.89

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.544 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 572$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,



ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 12.289 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	572	0.544	12.3

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.544/0.575 = 0.946$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 572/712 = 0.803$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4801.01

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 9.602

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -9.86, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = -4330.04

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -4.60
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5421.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -4.60

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -4.60

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.60

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.86

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.544 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 572

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 12.289 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	572	0.544	12.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.544/0.249 = 2.185$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 572/75 = 7.627$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -6.58, taglio alla base  $F_{,SLD,M-GDL}$  (kN) = -3670.00

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -4.60
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -5421.80  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.365$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -3.60

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.60

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.60

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -6.58

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.360 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 183$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 33.624$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	183	0.360	33.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLD,PGA} = 0.360/0.194 = 1.856$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 183/45 = 4.067$



ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 15.51\%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	445	0.498	15.5

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.498 / 0.575 = 0.866$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 445 / 712 = 0.625$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4320.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 10.800

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -7.46, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -4098.28

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.86
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4887.71  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.86

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -3.86

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.86

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.46

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.492 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 426$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 16.143\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	426	0.492	16.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.492 / 0.249 = 1.976$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 426 / 75 = 5.680$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -4.97, taglio alla base  $F_{,SLO,M-GDL}$  (kN) = -3304.85

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -3.86
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -4887.71  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.405$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -3.02

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.02

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.02

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -4.97

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.321 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 139$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 41.7$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	139	0.321	41.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.321/0.194 = 1.655$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 139/45 = 3.089$

**CURVA n° 29**

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 892918.40  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4900.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.173

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.75, F,SLC,M-GDL (kN) = -4350.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.56, F,SLV,M-GDL (kN) = -3336.35

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -16.75, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4350.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -12.56, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3336.35

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3430.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 722715.40 (=80.939% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.153  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -5.85  
forza  $Fy^*$  (kN) = -4225.52  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -16.75

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -7.97  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4225.52  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.364$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.59

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.59

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.59  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.56

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.600 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 835$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 8.59\%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	835	0.600	8.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.600 / 0.575 = 1.043$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 835 / 712 = 1.173$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 650.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4410.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 6.785

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -5.85, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -3882.83

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.50
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4225.52  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.50

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -3.50

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.50

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.85

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.422 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 281$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 23.425\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	281	0.422	23.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.422 / 0.249 = 1.695$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 281 / 75 = 3.747$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -3.90, taglio alla base  $F_{,SLO,M-GDL}$  (kN) = -2976.49

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -3.50
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -4225.52  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.468$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -2.74

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -2.74

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.74

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.90

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.280 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 98$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 53.481$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	98	0.280	53.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.280/0.194 = 1.443$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 98/45 = 2.178$



## CURVA n° 30

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 842570.30  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4950.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.184

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -10.55, F,SLC,M-GDL (kN) = -4950.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -7.91, F,SLV,M-GDL (kN) = -4279.01

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -10.55, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4950.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -7.91, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4279.01

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3465.00

Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 612240.00 (=72.663% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.166

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -8.21

forza  $Fy^*$  (kN) = -5025.08

Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -10.55

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -9.41

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5761.85

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5025.08

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.147$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $ag$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $ag$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $ag$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $ag$  sostenibile /  $ag$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $ag$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.20

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.20

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.20

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -7.91

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.487 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 413$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 16.606 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	413	0.487	16.6

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.487 / 0.575 = 0.847$
- in termini di TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 413 / 712 = 0.580$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 750.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4455.00

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  calcolato = 5.940

Rapporto  $\alpha, u / \alpha, 1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_c, SLD, M-GDL$  (mm) = -7.91, taglio alla base F, SLD, M-GDL (kN) = -4279.01

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -4.13
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5025.08  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -4.13

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -4.13

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.91

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.485 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 413

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 16.606 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	413	0.485	16.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, 0 = PGA, CLD / PGA, DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.485 / 0.249 = 1.948$
- in termini di TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 413 / 75 = 5.507$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c, SLO, M-GDL}$  (mm) = -5.28, taglio alla base  $F, SLO, M-GDL$  (kN) = -3311.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*, e, max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -4.13
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -5025.08  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.394$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -3.23

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, max$  (mm) = -3.23

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.23

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -5.28

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.319 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 136$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 42.39$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	136	0.319	42.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E, SLO, PGA} = 0.319/0.194 = 1.644$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 136/45 = 3.022$

**CURVA n° 31**

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 885267.70  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4450.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.065

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -17.45, F,SLC,M-GDL (kN) = -4000.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -13.09, F,SLV,M-GDL (kN) = -3307.70

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $r=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m_i)$  (k\*kgm) = 426.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -17.45, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -4000.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -13.09, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3307.70

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = -3115.00  
Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 743699.20 (=84.008% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.150  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -5.11  
forza Fy\* (kN) = -3799.61  
Limite ultimo : spostamento du\* (mm) = -17.45

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

```

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 \text{ g}$ 
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -7.75$ 
- forza di risposta elastica  $= S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 5761.85$ 
  (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -3799.61$ 
  (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.516$ 

```

### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

**Nota su  $q^*$**

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,_{\max}$  (mm) = -12.34

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,_{max}$  (mm) = -12.34

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -12.34

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -13.09

**SLV: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA.CLV) = 0.596 a

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLV} = 804$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 8.906 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	804	0.596	8.9

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.596 / 0.575 = 1.037$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 804 / 712 = 1.129$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 550.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4005.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 7.282

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -5.11, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -3595.83

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.40
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -3799.61  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.40

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -3.40

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.11

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.381 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 207$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 30.394 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	207	0.381	30.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.381 / 0.249 = 1.530$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 207 / 75 = 2.760$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -3.41, taglio alla base  $F_{,SLD,M-GDL}$  (kN) = -2605.00

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -3.40
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -3799.61  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.521$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -2.66

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -2.66

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.66

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.41

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO} = 0.251$  g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 77$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 62.244$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	77	0.251	62.2

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.251/0.194 = 1.294$

- in termini di TR:  $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 77/45 = 1.711$

**CURVA n° 32**

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**  
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 835754.60  
Resistenza massima (taglio alla base): F<sub>Max</sub>, M-GDL (kN) = -5100.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4179.01  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 426.141  
Rapporto forza/peso (F<sub>Max</sub>, M-GDL / W) = 1.22

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:  
 SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -11.04, F,SLC,M-GDL (kN) = -5100.00  
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.28, F,SLV,M-GDL (kN) = -4501.57

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**  
Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i) \text{ (k*kgm)} = 426.14$   
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:  
 SLC:  $d_c, SLC, 1-GDL = (d, SLC, M-GDL / r) \text{ (mm)} = -11.04$ ,  $F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL / r) \text{ (kN)} = -5100.00$   
 SLV:  $d_c, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / r) \text{ (mm)} = -8.28$ ,  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / r) \text{ (kN)} = -4501.57$

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**  
 70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -3570.00  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 633480.50 (=75.797% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.163  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -7.83  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -4962.83  
 Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -11.04

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**  
 Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379 \text{ g}$   
 - in spostamento:  $d_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -9.10$   
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 5761.85$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -4962.83$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.161$

### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

**Nota su  $q^*$**

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $ag$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $ag$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di  $ag$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $ag$  sostenibile /  $ag$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $ag$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,_{\max}$  (mm) = -11.02

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -11.02

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**  
Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.02  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -8.28

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
 SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.508 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 472 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni.

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 14.692 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	472	0.508	14.7

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.508 / 0.575 = 0.883$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 472 / 712 = 0.663$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
 a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
 b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 550.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4590.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 8.345

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -7.83, taglio alla base F,SLD,M-GDL (kN) = -4364.04

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.99
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2527.02  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4962.83  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.99

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -3.99

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.99

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.83

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.500 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 445$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 15.51 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	445	0.500	15.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.500 / 0.249 = 2.008$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 445 / 75 = 5.933$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**



**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -5.22, taglio alla base  $F_{,SLO,M-GDL}$  (kN) = -3387.42

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{,e}(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*_{,e,max} = S_{,De}(T^*)$  (mm) = -3.99
- forza di risposta elastica =  $S_{,e}(T^*) m^*$  (kN) = 1979.00  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -4962.83  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.399$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*_{,max}$  (mm) = -3.12

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r_{d^*,max}$  (mm) = -3.12

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.12

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -5.22

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{,CLO}$ ) = 0.329 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{,CLO} = 144$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{,CLO} = 40.597$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  minori,

e  $PVR_{,CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{,CLO}$  e  $TR_{,CLO}$  maggiori, e  $PVR_{,CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	144	0.329	40.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.329/0.194 = 1.696$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 144/45 = 3.200$

## CURVA n° 32

**TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -Y  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 2  
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA**

## VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 832735.90  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5600.00  
Peso sismico totale W (kN) = 4171.19  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 425.343  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.343

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.73, F,SLC,M-GDL (kN) = -5600.00  
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -10.30, F,SLV,M-GDL (kN) = -5029.33

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 425.34  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -13.73, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5600.00  
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -10.30, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -5029.33

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -3920.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 609259.80 (=73.164% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.166  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -8.72  
forza  $Fy^*$  (kN) = -5315.06  
Limite ultimo : spostamento  $du^*$  (mm) = -13.73

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 1.379$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -9.44  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5751.06  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -5315.06  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.082$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6****Nota su  $q^*$** 

$q^*$  è funzione di due componenti:  
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);  
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.  
Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.  
Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),  
verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,  
tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:  
a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)  
b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -10.50

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -10.50

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -10.50  
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -10.30

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.569 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 686$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 10.356 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.575	10.0
Capacità	686	0.569	10.4

**Indicatore di Rischio Sismico**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_E, SLV, PGA = 0.569 / 0.575 = 0.990$
- in termini di TR:  $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 686 / 712 = 0.963$

**Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico**

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (Sda 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

**Calcolo del Fattore di Comportamento 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 550.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5040.00

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  calcolato = 9.164

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.281$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  (mm) = -8.72, taglio alla base  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -4664.69

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.605 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -4.14
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2522.28  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -5315.06  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -4.14

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -4.14

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.14

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.72

**SLD: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.531 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 540$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 12.968 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.249	63.0
Capacità	540	0.531	13.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_E, SLD, PGA = 0.531 / 0.249 = 2.133$
- in termini di TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 540 / 75 = 7.200$

**VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale:  $d_{c,SLO,M-GDL}$  (mm) = -5.82, taglio alla base  $F,SLO,M-GDL$  (kN) = -3650.70

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.474$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -4.14
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1975.29  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -5315.06  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.372$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.24

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = -3.24

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.24

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -5.82

**SLO: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLO}$ ) = 0.355 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLO} = 174$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLO} = 35.016$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  minori,

e  $PVR_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLO}$  e  $TR_{CLO}$  maggiori, e  $PVR_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.194	81.0
Capacità	174	0.355	35.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.355/0.194 = 1.830$

- in termini di TR:  $\alpha_0 = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 174/45 = 3.867$



## ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 7 del 21.1.2019: §C8.7.1.2)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno.

Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso.

Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo  $a_g$ . Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco  $a_g$  su suolo rigido), periodo di ritorno  $T_R$  e probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è  $\geq 1$ , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di  $T_R$ ); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

### Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.

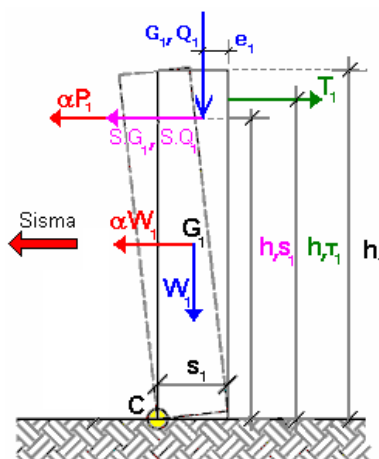


Fig. 1. Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio:  $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$
- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata):  $S_1 = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

$\psi_{21}$  è il coefficiente di combinazione quasi permanente per  $Q_1$  (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro  $T_1$ .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinematismo viene quindi descritto dalla rotazione  $\varphi$  attorno alla cerniera C.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore  $\dot{\alpha}_0$  che attiva il cinematismo, attraverso la seguente espressione (§C8.7.1.2.1.1):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

che nel caso in esame diventa:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi s_1 / 2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in  $\varphi$  la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R2}}{M_{R1}}$$

dove:

$$\dot{\alpha}_0 M_{R1} = \dot{\alpha}_0 (W_1 h_1 / 2 + P_1 h_{S1})$$

è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali

$$M_{R2} = S_1 h_{S1}$$

è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da  $\dot{\alpha}_0$

$$M_S = W_1 s_1 / 2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$$

è il momento stabilizzante

Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo  $\alpha_0^*$ . L'espressione è fornita dalla formula [C8.7.1.8], coerente con la formulazione fornita dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (§C8A.4.2.2):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura;
- $FC$  è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

La massa partecipante al cinematiso  $M^*$  può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematiso, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{xi}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{s1})^2}{g [W_1 (\varphi h_1 / 2)^2 + P_1 (\varphi h_{s1})^2]}$$

$$e^* = gM^* / (W_1 + P_1)$$

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  non dipende dall'azione sismica, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

#### Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Una volta determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  la verifica di sicurezza si basa sul confronto con l'accelerazione massima alla quota  $Z$  (domanda in termini di accelerazione alla quota del baricentro delle linee di vincolo del cinematiso). Si segue la procedura descritta al §C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV, nell'ipotesi di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale.

L'accelerazione massima alla quota  $Z$  ( $a_z$ ) può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematiso, un coefficiente di smorzamento viscoso  $\hat{\imath} = 5\%$  e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se  $T_1$  non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione [C7.3.2]:  $T_1 = 0.05 H^{3/4}$  dove  $H$  è l'altezza totale dell'edificio;
- $S_e(T_1)$  è l' spetro elastico al suolo valutato per il periodo  $T_1$ ;
- $\psi_1(z)$  è il valore della forma modale alla quota  $Z$ , posto pari a  $Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza di tutta la costruzione rispetto alla fondazione;
- $\gamma_1$  è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione. Se non è noto da analisi modale può essere assunto  $\gamma = 3N/(2N+1)$  con  $N$  numero di piani della costruzione [C7.2.10].



Pertanto, considerando che la domanda in termini di accelerazione ( $a^*$ ) non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni  $a_1^*$  e  $a_2^*$ .

$$a^* = \text{Max}(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$a_1^* = a_g S$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

$$a_1^* = a_g \cdot S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)/q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa  $a^*$ .

Nell'espressione di  $a^*$  è direttamente identificabile la componente  $a_g S$ . È quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  all'espressione dell'accelerazione richiesta  $a^*$ , resti determinato univocamente un valore di PGA: è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematiso,  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  (capacità per SLV) e  $\text{PGA}_{\text{CLD}}$  (capacità per SLD). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

L'equazione  $a_0^* = a^*$  che fornisce  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  è di tipo non lineare. Infatti, sia  $a_g$  sia i parametri di spettro  $F_0$  e  $T_C^*$  sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_B$ ,  $T_D$ .

Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno  $T_R$ . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo  $T_R$  viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni; a  $T_R$  corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione  $a_0^* = a^*$  è soddisfatta. Quando ciò accade,  $a_g$  e  $S$  forniscono la  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$ . A  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  corrisponde il periodo di ritorno  $\text{TR}_{\text{CLV}}$ .

La capacità  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame  $\text{PGA}_{\text{DLV}}$ , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico'  $\zeta_E$  in termini di PGA:

$$\zeta_{E, \text{PGA}} = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ( $\zeta_{E, \text{TR}}$ ) come rapporto tra  $\text{TR}_{\text{CLV}}$  e  $\text{TR}_{\text{DLV}}$ . Poiché il legame tra TR e PGA, pur biunivoco, non è lineare, il valore di  $\zeta_{E, \text{TR}}$  non coincide col valore di  $\zeta_{E, \text{PGA}}$  (però sono entrambi  $>1$  o  $<1$ , e quando uno dei due  $\zeta_E$  vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

#### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per TR.  
Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $\text{TR}=2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $\text{ag}(30)$ ,  $\text{ag}(50)$  e  $\text{ag}(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $\text{ag}(\text{TR})=k \cdot \text{TR}^{\alpha}$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

- Definizione di PGA.  
PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia ( $\alpha$ : su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito. Si tenga presente che la Circ. 7 del 21.1.2019 in §C8.3 specifica che "il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione dell'indicatore di rischio sismico  $\alpha_E$  è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo  $a_g S$ ", ossia la PGA tenendo conto degli effetti di sito. La scelta di questa opzione determina il valore di  $\text{PGA}_{\text{DLV}}$  e  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_s$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_0$ ),  $\text{PGA}_{\text{CLV}}$  conterrà  $S_s$  corrispondente al periodo  $\text{TR}_{\text{CLV}}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_s$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E, \text{PGA}}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA. Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_{E, \text{TR}}$  in termini di periodo di ritorno.

- Parametri di spettro in input.  
La conoscenza di specifici parametri fisici relativi alla zona di ubicazione dell'edificio (microzonazione) può tradursi in una modifica dei parametri di spettro rispetto ai valori previsti dal reticolo sismico secondo Normativa.

La capacità in termini di accelerazione al suolo, cioè il valore di PGA che produce il raggiungimento di un determinato stato limite, viene calcolata tramite una procedura iterativa eseguita sulla PGA stessa, variandone il valore fino ad ottenere verifica soddisfatta; si calcola poi l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Per determinare le corrispondenti capacità - e quindi gli indicatori di rischio - in termini di TR, cioè i periodi di ritorno associati ai terremoti che generano tali accelerazioni, si esegue il passaggio dalla capacità  $\text{PGA}_C$  a  $\text{TR}_C$  con la relazione del D.M.65-07.03.2017 (All.A: Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni):

$$\text{TR}_C = \text{TR}_D \cdot (\text{PGA}_C / \text{PGA}_D)^{\eta}$$

dove  $\eta=(1/0.41)$ , valore medio sull'intero territorio nazionale.

In alternativa, per un valore più puntuale dell'intensità sismica di appartenenza si usano le seguenti formule (con riferimento all'accelerazione massima su roccia  $a_g$ ; Aedes.PCM assume come riferimento  $a_g$  per SLV):

$$\eta=(1/0.49) \text{ per } a_g \geq 0.25g; \eta=(1/0.43) \text{ per } 0.25g > a_g \geq 0.15g; \eta=(1/0.356) \text{ per } 0.15g > a_g \geq 0.05g; \eta=(1/0.34) \text{ per } a_g < 0.05g.$$

#### Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

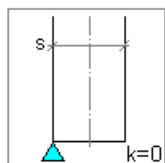
L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a

compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

### Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



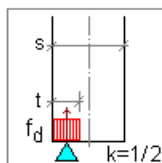
#### 1 Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi  $F_c=1.35$

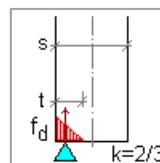
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

### Resistenza a Compressione finita

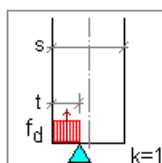
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



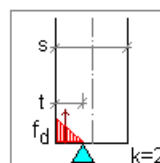
#### 2 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 4 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 3 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



#### 5 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

$$\text{Resistenza di calcolo: } f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M} \quad \gamma_M = 2$$

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

$x_c$  = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

$N$  = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;  
 $a$  = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

$k$  = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per  $x_c$  un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

### Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.7 del 21.1.2019, Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G. Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

## 23.1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

### Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.343646

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.317664

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$TC^*$ (sec)
30	0.062	2.439	0.250
50	0.079	2.435	0.260
72	0.094	2.430	0.260
101	0.109	2.430	0.265
140	0.125	2.409	0.270
201	0.145	2.390	0.280
475	0.197	2.385	0.290
975	0.250	2.404	0.295

| 2475 | 0.332 | 2.424 | 0.320 |

Per periodi di ritorno  $TR < 30$  anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$ , dove:

$K = 0.012694770$ ,  $\alpha = 0.467627820$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

$ag(g)$   $Fo$   $Tc^*(sec)$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.075	2.436	0.258	2.592	0.124	0.372	1.900	0.901
SLD	75	0.096	2.430	0.261	2.592	0.125	0.376	1.984	1.016
SLV	712	0.225	2.396	0.293	2.557	0.137	0.412	2.500	1.534
SLC	1462	0.283	2.413	0.306	2.434	0.142	0.427	2.732	1.733

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 1

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 2.16

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad:  $ag*S$ , dove:  $S=SS*ST$ )

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

**2. 1) Cinematismo PEst**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
57.901	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
5.085	-0.776	0.000	5.199	14.998	0.000	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.418	3.164	1.938	0.00	0.00	-277.03	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	5.182	3.470	3.600	0.00	0.00	-49.43	0.00	0.00	-82.39	0.60
3	peso proprio	5.475	11.057	1.938	0.00	0.00	-276.97	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	5.499	12.849	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	5.235	10.756	3.600	0.00	0.00	-49.54	0.00	0.00	-82.57	0.60
6	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	6.038	5.423	11.697	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00	-4.41	0.00
9	peso proprio	5.726	10.300	7.479	0.00	0.00	-79.93	0.00	0.00	0.00	0.30
10	generico	6.064	8.781	11.699	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	5.596	10.332	10.529	0.00	0.00	-1.96	0.00	0.00	-4.11	0.00
12	peso proprio	5.424	11.923	7.138	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	5.226	11.897	9.872	0.00	0.00	-0.26	0.00	0.00	-0.55	0.00
14	da solaio	5.274	12.105	9.784	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00
15	da solaio	5.327	11.709	9.951	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
16	peso proprio	5.866	8.754	7.800	0.00	0.00	-17.47	0.00	0.00	0.00	0.30
17	da solaio	5.769	8.539	11.282	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.59	0.00
18	da solaio	5.668	8.727	11.203	0.00	0.00	-0.27	0.00	0.00	-0.56	0.00
19	da solaio	5.715	8.935	11.116	0.00	0.00	-0.75	0.00	0.00	-1.56	0.00
20	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.71	0.00	0.00	-1.49	0.00
22	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.29	0.00	0.00	-0.61	0.00
23	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.72	0.00	0.00	-1.51	0.00
24	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
25	generico	5.085	-0.776	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
26	generico	5.151	-0.346	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-1.97	0.00	0.00	-4.14	0.00
28	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
29	generico	6.299	7.105	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-1.02	0.00	0.00	-2.14	0.00
31	peso proprio	5.303	13.344	6.834	0.00	0.00	-60.43	0.00	0.00	0.00	0.30
32	generico	5.196	15.001	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	5.165	13.416	9.234	0.00	0.00	-1.84	0.00	0.00	-3.86	0.00
34	peso proprio	6.059	7.913	7.977	0.00	0.00	-48.34	0.00	0.00	0.00	0.30
35	generico	6.299	7.103	12.400	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	5.938	7.877	11.561	0.00	0.00	-0.95	0.00	0.00	-1.99	0.00
37	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.65	0.00
39	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.73	0.00	0.00	-1.53	0.00
40	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)	Forza inerziale(kN)	Spostam.virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
----	---------------------------------	---------------------	-----------------------	-------------------------

	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-277.03	277.02	-2.01	0.00	1.937	-0.014	-0.306	84.655	536.743	0.000
2	0.00	0.00	-98.87	98.86	-0.72	0.00	3.600	-0.026	-0.069	6.772	355.915	0.000
3	0.00	0.00	-276.97	276.96	-2.01	0.00	1.937	-0.014	-0.305	84.581	536.630	0.000
4	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.900	-0.028	-0.317	-77.995	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-99.08	99.08	-0.72	0.00	3.600	-0.026	-0.068	6.759	356.702	0.000
6	0.00	0.00	-79.89	79.89	-0.58	0.00	7.477	-0.054	-0.565	45.138	597.386	0.000
7	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.696	-0.085	-0.914	-292.406	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-2.10	2.10	-0.01	0.00	10.529	-0.076	-0.435	0.915	22.131	0.000
9	0.00	0.00	-79.93	79.92	-0.58	0.00	7.478	-0.054	-0.565	45.134	597.718	0.000
10	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.698	-0.085	-0.916	-233.965	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-1.96	1.96	-0.01	0.00	10.529	-0.076	-0.435	0.852	20.615	0.000
12	0.00	0.00	-14.50	14.50	-0.10	0.00	7.137	-0.052	-0.251	3.639	103.495	0.000
13	0.00	0.00	-0.26	0.26	0.00	0.00	9.871	-0.072	-0.054	0.014	2.575	0.000
14	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	9.784	-0.071	-0.100	0.074	7.249	0.000
15	0.00	0.00	-0.76	0.76	-0.01	0.00	9.951	-0.072	-0.156	0.119	7.560	0.000
16	0.00	0.00	-17.47	17.47	-0.13	0.00	7.799	-0.057	-0.716	12.508	136.221	0.000
17	0.00	0.00	-0.76	0.76	-0.01	0.00	11.282	-0.082	-0.622	0.472	8.563	0.000
18	0.00	0.00	-0.27	0.27	0.00	0.00	11.203	-0.081	-0.520	0.138	2.976	0.000
19	0.00	0.00	-0.75	0.75	0.00	0.00	11.115	-0.081	-0.566	0.421	8.280	0.000
20	0.00	0.00	-14.50	14.49	-0.10	0.00	7.136	-0.052	-0.254	3.688	103.440	0.000
21	0.00	0.00	-0.71	0.71	0.00	0.00	9.786	-0.071	-0.102	0.072	6.940	0.000
22	0.00	0.00	-0.29	0.29	0.00	0.00	9.874	-0.072	-0.058	0.017	2.843	0.000
23	0.00	0.00	-0.72	0.72	0.00	0.00	9.953	-0.072	-0.159	0.115	7.180	0.000
24	0.00	0.00	-60.31	60.31	-0.44	0.00	6.833	-0.050	-0.121	7.279	412.100	0.000
25	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.100	-0.066	-0.004	-272.993	0.000	0.000
26	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.900	-0.028	-0.065	-77.997	0.000	0.000
27	0.00	0.00	-1.97	1.97	-0.01	0.00	9.237	-0.067	0.017	-0.033	18.192	0.000
28	0.00	0.00	-48.46	48.46	-0.35	0.00	7.976	-0.058	-0.915	44.357	386.565	0.000
29	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.899	-0.028	-1.159	-77.986	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-1.02	1.02	-0.01	0.00	11.559	-0.084	-0.796	0.813	11.803	0.000
31	0.00	0.00	-60.43	60.43	-0.44	0.00	6.834	-0.050	-0.119	7.205	412.958	0.000
32	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.100	-0.066	-0.002	-272.993	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-1.84	1.84	-0.01	0.00	9.234	-0.067	0.018	-0.033	16.966	0.000
34	0.00	0.00	-48.34	48.34	-0.35	0.00	7.977	-0.058	-0.915	44.247	385.587	0.000
35	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.399	-0.090	-1.163	-619.955	0.000	0.000
36	0.00	0.00	-0.95	0.95	-0.01	0.00	11.560	-0.084	-0.796	0.756	10.976	0.000
37	0.00	0.00	-17.46	17.46	-0.13	0.00	7.798	-0.057	-0.715	12.479	136.179	0.000
38	0.00	0.00	-0.31	0.31	0.00	0.00	11.203	-0.081	-0.519	0.162	3.493	0.000
39	0.00	0.00	-0.73	0.73	0.00	0.00	11.281	-0.082	-0.623	0.455	8.235	0.000
40	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	11.115	-0.081	-0.564	0.418	8.242	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1=\sum(n)[\pi\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi\delta Xi + EYi\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.289	90636	0.735	0.291

α0 = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di ζ,E = 0.800

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.584	743	52	1.015	1.044

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**3. 2) Cinematismo PEst**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
31.520	12.400	3.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
5.085	-0.776	3.900	4.984	14.717	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	15.493

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00	-4.41	0.00
3	peso proprio	5.726	10.300	7.479	0.00	0.00	-79.93	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	5.596	10.332	10.529	0.00	0.00	-1.96	0.00	0.00	-4.11	0.00
5	peso proprio	5.424	11.923	7.138	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	5.226	11.897	9.872	0.00	0.00	-0.26	0.00	0.00	-0.55	0.00
7	da solaio	5.274	12.105	9.784	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00
8	da solaio	5.327	11.709	9.951	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.60	0.00
9	peso proprio	5.866	8.754	7.800	0.00	0.00	-17.47	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	5.769	8.539	11.282	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00	-1.59	0.00
11	da solaio	5.668	8.727	11.203	0.00	0.00	-0.27	0.00	0.00	-0.56	0.00
12	da solaio	5.715	8.935	11.116	0.00	0.00	-0.75	0.00	0.00	-1.56	0.00
13	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.71	0.00	0.00	-1.49	0.00
15	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.29	0.00	0.00	-0.61	0.00
16	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.72	0.00	0.00	-1.51	0.00
17	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
18	generico	5.085	-0.776	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
19	generico	5.151	-0.346	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-1.97	0.00	0.00	-4.14	0.00
21	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
22	generico	6.299	7.105	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-1.02	0.00	0.00	-2.14	0.00
24	peso proprio	5.303	13.344	6.834	0.00	0.00	-60.43	0.00	0.00	0.00	0.30
25	generico	5.196	15.001	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	5.165	13.416	9.234	0.00	0.00	-1.84	0.00	0.00	-3.86	0.00
27	peso proprio	6.059	7.913	7.977	0.00	0.00	-48.34	0.00	0.00	0.00	0.30
28	generico	6.299	7.103	12.400	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
29	generico	6.064	8.781	11.699	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	5.938	7.877	11.561	0.00	0.00	-0.95	0.00	0.00	-1.99	0.00
31	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
32	generico	6.038	5.423	11.697	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.65	0.00
34	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.73	0.00	0.00	-1.53	0.00
35	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-79.89	79.89	0.52	0.00	3.577	0.023	-0.628	50.174	285.796	0.000
2	0.00	0.00	-2.10	2.10	0.01	0.00	6.629	0.043	-0.498	1.047	13.934	0.000
3	0.00	0.00	-79.93	79.92	0.52	0.00	3.578	0.023	-0.716	57.200	286.003	0.000

4	0.00	0.00	-1.96	1.96	0.01	0.00	6.629	0.043	-0.587	1.149	12.979	0.000
5	0.00	0.00	-14.50	14.50	0.09	0.00	3.237	0.021	-0.424	6.152	46.942	0.000
6	0.00	0.00	-0.26	0.26	0.00	0.00	5.971	0.039	-0.227	0.059	1.558	0.000
7	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	5.884	0.038	-0.276	0.204	4.360	0.000
8	0.00	0.00	-0.76	0.76	0.00	0.00	6.051	0.039	-0.327	0.248	4.597	0.000
9	0.00	0.00	-17.47	17.47	0.11	0.00	3.899	0.025	-0.846	14.773	68.102	0.000
10	0.00	0.00	-0.76	0.76	0.00	0.00	7.382	0.048	-0.749	0.569	5.603	0.000
11	0.00	0.00	-0.27	0.27	0.00	0.00	7.303	0.048	-0.649	0.172	1.940	0.000
12	0.00	0.00	-0.75	0.75	0.00	0.00	7.215	0.047	-0.698	0.520	5.375	0.000
13	0.00	0.00	-14.50	14.49	0.09	0.00	3.236	0.021	-0.295	4.278	46.906	0.000
14	0.00	0.00	-0.71	0.71	0.00	0.00	5.887	0.038	-0.140	0.099	4.174	0.000
15	0.00	0.00	-0.29	0.29	0.00	0.00	5.974	0.039	-0.099	0.028	1.720	0.000
16	0.00	0.00	-0.72	0.72	0.00	0.00	6.053	0.039	-0.202	0.146	4.367	0.000
17	0.00	0.00	-60.31	60.31	0.39	0.00	2.933	0.019	-0.142	8.560	176.884	0.000
18	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.200	0.034	-0.003	-155.997	0.000	0.000
19	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.069	0.001	0.000	0.000
20	0.00	0.00	-1.97	1.97	0.01	0.00	5.338	0.035	-0.004	0.007	10.512	0.000
21	0.00	0.00	-48.46	48.46	0.32	0.00	4.076	0.027	-1.011	49.003	197.553	0.000
22	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.001	0.000	-1.266	0.013	0.000	0.000
23	0.00	0.00	-1.02	1.02	0.01	0.00	7.659	0.050	-0.892	0.911	7.821	0.000
24	0.00	0.00	-60.43	60.43	0.39	0.00	2.934	0.019	-0.312	18.860	177.285	0.000
25	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.200	0.034	-0.217	-155.993	0.000	0.000
26	0.00	0.00	-1.84	1.84	0.01	0.00	5.334	0.035	-0.176	0.323	9.800	0.000
27	0.00	0.00	-48.34	48.34	0.31	0.00	4.077	0.027	-1.033	49.956	197.064	0.000
28	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.499	0.055	-1.270	-424.959	0.000	0.000
29	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.798	0.051	-1.046	-155.966	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-0.95	0.95	0.01	0.00	7.660	0.050	-0.914	0.868	7.273	0.000
31	0.00	0.00	-17.46	17.46	0.11	0.00	3.898	0.025	-0.799	13.951	68.072	0.000
32	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.796	0.051	-0.998	-194.908	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-0.31	0.31	0.00	0.00	7.303	0.048	-0.603	0.188	2.277	0.000
34	0.00	0.00	-0.73	0.73	0.00	0.00	7.381	0.048	-0.710	0.518	5.388	0.000
35	0.00	0.00	-0.74	0.74	0.00	0.00	7.215	0.047	-0.645	0.479	5.350	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1 = \sum (n) [Pi \cdot \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZi \cdot \delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.486	44984	0.963	0.374

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.179	0.288	0.747	2115	149	1.298	2.971

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**4. 3) Cinematismo PEst**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
15.759	12.400	3.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
5.085	-0.776	3.900	6.299	7.105	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	7.974

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	5.680	3.911	7.478	0.00	0.00	-79.89	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	5.549	3.880	10.530	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00	-4.41	0.00
3	peso proprio	5.358	2.291	7.136	0.00	0.00	-14.50	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	5.203	2.112	9.787	0.00	0.00	-0.71	0.00	0.00	-1.49	0.00
5	da solaio	5.160	2.320	9.874	0.00	0.00	-0.29	0.00	0.00	-0.61	0.00
6	da solaio	5.263	2.507	9.953	0.00	0.00	-0.72	0.00	0.00	-1.51	0.00
7	peso proprio	5.214	0.875	6.833	0.00	0.00	-60.31	0.00	0.00	0.00	0.30
8	generico	5.085	-0.776	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	generico	5.151	-0.346	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	5.075	0.804	9.238	0.00	0.00	-1.97	0.00	0.00	-4.14	0.00
11	peso proprio	6.048	6.296	7.977	0.00	0.00	-48.46	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	6.299	7.103	12.400	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	generico	6.299	7.105	3.900	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	5.927	6.332	11.559	0.00	0.00	-1.02	0.00	0.00	-2.14	0.00
15	peso proprio	5.841	5.454	7.798	0.00	0.00	-17.46	0.00	0.00	0.00	0.30
16	generico	6.038	5.423	11.697	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
17	da solaio	5.643	5.486	11.204	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.65	0.00
18	da solaio	5.749	5.671	11.282	0.00	0.00	-0.73	0.00	0.00	-1.53	0.00
19	da solaio	5.687	5.276	11.116	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-1.56	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-79.89	78.96	-12.17	0.00	3.536	-0.545	0.123	-9.852	285.826	0.000
2	0.00	0.00	-2.10	2.08	-0.32	0.00	6.552	-1.010	0.247	-0.519	13.935	0.000
3	0.00	0.00	-14.50	14.33	-2.21	0.00	3.198	-0.493	0.195	-2.829	46.910	0.000
4	0.00	0.00	-0.71	0.70	-0.11	0.00	5.818	-0.897	0.320	-0.227	4.174	0.000
5	0.00	0.00	-0.29	0.28	-0.04	0.00	5.905	-0.910	0.394	-0.113	1.720	0.000
6	0.00	0.00	-0.72	0.71	-0.11	0.00	5.982	-0.922	0.321	-0.232	4.367	0.000
7	0.00	0.00	-60.31	59.61	-9.19	0.00	2.899	-0.447	0.122	-7.346	176.892	0.000
8	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.139	-0.792	-0.003	-154.180	0.000	0.000
9	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.00	0.00	-1.97	1.95	-0.30	0.00	5.276	-0.813	0.247	-0.487	10.512	0.000
11	0.00	0.00	-48.46	47.90	-7.38	0.00	4.029	-0.621	0.123	-5.967	197.580	0.000
12	-50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.401	-1.294	-0.004	-420.043	0.000	0.000
13	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.00	0.00	-1.02	1.01	-0.16	0.00	7.570	-1.166	0.246	-0.252	7.821	0.000
15	0.00	0.00	-17.46	17.26	-2.66	0.00	3.853	-0.594	0.199	-3.481	68.081	0.000
16	-25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.706	-1.187	-0.003	-192.651	0.000	0.000
17	0.00	0.00	-0.31	0.31	-0.05	0.00	7.219	-1.112	0.398	-0.124	2.278	0.000
18	0.00	0.00	-0.73	0.72	-0.11	0.00	7.296	-1.124	0.321	-0.235	5.388	0.000
19	0.00	0.00	-0.74	0.73	-0.11	0.00	7.132	-1.099	0.323	-0.239	5.351	0.000



-----  
 n. = numero consecutivo del carico  
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ  
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha 0$	$M^*$	$e^*$	$a0^*$
	(kgm)		(g)
0.961	22497	0.962	0.740

-----  
 $\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 $M^*$  = massa partecipante  
 $e^*$  = frazione di massa partecipante  
 $a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a1^*$	$a2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.179	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

-----  
 $a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**5. 4) Cinematismo P.Nord**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
15.210	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
5.199	14.998	0.000	-0.059	14.218	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	5.316

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.574	14.357	1.773	0.00	0.00	-172.61	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	1.193	14.404	3.900	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	2.600	14.087	3.600	0.00	0.00	-4.29	0.00	0.00	-7.15	0.60
4	peso proprio	1.838	14.369	6.518	0.00	0.00	-54.73	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	0.650	14.315	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	1.029	14.120	8.848	0.00	0.00	-7.66	0.00	0.00	-16.32	0.00
7	da solaio	2.513	14.346	8.702	0.00	0.00	-9.57	0.00	0.00	-20.10	0.00
8	da solaio	1.029	14.120	8.799	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	4.235	14.735	6.500	0.00	0.00	-31.50	0.00	0.00	0.00	0.30
10	generico	5.196	15.001	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
11	generico	4.819	14.945	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	4.155	14.843	3.900	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	4.292	14.614	8.730	0.00	0.00	-7.00	0.00	0.00	-14.70	0.00
14	peso proprio	3.398	14.510	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	3.216	14.368	8.695	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
16	da solaio	3.263	14.289	8.728	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00	-1.02	0.00
17	da solaio	3.612	14.425	8.809	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	-0.25	0.00
18	da solaio	3.561	14.331	8.849	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00	-1.34	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-172.61	-25.35	170.74	0.00	-0.260	1.754	0.248	-42.852	306.073	0.000
2	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.573	3.858	-0.002	-77.154	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-8.58	-1.26	8.49	0.00	-0.529	3.561	0.518	-4.446	30.890	0.000
4	0.00	0.00	-54.73	-8.04	54.14	0.00	-0.957	6.447	0.125	-6.849	356.723	0.000
5	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.336	9.001	0.004	-180.027	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-7.66	-1.13	7.58	0.00	-1.300	8.752	0.252	-1.934	67.811	0.000
7	0.00	0.00	-9.57	-1.41	9.47	0.00	-1.278	8.608	0.246	-2.358	83.299	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.292	8.704	0.252	0.000	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-31.50	-4.63	31.15	0.00	-0.955	6.430	0.116	-3.640	204.718	0.000
10	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.336	9.001	-0.008	40.094	0.000	0.000
11	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.336	9.001	-0.008	-180.026	0.000	0.000
12	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.573	3.858	-0.002	-77.154	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-7.00	-1.03	6.92	0.00	-1.282	8.635	0.242	-1.697	61.104	0.000
14	0.00	0.00	-11.65	-1.71	11.52	0.00	-0.955	6.430	0.216	-2.510	75.700	0.000
15	0.00	0.00	-0.16	-0.02	0.16	0.00	-1.277	8.600	0.328	-0.053	1.408	0.000
16	0.00	0.00	-0.49	-0.07	0.48	0.00	-1.282	8.633	0.413	-0.201	4.238	0.000
17	0.00	0.00	-0.12	-0.02	0.12	0.00	-1.294	8.714	0.329	-0.040	1.069	0.000
18	0.00	0.00	-0.64	-0.09	0.63	0.00	-1.300	8.753	0.416	-0.265	5.640	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2 Q$  nel sistema XYZ  
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum (n) [Pi \cdot \delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZi \cdot \delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.451	21646	0.697	0.480

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 M\* = massa partecipante  
 e\* = frazione di massa partecipante  
 a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
 a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**6. 5) Cinematismo P.Nord**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
6.991	12.400	3.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
5.196	15.001	3.900	0.404	14.266	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	4.849

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.838	14.369	6.518	0.00	0.00	-54.73	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	0.650	14.315	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	1.029	14.120	8.848	0.00	0.00	-7.66	0.00	0.00	-16.32	0.00
4	da solaio	2.513	14.346	8.702	0.00	0.00	-9.57	0.00	0.00	-20.10	0.00
5	da solaio	1.029	14.120	8.799	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	peso proprio	4.235	14.735	6.500	0.00	0.00	-31.50	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	5.196	15.001	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	generico	4.819	14.945	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	generico	4.155	14.843	3.900	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	4.292	14.614	8.730	0.00	0.00	-7.00	0.00	0.00	-14.70	0.00
11	peso proprio	3.398	14.510	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	3.216	14.368	8.695	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
13	da solaio	3.263	14.289	8.728	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00	-1.02	0.00
14	da solaio	3.612	14.425	8.809	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	-0.25	0.00
15	da solaio	3.561	14.331	8.849	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00	-1.34	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-54.73	-8.30	54.10	0.00	-0.397	2.588	0.114	-6.218	143.279	0.000
2	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.789	5.140	-0.014	-102.796	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-7.66	-1.16	7.57	0.00	-0.751	4.891	0.237	-1.814	37.923	0.000
4	0.00	0.00	-9.57	-1.45	9.46	0.00	-0.729	4.747	0.238	-2.279	45.969	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.743	4.842	0.237	0.000	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-31.50	-4.78	31.13	0.00	-0.395	2.570	0.116	-3.653	81.888	0.000
7	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.789	5.140	-0.003	23.671	0.000	0.000
8	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.789	5.140	-0.004	-102.796	0.000	0.000
9	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.000	0.000
10	0.00	0.00	-7.00	-1.06	6.92	0.00	-0.733	4.774	0.243	-1.701	33.807	0.000
11	0.00	0.00	-11.65	-1.77	11.51	0.00	-0.395	2.570	0.212	-2.466	30.281	0.000
12	0.00	0.00	-0.16	-0.03	0.16	0.00	-0.728	4.739	0.323	-0.052	0.777	0.000
13	0.00	0.00	-0.49	-0.07	0.48	0.00	-0.733	4.772	0.408	-0.198	2.345	0.000
14	0.00	0.00	-0.12	-0.02	0.12	0.00	-0.745	4.852	0.327	-0.040	0.596	0.000
15	0.00	0.00	-0.64	-0.10	0.63	0.00	-0.751	4.892	0.412	-0.263	3.154	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

 $L1=\sum(n)[\pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha 0$	$M^*$ (kgm)	$e^*$	$a0^*$ (g)
0.528	11577	0.919	0.425

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

$M^*$  = massa partecipante

$e^*$  = frazione di massa partecipante

$a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$**

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	$a^*$ (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.288	0.200	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

$a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**7. 6) Cinematismo P.Nord**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
17.444	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
-0.059	14.218	2.119	-7.234	13.152	3.360	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-1.639	13.849	5.580	0.00	0.00	-92.34	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-0.993	14.010	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	-2.243	13.819	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	-3.493	13.627	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	-2.868	13.542	8.991	0.00	0.00	-6.09	0.00	0.00	-12.97	0.00
6	da solaio	-1.618	13.726	9.001	0.00	0.00	-6.27	0.00	0.00	-13.34	0.00
7	da solaio	-0.414	13.903	8.933	0.00	0.00	-5.88	0.00	0.00	-12.52	0.00
8	da solaio	-0.414	13.903	8.888	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	-4.118	13.484	5.580	0.00	0.00	-31.13	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	-4.118	13.358	8.971	0.00	0.00	-5.91	0.00	0.00	-12.59	0.00
11	peso proprio	-5.278	13.313	5.725	0.00	0.00	-25.54	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	-5.278	13.187	8.956	0.00	0.00	-4.30	0.00	0.00	-9.15	0.00
13	peso proprio	-6.523	13.130	5.890	0.00	0.00	-32.28	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	-7.210	12.903	8.904	0.00	0.00	-0.23	0.00	0.00	-0.50	0.00
15	da solaio	-6.437	13.017	8.860	0.00	0.00	-4.78	0.00	0.00	-10.17	0.00
16	peso proprio	-7.060	12.831	6.065	0.00	0.00	-9.47	0.00	0.00	0.00	0.30
17	da solaio	-7.185	12.756	8.959	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	da solaio	-7.178	12.606	9.016	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00	-0.16	0.00
19	da solaio	-6.935	12.775	8.952	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	da solaio	-6.953	12.606	9.016	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
21	peso proprio	-5.813	13.020	5.890	0.00	0.00	-10.01	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	-5.938	12.942	8.889	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	da solaio	-5.929	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.18	0.00
24	da solaio	-5.688	12.961	9.042	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	da solaio	-5.704	12.795	9.105	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
26	peso proprio	-4.743	13.211	5.725	0.00	0.00	-10.52	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	-4.868	13.117	8.982	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	da solaio	-4.856	12.986	9.032	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	-0.28	0.00
29	da solaio	-4.618	13.135	9.055	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	da solaio	-4.631	12.986	9.112	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
31	peso proprio	-3.493	13.402	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	-3.618	13.304	8.991	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	da solaio	-3.606	13.177	9.039	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
34	da solaio	-3.368	13.323	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	da solaio	-3.381	13.177	9.129	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
36	peso proprio	-2.243	13.594	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
37	generico	-2.343	13.501	8.706	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	-2.368	13.492	9.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	da solaio	-2.356	13.369	9.057	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
40	da solaio	-2.118	13.510	9.083	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	da solaio	-2.131	13.369	9.137	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
42	peso proprio	-0.993	13.785	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
43	generico	-1.093	13.785	8.669	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
44	generico	-1.093	13.785	8.669	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
45	da solaio	-1.118	13.680	9.018	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	da solaio	-1.106	13.560	9.064	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
47	da solaio	-0.868	13.698	9.011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	da solaio	-0.881	13.560	9.064	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
49	da solaio	-0.868	13.698	8.973	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	da solaio	-0.881	13.560	9.031	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
 mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-92.34	-13.57	91.34	0.00	-0.439	3.108	0.129	-11.924	289.830	0.000
2	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.977	6.649	0.064	-132.972	0.000	0.000
3	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.944	6.438	0.069	-128.757	0.000	0.000
4	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.912	6.227	0.075	-124.542	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-6.09	-0.89	6.02	0.00	-0.882	6.226	0.249	-1.517	38.288	0.000
6	0.00	0.00	-6.27	-0.92	6.20	0.00	-0.914	6.447	0.251	-1.571	40.801	0.000
7	0.00	0.00	-5.88	-0.86	5.81	0.00	-0.934	6.584	0.252	-1.483	39.085	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.928	6.539	0.252	0.000	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-31.13	-4.57	30.79	0.00	-0.378	2.690	0.126	-3.922	84.545	0.000
10	0.00	0.00	-5.91	-0.87	5.85	0.00	-0.848	5.996	0.248	-1.463	35.796	0.000
11	0.00	0.00	-25.54	-3.75	25.26	0.00	-0.370	2.636	0.124	-3.179	67.971	0.000
12	0.00	0.00	-4.30	-0.63	4.25	0.00	-0.817	5.785	0.246	-1.058	25.113	0.000
13	0.00	0.00	-32.28	-4.74	31.93	0.00	-0.363	2.587	0.123	-3.983	84.304	0.000
14	0.00	0.00	-0.23	-0.04	0.23	0.00	-0.761	5.409	0.244	-0.057	1.283	0.000
15	0.00	0.00	-4.78	-0.70	4.72	0.00	-0.774	5.497	0.245	-1.169	26.513	0.000
16	0.00	0.00	-9.47	-1.39	9.36	0.00	-0.338	2.667	0.337	-3.187	25.435	0.000
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.745	5.468	0.390	0.000	0.000	0.000
18	0.00	0.00	-0.07	-0.01	0.07	0.00	-0.728	5.525	0.538	-0.040	0.413	0.000
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.747	5.503	0.408	0.000	0.000	0.000
20	0.00	0.00	-0.17	-0.02	0.16	0.00	-0.728	5.563	0.570	-0.094	0.924	0.000
21	0.00	0.00	-10.01	-1.47	9.90	0.00	-0.344	2.706	0.333	-3.337	27.305	0.000
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.766	5.609	0.389	0.000	0.000	0.000
23	0.00	0.00	-0.09	-0.01	0.09	0.00	-0.749	5.665	0.534	-0.046	0.495	0.000
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.791	5.800	0.407	0.000	0.000	0.000
25	0.00	0.00	-0.17	-0.03	0.17	0.00	-0.772	5.859	0.567	-0.095	0.986	0.000
26	0.00	0.00	-10.52	-1.55	10.41	0.00	-0.353	2.726	0.302	-3.175	28.924	0.000
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.809	5.881	0.374	0.000	0.000	0.000
28	0.00	0.00	-0.13	-0.02	0.13	0.00	-0.794	5.931	0.503	-0.066	0.784	0.000
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.823	5.994	0.392	0.000	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-0.15	-0.02	0.15	0.00	-0.806	6.047	0.536	-0.079	0.902	0.000
31	0.00	0.00	-10.98	-1.61	10.86	0.00	-0.364	2.795	0.296	-3.250	30.938	0.000
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.842	6.100	0.372	0.000	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-0.15	-0.02	0.15	0.00	-0.827	6.149	0.498	-0.074	0.917	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.857	6.223	0.390	0.000	0.000	0.000
35	0.00	0.00	-0.15	-0.02	0.15	0.00	-0.840	6.275	0.530	-0.081	0.964	0.000
36	0.00	0.00	-10.98	-1.61	10.86	0.00	-0.396	3.006	0.290	-3.189	33.279	0.000
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.834	6.037	0.365	0.000	0.000	0.000
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.876	6.329	0.370	0.000	0.000	0.000
39	0.00	0.00	-0.15	-0.02	0.15	0.00	-0.862	6.377	0.492	-0.075	0.979	0.000
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.890	6.442	0.388	0.000	0.000	0.000
41	0.00	0.00	-0.16	-0.02	0.16	0.00	-0.874	6.493	0.524	-0.082	1.026	0.000
42	0.00	0.00	-10.98	-1.61	10.86	0.00	-0.429	3.217	0.285	-3.127	35.620	0.000
43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.876	6.211	0.269	0.000	0.000	0.000
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.876	6.211	0.269	0.000	0.000	0.000
45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.909	6.548	0.368	0.000	0.000	0.000
46	0.00	0.00	-0.16	-0.02	0.16	0.00	-0.896	6.595	0.486	-0.076	1.043	0.000
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.911	6.584	0.386	0.000	0.000	0.000
48	0.00	0.00	-0.16	-0.02	0.16	0.00	-0.896	6.633	0.519	-0.084	1.082	0.000
49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.906	6.546	0.386	0.000	0.000	0.000
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.891	6.600	0.519	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico  
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ  
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	$a_0^*$
	(kgm)		(g)
0.473	25574	0.898	0.390

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso  
 M\* = massa partecipante  
 e\* = frazione di massa partecipante  
 $a_0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



**8. 7) Cinematismo P.Nord**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
14.945	12.400	0.156	0.330	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
-7.234	13.152	3.360	-19.756	15.069	5.960	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-7.773	13.107	6.230	0.00	0.00	-21.92	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-7.711	12.972	8.877	0.00	0.00	-4.55	0.00	0.00	-9.70	0.00
3	peso proprio	-9.668	13.398	6.901	0.00	0.00	-38.93	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	-8.313	13.245	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	-9.591	13.513	9.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	-10.283	13.366	8.818	0.00	0.00	-6.94	0.00	0.00	-14.78	0.00
7	da solaio	-8.967	13.164	8.804	0.00	0.00	-5.62	0.00	0.00	-11.97	0.00
8	peso proprio	-11.618	13.697	6.500	0.00	0.00	-23.01	0.00	0.00	0.00	0.30
9	generico	-10.993	13.601	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	-11.618	13.570	8.930	0.00	0.00	-6.11	0.00	0.00	-13.02	0.00
11	peso proprio	-13.493	13.785	7.000	0.00	0.00	-6.55	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	-13.618	13.718	9.054	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	da solaio	-13.605	13.560	9.114	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
14	da solaio	-13.368	13.699	8.971	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	da solaio	-13.380	13.560	9.024	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
16	peso proprio	-12.868	13.888	6.590	0.00	0.00	-22.22	0.00	0.00	0.00	0.30
17	generico	-12.243	13.819	9.100	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	-12.868	13.761	8.947	0.00	0.00	-6.30	0.00	0.00	-13.41	0.00
19	peso proprio	-14.118	14.079	7.000	0.00	0.00	-18.59	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	-14.118	13.953	8.965	0.00	0.00	-6.48	0.00	0.00	-13.81	0.00
21	peso proprio	-15.368	14.271	7.200	0.00	0.00	-16.82	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	-15.368	14.144	8.982	0.00	0.00	-6.67	0.00	0.00	-14.20	0.00
23	peso proprio	-17.205	14.552	7.798	0.00	0.00	-17.57	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	-17.860	14.526	8.927	0.00	0.00	-6.87	0.00	0.00	-14.62	0.00
25	da solaio	-16.635	14.338	8.908	0.00	0.00	-6.84	0.00	0.00	-14.57	0.00
26	peso proprio	-19.053	14.840	7.530	0.00	0.00	-12.82	0.00	0.00	0.00	0.30
27	generico	-19.627	14.923	9.100	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
28	peso proprio	-8.313	13.020	6.230	0.00	0.00	-8.95	0.00	0.00	0.00	0.30
29	da solaio	-8.188	12.920	8.897	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	da solaio	-8.204	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
31	da solaio	-8.438	12.939	8.890	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	da solaio	-8.429	12.795	8.945	0.00	0.00	-0.10	0.00	0.00	-0.20	0.00
33	peso proprio	-12.243	13.594	6.590	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	0.00	0.30
34	da solaio	-12.368	13.527	9.037	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	da solaio	-12.355	13.369	9.097	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
36	da solaio	-12.118	13.508	8.954	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	da solaio	-12.130	13.369	9.007	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
38	peso proprio	-15.993	14.168	7.200	0.00	0.00	-5.93	0.00	0.00	0.00	0.30
39	da solaio	-15.868	14.082	9.006	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	da solaio	-15.880	13.943	9.058	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
41	da solaio	-16.118	14.101	8.998	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42	da solaio	-16.105	13.943	9.058	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.35	0.00
43	peso proprio	-10.993	13.402	6.500	0.00	0.00	-8.11	0.00	0.00	0.00	0.30
44	da solaio	-11.118	13.335	9.019	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	da solaio	-11.106	13.177	9.079	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
46	da solaio	-10.868	13.316	8.836	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	da solaio	-10.881	13.177	8.889	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-21.92	3.32	21.67	0.00	0.434	2.671	0.122	-2.670	59.304	0.000
2	0.00	0.00	-4.55	0.69	4.50	0.00	0.853	5.247	0.242	-1.104	24.214	0.000
3	0.00	0.00	-38.93	5.89	38.48	0.00	0.475	2.940	0.121	-4.710	115.926	0.000
4	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.832	5.341	0.067	-106.825	0.000	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.778	5.084	-0.003	0.000	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-6.94	1.05	6.86	0.00	0.766	4.672	0.243	-1.684	32.860	0.000
7	0.00	0.00	-5.62	0.85	5.56	0.00	0.804	4.923	0.242	-1.363	28.044	0.000
8	0.00	0.00	-23.01	3.48	22.75	0.00	0.356	2.159	0.121	-2.793	50.351	0.000
9	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.760	4.802	0.120	-96.048	0.000	0.000
10	0.00	0.00	-6.11	0.93	6.05	0.00	0.741	4.512	0.243	-1.484	27.961	0.000
11	0.00	0.00	-6.55	0.99	6.47	0.00	0.412	2.266	0.314	-2.053	15.080	0.000
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.730	4.230	0.396	0.000	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-0.16	0.03	0.16	0.00	0.770	4.291	0.547	-0.089	0.706	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.721	4.200	0.377	0.000	0.000	0.000
15	0.00	0.00	-0.16	0.02	0.16	0.00	0.757	4.249	0.514	-0.081	0.679	0.000
16	0.00	0.00	-22.22	3.36	21.96	0.00	0.331	1.995	0.121	-2.698	44.919	0.000
17	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.716	4.551	0.095	-91.022	0.000	0.000
18	0.00	0.00	-6.30	0.95	6.23	0.00	0.705	4.278	0.243	-1.529	27.308	0.000
19	0.00	0.00	-18.59	2.81	18.37	0.00	0.353	2.141	0.121	-2.256	40.321	0.000
20	0.00	0.00	-6.48	0.98	6.41	0.00	0.669	4.043	0.243	-1.575	26.568	0.000
21	0.00	0.00	-16.82	2.55	16.62	0.00	0.344	2.083	0.121	-2.042	35.501	0.000
22	0.00	0.00	-6.67	1.01	6.59	0.00	0.633	3.809	0.243	-1.620	25.741	0.000
23	0.00	0.00	-17.57	2.66	17.37	0.00	0.376	2.292	0.121	-2.131	40.816	0.000
24	0.00	0.00	-6.87	1.04	6.79	0.00	0.549	3.254	0.243	-1.671	22.660	0.000
25	0.00	0.00	-6.84	1.04	6.76	0.00	0.584	3.482	0.243	-1.664	24.164	0.000
26	0.00	0.00	-12.82	1.94	12.68	0.00	0.279	1.662	0.116	-1.492	21.603	0.000
27	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.495	3.067	0.121	4.945	0.000	0.000
28	0.00	0.00	-8.95	1.35	8.85	0.00	0.452	2.562	0.287	-2.566	23.281	0.000
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.867	5.170	0.364	0.000	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.899	5.213	0.487	-0.074	0.804	0.000
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.862	5.113	0.382	0.000	0.000	0.000
32	0.00	0.00	-0.10	0.01	0.09	0.00	0.899	5.168	0.520	-0.050	0.504	0.000
33	0.00	0.00	-7.83	1.18	7.74	0.00	0.390	2.121	0.314	-2.455	16.870	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.766	4.465	0.396	0.000	0.000	0.000
35	0.00	0.00	-0.16	0.02	0.16	0.00	0.806	4.525	0.547	-0.086	0.724	0.000
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.757	4.435	0.377	0.000	0.000	0.000
37	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.793	4.483	0.514	-0.079	0.696	0.000
38	0.00	0.00	-5.93	0.90	5.86	0.00	0.365	1.958	0.314	-1.859	11.792	0.000
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.650	3.731	0.378	0.000	0.000	0.000
40	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.17	0.00	0.685	3.780	0.514	-0.086	0.640	0.000
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.645	3.674	0.396	0.000	0.000	0.000
42	0.00	0.00	-0.17	0.03	0.16	0.00	0.685	3.735	0.547	-0.090	0.627	0.000
43	0.00	0.00	-8.11	1.23	8.02	0.00	0.415	2.285	0.314	-2.542	18.822	0.000
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.802	4.699	0.396	0.000	0.000	0.000
45	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.842	4.760	0.547	-0.084	0.739	0.000
46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.778	4.573	0.377	0.000	0.000	0.000
47	0.00	0.00	-0.15	0.02	0.15	0.00	0.814	4.621	0.514	-0.076	0.695	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.453	24672	0.906	0.371

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta,E = 0.800$

#### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV

| 0.288 | 0.010 | 0.288 | 0.742 | 2050 | 144 | 1.289 | 2.879 |

-----  
a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta_{E,SLV,PGA}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta_{E,SLV,TR}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**9. 8) Cinematismo P.Ovest**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
5.157	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-19.756	15.069	5.960	-20.401	10.946	5.960	0.000	0.000	0.00	0.000	4.173

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2		
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-19.974	12.707	8.071	0.00	0.00	-72.20	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-19.627	14.923	9.100	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	-20.268	10.821	11.100	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

[1] Spostamenti [2] Spostamenti												
n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-72.20	-71.33	11.15	0.00	-2.086	0.326	0.149	-10.735	152.401	0.000
2	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.102	0.485	0.148	-31.024	0.000	0.000
3	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.078	0.794	0.147	-50.784	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$ L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$ L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$ **Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.607	7362	1.000	0.450

 $\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta,E = 0.800$** **SLV: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

$PGA,CLV$  = capacità in termini di PGA per SLV

$TR,CLV$  = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

$VN,CLV$  = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

$PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

$TR,CLV / TR,DLV = \zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**10. 9) Cinematismo P. Ovest**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
9.170	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-22.327	10.946	5.960	-22.327	0.896	5.960	0.000	0.000	0.00	0.000	10.050

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-22.226	7.095	7.532	0.00	0.00	-58.58	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-22.227	10.821	9.100	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	-22.127	7.046	8.794	0.00	0.00	-15.73	0.00	0.00	-21.58	0.00
4	peso proprio	-22.203	1.973	7.711	0.00	0.00	-25.44	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	-22.102	3.396	8.799	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00	-0.29	0.00
6	da solaio	-22.077	2.271	8.804	0.00	0.00	-4.85	0.00	0.00	-6.65	0.00
7	peso proprio	-21.006	1.020	7.632	0.00	0.00	-35.23	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	-21.062	1.146	9.007	0.00	0.00	-8.55	0.00	0.00	-11.73	0.00
9	peso proprio	-21.232	10.821	7.611	0.00	0.00	-22.61	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	-21.272	10.696	8.965	0.00	0.00	-7.20	0.00	0.00	-9.87	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

Tab. spostamenti (mm)												
n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-58.58	-58.58	0.00	0.00	-1.572	0.000	0.100	-5.833	92.104	0.000
2	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.140	0.000	0.098	-31.400	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-15.73	-15.73	0.00	0.00	-2.834	0.000	0.199	-3.124	44.594	0.000
4	0.00	0.00	-25.44	-25.44	0.00	0.00	-1.752	0.000	0.122	-3.116	44.558	0.000
5	0.00	0.00	-0.21	-0.21	0.00	0.00	-2.839	0.000	0.224	-0.047	0.598	0.000
6	0.00	0.00	-4.85	-4.85	0.00	0.00	-2.844	0.000	0.249	-1.205	13.793	0.000
7	0.00	0.00	-35.23	-35.23	0.00	0.00	-1.673	0.000	1.320	-46.497	58.929	0.000
8	0.00	0.00	-8.55	-8.55	0.00	0.00	-3.048	0.000	1.263	-10.804	26.060	0.000
9	0.00	0.00	-22.61	-22.61	0.00	0.00	-1.652	0.000	1.094	-24.726	37.343	0.000
10	0.00	0.00	-7.20	-7.20	0.00	0.00	-3.005	0.000	1.053	-7.575	21.627	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[\pi*\delta i]$ L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$ L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$ **Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.396	16926	0.930	0.315

α0 = moltiplicatore di collasso

$M^*$  = massa partecipante  
 $e^*$  = frazione di massa partecipante  
 $a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a1^*$	$a2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.628	994	70	1.091	1.396

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

$a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**11. 10) Cinematismo P. Ovest**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
5.809	12.400	0.000	0.112	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-16.267	-0.060	3.900	-16.258	-3.355	3.900	0.000	0.000	0.00	0.000	3.295

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-16.063	-0.635	6.371	0.00	0.00	-28.60	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-16.264	-0.457	8.650	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	-15.863	-0.691	8.480	0.00	0.00	-12.25	0.00	0.00	-15.16	0.00
4	da solaio	-16.059	-1.254	8.508	0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00	-1.65	0.00
5	peso proprio	-16.061	-2.243	6.285	0.00	0.00	-79.08	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	-16.058	-3.230	8.650	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-16.058	-1.255	8.508	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	-1.61	0.00
8	da solaio	-15.858	-2.180	8.461	0.00	0.00	-20.16	0.00	0.00	-24.94	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

Spostamenti virtuali												
n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-28.60	-28.60	-0.07	0.00	-2.471	-0.006	0.201	-5.753	70.672	0.000
2	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.750	-0.012	-0.001	-71.250	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-12.25	-12.25	-0.03	0.00	-4.580	-0.012	0.400	-4.902	56.128	0.000
4	0.00	0.00	-1.33	-1.33	0.00	0.00	-4.609	-0.012	0.203	-0.270	6.145	0.000
5	0.00	0.00	-79.08	-79.08	-0.20	0.00	-2.385	-0.006	0.199	-15.772	188.617	0.000
6	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.750	-0.012	0.198	-47.501	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-1.30	-1.30	0.00	0.00	-4.608	-0.012	0.203	-0.265	6.012	0.000
8	0.00	0.00	-20.16	-20.16	-0.05	0.00	-4.561	-0.012	0.401	-8.079	91.952	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$ L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$ L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$ **Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.367	13226	0.909	0.299

 $\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo



Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.596	814	57	1.036	1.143

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**12. 11) Cinematismo P. Sud**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
13.331	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-16.258	-3.355	3.900	-2.362	-3.333	3.900	0.000
						0.000
						13.897

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-14.135	-3.231	6.074	0.00	0.00	-57.48	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-16.058	-3.230	8.650	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	-15.658	-3.355	8.580	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-13.964	-3.105	8.109	0.00	0.00	-12.35	0.00	0.00	-15.28	0.00
5	peso proprio	-7.379	-3.146	5.741	0.00	0.00	-193.73	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	-2.549	-3.134	6.390	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-12.071	-3.030	7.770	0.00	0.00	-1.64	0.00	0.00	-2.03	0.00
8	da solaio	-7.404	-2.945	6.933	0.00	0.00	-30.67	0.00	0.00	-37.95	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi 2^{\circ}Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-57.48	0.09	-57.48	0.00	0.003	-2.174	0.119	-6.865	124.989	0.000
2	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.007	-4.750	0.122	0.075	0.000	0.000
3	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.007	-4.680	-0.003	-116.994	0.000	0.000
4	0.00	0.00	-12.35	0.02	-12.35	0.00	0.007	-4.210	0.244	-3.017	51.996	0.000
5	0.00	0.00	-193.73	0.31	-193.73	0.00	0.003	-1.841	0.194	-37.643	356.715	0.000
6	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.004	-2.490	0.199	-62.252	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-1.64	0.00	-1.64	0.00	0.006	-3.871	0.316	-0.518	6.338	0.000
8	0.00	0.00	-30.67	0.05	-30.67	0.00	0.005	-3.033	0.395	-12.118	93.051	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[P_i*\delta_i]$ L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EX_i*\delta Xi + EY_i*\delta Yi]$ L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZ_i*\delta Zi]$ **Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.378	28104	0.931	0.301

 $\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.600	835	59	1.043	1.173

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**13. 12) Cinematismo P.Sud\_cerniera a solaio**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
9.797	12.400	4.000	0.156	1.200	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-15.867	-0.058	8.650	-8.368	1.475	6.230	0.000	0.000	0.00	0.000	8.028

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-15.384	0.093	7.582	0.00	0.00	-11.72	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-15.369	-0.059	9.100	0.00	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	-15.304	-0.049	8.388	0.00	0.00	-5.44	0.00	0.00	-6.73	0.00
4	da solaio	-15.368	0.194	9.031	0.00	0.00	-6.54	0.00	0.00	-13.93	0.00
5	peso proprio	-14.131	0.271	7.457	0.00	0.00	-12.77	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	-14.594	0.053	8.262	0.00	0.00	-1.41	0.00	0.00	-1.75	0.00
7	da solaio	-14.118	0.372	9.009	0.00	0.00	-6.37	0.00	0.00	-13.57	0.00
8	peso proprio	-12.879	0.448	7.311	0.00	0.00	-13.86	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-12.868	0.548	8.986	0.00	0.00	-6.20	0.00	0.00	-13.20	0.00
10	peso proprio	-11.624	0.627	7.211	0.00	0.00	-14.89	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	-11.618	0.729	8.964	0.00	0.00	-6.03	0.00	0.00	-12.84	0.00
12	peso proprio	-15.993	0.189	7.257	0.00	0.00	-5.70	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	-15.880	0.406	9.112	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
14	da solaio	-15.868	0.264	9.058	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	da solaio	-16.118	0.246	9.051	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	da solaio	-16.105	0.406	9.112	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
17	peso proprio	-15.978	-0.013	5.812	0.00	0.00	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	-14.730	0.170	5.476	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	0.00	0.30
19	peso proprio	-13.493	0.548	6.888	0.00	0.00	-6.82	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	-13.618	0.602	9.096	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	da solaio	-13.605	0.762	9.157	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
22	da solaio	-13.380	0.762	9.067	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
23	da solaio	-13.368	0.620	9.013	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	peso proprio	-13.481	0.352	5.134	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00	0.00	0.30
25	peso proprio	-12.243	0.727	6.704	0.00	0.00	-7.37	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	-12.368	0.779	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	da solaio	-12.355	0.940	9.135	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
28	da solaio	-12.130	0.940	9.045	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
29	da solaio	-12.118	0.798	8.990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	peso proprio	-12.232	0.534	4.792	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00	0.00	0.30
31	peso proprio	-10.993	0.905	6.613	0.00	0.00	-7.66	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	-11.118	0.960	9.052	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	da solaio	-11.106	1.118	9.112	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
34	da solaio	-10.881	1.118	8.922	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
35	da solaio	-10.868	0.978	8.869	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	peso proprio	-10.982	0.712	4.605	0.00	0.00	-0.47	0.00	0.00	0.00	0.30
37	peso proprio	-8.493	1.261	6.361	0.00	0.00	-8.44	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	-8.381	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
39	da solaio	-8.368	1.335	8.915	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	da solaio	-8.618	1.317	8.908	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	da solaio	-8.606	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00
42	peso proprio	-8.483	1.071	4.110	0.00	0.00	-0.53	0.00	0.00	0.00	0.30
43	peso proprio	-9.763	0.884	7.417	0.00	0.00	-27.53	0.00	0.00	0.00	0.30
44	da solaio	-10.282	0.922	8.848	0.00	0.00	-6.85	0.00	0.00	-14.59	0.00
45	da solaio	-9.057	1.097	8.824	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-10.61	0.00
46	peso proprio	-8.749	0.889	7.269	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
47	peso proprio	-8.181	0.971	7.158	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
48	peso proprio	-7.878	1.162	6.904	0.00	0.00	-17.96	0.00	0.00	0.00	0.30
49	da solaio	-7.868	1.269	8.890	0.00	0.00	-5.51	0.00	0.00	-11.73	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
 mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-11.72	2.35	-11.48	0.00	-0.158	0.852	0.049	-0.575	-10.147	0.000
2	0.00	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.085	-0.571	-0.096	-39.939	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-5.44	1.09	-5.33	0.00	-0.047	0.075	-0.100	0.542	-0.452	0.000
4	0.00	0.00	-6.54	1.31	-6.41	0.00	0.149	-0.507	0.140	-0.913	3.443	0.000
5	0.00	0.00	-12.77	2.56	-12.51	0.00	-0.129	0.591	-0.024	0.308	-7.722	0.000
6	0.00	0.00	-1.41	0.28	-1.38	0.00	-0.041	-0.021	-0.140	0.198	0.018	0.000
7	0.00	0.00	-6.37	1.27	-6.24	0.00	0.198	-0.863	0.067	-0.428	5.638	0.000
8	0.00	0.00	-13.86	2.77	-13.58	0.00	-0.103	0.350	-0.098	1.357	-5.041	0.000
9	0.00	0.00	-6.20	1.24	-6.08	0.00	0.247	-1.218	-0.007	0.044	7.706	0.000
10	0.00	0.00	-14.89	2.98	-14.59	0.00	-0.068	0.065	-0.170	2.536	-1.154	0.000
11	0.00	0.00	-6.03	1.21	-5.91	0.00	0.297	-1.575	-0.077	0.466	9.658	0.000
12	0.00	0.00	-5.70	1.14	-5.59	0.00	-0.191	1.339	0.255	-1.455	-7.700	0.000
13	0.00	0.00	-0.16	0.03	-0.16	0.00	0.228	-0.427	0.435	-0.071	0.076	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.175	-0.381	0.300	0.000	0.000	0.000
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.168	-0.299	0.331	0.000	0.000	0.000
16	0.00	0.00	-0.16	0.03	-0.16	0.00	0.228	-0.360	0.478	-0.078	0.065	0.000
17	0.00	0.00	-0.25	0.05	-0.24	0.00	-0.528	2.685	0.064	-0.016	-0.669	0.000
18	0.00	0.00	-0.31	0.06	-0.31	0.00	-0.537	2.622	-0.004	0.001	-0.836	0.000
19	0.00	0.00	-6.82	1.37	-6.68	0.00	-0.154	0.931	0.113	-0.771	-6.430	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.284	-1.095	0.187	0.000	0.000	0.000
21	0.00	0.00	-0.16	0.03	-0.16	0.00	0.344	-1.156	0.333	-0.053	0.191	0.000
22	0.00	0.00	-0.16	0.03	-0.15	0.00	0.326	-1.139	0.290	-0.045	0.183	0.000
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.273	-1.093	0.155	0.000	0.000	0.000
24	0.00	0.00	-0.39	0.08	-0.38	0.00	-0.547	2.565	-0.072	0.028	-1.029	0.000
25	0.00	0.00	-7.37	1.48	-7.22	0.00	-0.135	0.725	0.042	-0.309	-5.437	0.000
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.333	-1.451	0.113	0.000	0.000	0.000
27	0.00	0.00	-0.16	0.03	-0.15	0.00	0.393	-1.512	0.261	-0.040	0.242	0.000
28	0.00	0.00	-0.15	0.03	-0.15	0.00	0.376	-1.495	0.218	-0.033	0.232	0.000
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.323	-1.448	0.082	0.000	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-0.48	0.10	-0.47	0.00	-0.557	2.508	-0.140	0.067	-1.236	0.000
31	0.00	0.00	-7.66	1.53	-7.51	0.00	-0.099	0.433	-0.031	0.238	-3.405	0.000
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.383	-1.808	0.044	0.000	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-0.15	0.03	-0.15	0.00	0.442	-1.868	0.189	-0.028	0.289	0.000
34	0.00	0.00	-0.15	0.03	-0.14	0.00	0.406	-1.758	0.146	-0.021	0.264	0.000
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.354	-1.712	0.013	0.000	0.000	0.000
36	0.00	0.00	-0.47	0.09	-0.46	0.00	-0.540	2.306	-0.212	0.100	-1.116	0.000
37	0.00	0.00	-8.44	1.69	-8.27	0.00	-0.039	-0.084	-0.175	1.481	0.630	0.000
38	0.00	0.00	-0.14	0.03	-0.14	0.00	0.522	-2.554	0.001	0.000	0.359	0.000
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.470	-2.508	-0.132	0.000	0.000	0.000
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.463	-2.426	-0.101	0.000	0.000	0.000
41	0.00	0.00	-0.14	0.03	-0.14	0.00	0.522	-2.486	0.044	-0.006	0.360	0.000
42	0.00	0.00	-0.53	0.11	-0.52	0.00	-0.526	2.016	-0.354	0.189	-1.111	0.000
43	0.00	0.00	-27.53	5.51	-26.98	0.00	0.048	-0.689	-0.286	7.868	18.843	0.000
44	0.00	0.00	-6.85	1.37	-6.72	0.00	0.333	-1.868	-0.152	1.040	13.004	0.000
45	0.00	0.00	-4.99	1.00	-4.88	0.00	0.381	-2.216	-0.223	1.109	11.201	0.000
46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.021	-0.855	-0.475	0.000	0.000	0.000
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.025	-0.923	-0.507	0.000	0.000	0.000
48	0.00	0.00	-17.96	3.60	-17.59	0.00	0.034	-0.778	-0.386	6.924	13.805	0.000
49	0.00	0.00	-5.51	1.10	-5.40	0.00	0.445	-2.635	-0.289	1.592	14.712	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.394	1142	0.060	4.902

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta,E = 0.800$**

**SLD: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.249	0.234	0.249	0.773	2475	1641	3.107	33.000

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

**SLV: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.267	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**14. 13) Cinematismo P.Sud\_cerniera a terra**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
13.184	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-15.868	-0.044	5.300	-7.258	1.105	3.360	0.000	0.000	0.00	0.000	8.900

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-15.387	0.065	7.200	0.00	0.00	-16.88	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-15.369	-0.059	9.100	0.00	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	-15.304	-0.049	8.388	0.00	0.00	-5.44	0.00	0.00	-6.73	0.00
4	da solaio	-15.368	0.194	9.031	0.00	0.00	-6.54	0.00	0.00	-13.93	0.00
5	peso proprio	-14.132	0.244	7.000	0.00	0.00	-18.58	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	-14.115	0.120	8.176	0.00	0.00	-6.01	0.00	0.00	-7.43	0.00
7	da solaio	-14.118	0.372	9.009	0.00	0.00	-6.37	0.00	0.00	-13.57	0.00
8	peso proprio	-12.880	0.420	6.590	0.00	0.00	-22.21	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	-12.863	0.297	7.954	0.00	0.00	-6.01	0.00	0.00	-7.43	0.00
10	da solaio	-12.868	0.548	8.986	0.00	0.00	-6.20	0.00	0.00	-13.20	0.00
11	peso proprio	-11.629	0.601	6.500	0.00	0.00	-23.01	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	-11.611	0.477	7.731	0.00	0.00	-6.09	0.00	0.00	-7.54	0.00
13	da solaio	-11.618	0.729	8.964	0.00	0.00	-6.03	0.00	0.00	-12.84	0.00
14	peso proprio	-9.804	0.864	7.028	0.00	0.00	-33.93	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	-9.738	0.747	7.398	0.00	0.00	-12.01	0.00	0.00	-14.86	0.00
16	da solaio	-10.282	0.922	8.848	0.00	0.00	-6.85	0.00	0.00	-14.59	0.00
17	da solaio	-9.057	1.097	8.824	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-10.61	0.00
18	peso proprio	-7.883	1.141	6.230	0.00	0.00	-25.40	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	-7.874	1.015	7.067	0.00	0.00	-5.98	0.00	0.00	-7.40	0.00
20	da solaio	-7.868	1.269	8.890	0.00	0.00	-5.51	0.00	0.00	-11.73	0.00
21	peso proprio	-15.993	0.181	7.200	0.00	0.00	-5.93	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	-15.880	0.406	9.112	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
23	da solaio	-15.868	0.264	9.058	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	da solaio	-16.118	0.246	9.051	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	da solaio	-16.105	0.406	9.112	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
26	peso proprio	-14.743	0.359	7.000	0.00	0.00	-6.55	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	-14.868	0.425	9.119	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	da solaio	-14.855	0.584	9.179	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.35	0.00
29	da solaio	-14.630	0.584	9.089	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
30	da solaio	-14.618	0.443	9.036	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	peso proprio	-13.493	0.537	6.795	0.00	0.00	-7.19	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	-13.618	0.602	9.096	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	da solaio	-13.605	0.762	9.157	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
34	da solaio	-13.380	0.762	9.067	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
35	da solaio	-13.368	0.620	9.013	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	peso proprio	-12.243	0.715	6.590	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	0.00	0.30
37	da solaio	-12.368	0.779	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	da solaio	-12.355	0.940	9.135	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
39	da solaio	-12.130	0.940	9.045	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
40	da solaio	-12.118	0.798	8.990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	peso proprio	-10.993	0.893	6.500	0.00	0.00	-8.11	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	-11.118	0.960	9.052	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	da solaio	-11.106	1.118	9.112	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
44	da solaio	-10.881	1.118	8.922	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
45	da solaio	-10.868	0.978	8.869	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	peso proprio	-8.493	1.250	6.230	0.00	0.00	-8.95	0.00	0.00	0.00	0.30
47	da solaio	-8.381	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
48	da solaio	-8.368	1.335	8.915	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	da solaio	-8.618	1.317	8.908	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	da solaio	-8.606	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
 mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-16.88	2.23	-16.73	0.00	0.269	-1.943	0.043	-0.725	33.110	0.000
2	0.00	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.487	-3.785	-0.080	-264.931	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-5.44	0.72	-5.39	0.00	0.398	-3.110	-0.079	0.429	17.062	0.000
4	0.00	0.00	-6.54	0.87	-6.49	0.00	0.534	-3.719	0.164	-1.076	24.577	0.000
5	0.00	0.00	-18.58	2.46	-18.42	0.00	0.282	-2.023	0.054	-1.001	37.958	0.000
6	0.00	0.00	-6.01	0.80	-5.95	0.00	0.407	-3.165	-0.069	0.413	19.159	0.000
7	0.00	0.00	-6.37	0.84	-6.32	0.00	0.570	-3.969	0.175	-1.116	25.548	0.000
8	0.00	0.00	-22.21	2.94	-22.02	0.00	0.268	-1.899	0.063	-1.393	42.603	0.000
9	0.00	0.00	-6.01	0.80	-5.95	0.00	0.417	-3.222	-0.060	0.360	19.509	0.000
10	0.00	0.00	-6.20	0.82	-6.15	0.00	0.605	-4.220	0.184	-1.140	26.435	0.000
11	0.00	0.00	-23.01	3.05	-22.81	0.00	0.295	-2.085	0.075	-1.737	48.455	0.000
12	0.00	0.00	-6.09	0.81	-6.04	0.00	0.427	-3.280	-0.047	0.287	20.149	0.000
13	0.00	0.00	-6.03	0.80	-5.97	0.00	0.641	-4.471	0.197	-1.186	27.228	0.000
14	0.00	0.00	-33.93	4.49	-33.63	0.00	0.421	-2.993	0.094	-3.189	102.558	0.000
15	0.00	0.00	-12.01	1.59	-11.91	0.00	0.443	-3.366	-0.028	0.333	40.786	0.000
16	0.00	0.00	-6.85	0.91	-6.79	0.00	0.669	-4.650	0.211	-1.447	32.196	0.000
17	0.00	0.00	-4.99	0.66	-4.94	0.00	0.704	-4.894	0.222	-1.105	24.645	0.000
18	0.00	0.00	-25.40	3.36	-25.18	0.00	0.378	-2.640	0.114	-2.891	67.754	0.000
19	0.00	0.00	-5.98	0.79	-5.93	0.00	0.459	-3.452	-0.009	0.056	20.833	0.000
20	0.00	0.00	-5.51	0.73	-5.46	0.00	0.749	-5.216	0.234	-1.291	29.027	0.000
21	0.00	0.00	-5.93	0.78	-5.87	0.00	0.294	-1.811	0.233	-1.380	10.866	0.000
22	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.590	-3.685	0.435	-0.071	0.610	0.000
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.552	-3.635	0.296	0.000	0.000	0.000
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.548	-3.574	0.312	0.000	0.000	0.000
25	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.590	-3.636	0.464	-0.075	0.598	0.000
26	0.00	0.00	-6.55	0.87	-6.49	0.00	0.307	-1.890	0.244	-1.596	12.534	0.000
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.595	-3.913	0.323	0.000	0.000	0.000
28	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.638	-3.974	0.475	-0.078	0.658	0.000
29	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.626	-3.936	0.446	-0.071	0.635	0.000
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.588	-3.886	0.308	0.000	0.000	0.000
31	0.00	0.00	-7.19	0.95	-7.12	0.00	0.320	-1.964	0.255	-1.830	14.298	0.000
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.631	-4.163	0.333	0.000	0.000	0.000
33	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.16	0.00	0.674	-4.225	0.486	-0.077	0.681	0.000
34	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.15	0.00	0.662	-4.186	0.457	-0.071	0.657	0.000
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.624	-4.137	0.318	0.000	0.000	0.000
36	0.00	0.00	-7.83	1.04	-7.76	0.00	0.332	-2.038	0.265	-2.078	16.158	0.000
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.667	-4.414	0.343	0.000	0.000	0.000
38	0.00	0.00	-0.16	0.02	-0.15	0.00	0.710	-4.475	0.496	-0.077	0.702	0.000
39	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.15	0.00	0.698	-4.437	0.467	-0.070	0.677	0.000
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.660	-4.388	0.328	0.000	0.000	0.000
41	0.00	0.00	-8.11	1.07	-8.04	0.00	0.359	-2.224	0.276	-2.240	18.256	0.000
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.703	-4.666	0.356	0.000	0.000	0.000
43	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.15	0.00	0.745	-4.726	0.507	-0.076	0.721	0.000
44	0.00	0.00	-0.15	0.02	-0.14	0.00	0.721	-4.592	0.478	-0.070	0.680	0.000
45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.684	-4.543	0.341	0.000	0.000	0.000
46	0.00	0.00	-8.95	1.18	-8.87	0.00	0.402	-2.507	0.298	-2.666	22.720	0.000
47	0.00	0.00	-0.14	0.02	-0.14	0.00	0.804	-5.180	0.500	-0.069	0.722	0.000
48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.767	-5.132	0.363	0.000	0.000	0.000
49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.762	-5.071	0.378	0.000	0.000	0.000
50	0.00	0.00	-0.14	0.02	-0.14	0.00	0.804	-5.131	0.529	-0.075	0.737	0.000

n. = numero consecutivo del carico  
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ  
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$   
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.387	25023	0.907	0.316

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso  
 M\* = massa partecipante  
 e\* = frazione di massa partecipante  
 a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo



Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.632	1007	71	1.098	1.414

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**15. 14) Cinematismo P.Sud\_cerniera a terra**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
12.873	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
-7.258	1.105	2.680	0.000	0.000	1.950	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-6.533	1.114	5.890	0.00	0.00	-32.96	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-6.544	0.988	6.828	0.00	0.00	-7.20	0.00	0.00	-8.91	0.00
3	da solaio	-6.618	1.254	8.884	0.00	0.00	-5.52	0.00	0.00	-11.76	0.00
4	da solaio	-5.831	1.125	8.995	0.00	0.00	-0.43	0.00	0.00	-0.91	0.00
5	da solaio	-5.791	1.119	8.993	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.05	0.00
6	peso proprio	-5.277	0.917	5.725	0.00	0.00	-25.54	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	-5.830	0.872	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	-5.295	0.793	6.601	0.00	0.00	-5.20	0.00	0.00	-6.44	0.00
9	da solaio	-5.329	1.051	8.967	0.00	0.00	-5.26	0.00	0.00	-11.20	0.00
10	peso proprio	-4.117	0.746	5.580	0.00	0.00	-31.13	0.00	0.00	0.00	0.30
11	generico	-3.510	0.530	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	-4.135	0.622	6.391	0.00	0.00	-6.08	0.00	0.00	-7.52	0.00
13	da solaio	-4.118	0.872	8.979	0.00	0.00	-5.89	0.00	0.00	-12.54	0.00
14	peso proprio	-7.243	1.428	6.065	0.00	0.00	-9.47	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	-7.368	1.497	8.976	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	da solaio	-7.356	1.653	9.035	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
17	da solaio	-7.131	1.653	9.035	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
18	da solaio	-7.118	1.494	8.975	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	peso proprio	-5.993	1.250	5.890	0.00	0.00	-10.01	0.00	0.00	0.00	0.30
20	generico	-6.093	1.250	8.668	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	-6.118	1.323	8.910	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	da solaio	-6.106	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
23	da solaio	-5.881	1.475	9.128	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00
24	da solaio	-5.868	1.303	9.063	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	peso proprio	-4.743	1.071	5.725	0.00	0.00	-10.52	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	-4.868	1.140	9.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	da solaio	-4.856	1.296	9.060	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00
28	da solaio	-4.631	1.296	9.140	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
29	da solaio	-4.618	1.121	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	peso proprio	-3.493	0.893	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
31	da solaio	-3.618	0.959	9.012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	da solaio	-3.606	1.118	9.072	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
33	da solaio	-3.381	1.118	9.162	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
34	da solaio	-3.368	0.940	9.095	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	peso proprio	-2.243	0.715	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
36	generico	-2.368	0.490	8.861	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
37	da solaio	-2.368	0.774	9.032	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	da solaio	-2.356	0.940	9.095	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
39	da solaio	-2.131	0.940	9.175	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
40	da solaio	-2.118	0.755	9.104	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	peso proprio	-0.993	0.537	5.580	0.00	0.00	-10.98	0.00	0.00	0.00	0.30
42	generico	-1.118	0.312	8.860	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
43	da solaio	-1.118	0.590	9.041	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	da solaio	-1.106	0.762	9.107	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
45	da solaio	-0.881	0.762	9.107	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
46	da solaio	-0.868	0.570	9.034	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	da solaio	-0.881	0.762	9.081	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	da solaio	-0.868	0.570	9.001	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	peso proprio	-2.328	0.475	7.607	0.00	0.00	-27.66	0.00	0.00	0.00	0.30
50	generico	-0.291	0.291	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
51	da solaio	-3.009	0.454	6.186	0.00	0.00	-4.94	0.00	0.00	-6.12	0.00

52	da solaio	-2.868	0.685	8.998	0.00	0.00	-6.07	0.00	0.00	-12.92	0.00
53	da solaio	-1.618	0.494	9.005	0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	-13.31	0.00
54	da solaio	-0.506	0.324	8.940	0.00	0.00	-4.69	0.00	0.00	-9.98	0.00
55	da solaio	-0.523	0.326	8.898	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-32.96	-4.96	-32.59	0.00	-0.480	-3.230	0.115	-3.807	107.627	0.000
2	0.00	0.00	-7.20	-1.09	-7.12	0.00	-0.633	-4.151	-0.010	0.072	30.255	0.000
3	0.00	0.00	-5.52	-0.83	-5.46	0.00	-0.915	-6.167	0.239	-1.320	34.424	0.000
4	0.00	0.00	-0.43	-0.06	-0.42	0.00	-0.944	-6.354	0.230	-0.099	2.751	0.000
5	0.00	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.945	-6.355	0.230	-0.005	0.145	0.000
6	0.00	0.00	-25.54	-3.85	-25.25	0.00	-0.475	-3.192	0.110	-2.801	82.410	0.000
7	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.985	-6.457	-0.019	-129.140	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-5.20	-0.78	-5.14	0.00	-0.618	-4.051	-0.015	0.079	21.326	0.000
9	0.00	0.00	-5.26	-0.79	-5.20	0.00	-0.948	-6.376	0.232	-1.221	33.906	0.000
10	0.00	0.00	-31.13	-4.69	-30.77	0.00	-0.470	-3.164	0.116	-3.595	99.558	0.000
11	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.019	-6.686	-0.008	-133.730	0.000	0.000
12	0.00	0.00	-6.08	-0.92	-6.01	0.00	-0.604	-3.959	-0.009	0.056	24.355	0.000
13	0.00	0.00	-5.89	-0.89	-5.82	0.00	-0.967	-6.507	0.238	-1.402	38.736	0.000
14	0.00	0.00	-9.47	-1.42	-9.36	0.00	-0.475	-3.332	0.318	-3.008	31.851	0.000
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.905	-6.183	0.366	0.000	0.000	0.000
16	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.898	-6.243	0.521	-0.072	0.869	0.000
17	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.898	-6.265	0.555	-0.077	0.874	0.000
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.905	-6.207	0.401	0.000	0.000	0.000
19	0.00	0.00	-10.01	-1.51	-9.90	0.00	-0.467	-3.283	0.330	-3.302	33.195	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.883	-6.007	0.314	0.000	0.000	0.000
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.912	-6.242	0.382	0.000	0.000	0.000
22	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.906	-6.300	0.533	-0.074	0.879	0.000
23	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.930	-6.480	0.566	-0.081	0.935	0.000
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.937	-6.417	0.399	0.000	0.000	0.000
25	0.00	0.00	-10.52	-1.58	-10.40	0.00	-0.460	-3.245	0.342	-3.598	34.488	0.000
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.944	-6.454	0.389	0.000	0.000	0.000
27	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.937	-6.514	0.545	-0.078	0.940	0.000
28	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.949	-6.615	0.578	-0.085	0.984	0.000
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.957	-6.551	0.408	0.000	0.000	0.000
30	0.00	0.00	-10.98	-1.65	-10.85	0.00	-0.456	-3.226	0.354	-3.884	35.757	0.000
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.963	-6.589	0.398	0.000	0.000	0.000
32	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.957	-6.650	0.557	-0.082	0.989	0.000
33	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.970	-6.761	0.590	-0.090	1.036	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.978	-6.695	0.417	0.000	0.000	0.000
35	0.00	0.00	-10.98	-1.65	-10.85	0.00	-0.473	-3.349	0.366	-4.015	37.128	0.000
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.987	-6.564	0.124	0.000	0.000	0.000
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.985	-6.732	0.404	0.000	0.000	0.000
38	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.978	-6.796	0.568	-0.086	1.042	0.000
39	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.990	-6.897	0.602	-0.094	1.089	0.000
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.997	-6.829	0.422	0.000	0.000	0.000
41	0.00	0.00	-10.98	-1.65	-10.85	0.00	-0.491	-3.473	0.378	-4.145	38.499	0.000
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.005	-6.687	0.136	0.000	0.000	0.000
43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.004	-6.866	0.409	0.000	0.000	0.000
44	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.997	-6.931	0.580	-0.091	1.094	0.000
45	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.997	-6.954	0.614	-0.099	1.135	0.000
46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.005	-6.883	0.428	0.000	0.000	0.000
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.993	-6.929	0.614	0.000	0.000	0.000
48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.000	-6.851	0.428	0.000	0.000	0.000
49	0.00	0.00	-27.66	-4.16	-27.35	0.00	-0.801	-5.335	0.116	-3.217	149.231	0.000
50	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.043	-7.005	0.239	-140.102	0.000	0.000
51	0.00	0.00	-4.94	-0.74	-4.89	0.00	-0.590	-3.870	-0.006	0.032	19.351	0.000
52	0.00	0.00	-6.07	-0.91	-6.00	0.00	-0.988	-6.650	0.241	-1.462	40.793	0.000
53	0.00	0.00	-6.25	-0.94	-6.18	0.00	-1.008	-6.780	0.240	-1.500	42.854	0.000
54	0.00	0.00	-4.69	-0.71	-4.64	0.00	-1.015	-6.826	0.239	-1.121	32.358	0.000
55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.009	-6.783	0.239	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	$M^*$	$e^*$	$a0^*$
	(kgm)		(g)
0.455	22320	0.914	0.369

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

$M^*$  = massa partecipante

$e^*$  = frazione di massa partecipante

$a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.800$

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a1^*$	$a2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.738	1987	140	1.283	2.791

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

$a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**16. 15) Cinematismo P.Sud\_cerniera solaio**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
9.016	12.400	4.000	0.156	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
-7.258	1.105	6.957	-2.368	0.490	6.029	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-6.526	1.114	7.952	0.00	0.00	-11.78	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	-5.830	0.872	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	-6.618	1.254	8.884	0.00	0.00	-5.52	0.00	0.00	-11.76	0.00
4	da solaio	-5.831	1.125	8.995	0.00	0.00	-0.43	0.00	0.00	-0.91	0.00
5	da solaio	-5.791	1.119	8.993	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.05	0.00
6	peso proprio	-4.111	0.747	7.833	0.00	0.00	-11.20	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	-3.510	0.530	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	-4.118	0.872	8.979	0.00	0.00	-5.89	0.00	0.00	-12.54	0.00
9	peso proprio	-1.597	0.365	7.708	0.00	0.00	-36.46	0.00	0.00	0.00	0.30
10	generico	-2.368	0.490	8.861	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
11	generico	-1.118	0.312	8.860	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	-0.291	0.291	9.100	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	-2.868	0.685	8.998	0.00	0.00	-6.07	0.00	0.00	-12.92	0.00
14	da solaio	-1.618	0.494	9.005	0.00	0.00	-6.25	0.00	0.00	-13.31	0.00
15	da solaio	-0.417	0.310	8.935	0.00	0.00	-5.83	0.00	0.00	-12.41	0.00
16	da solaio	-0.417	0.310	8.891	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	peso proprio	-7.242	1.425	4.884	0.00	0.00	-5.84	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	-7.241	1.433	7.916	0.00	0.00	-3.72	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	-7.368	1.497	8.976	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	da solaio	-7.356	1.653	9.035	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
21	da solaio	-7.131	1.653	9.035	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
22	da solaio	-7.118	1.494	8.975	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	peso proprio	-5.992	1.254	7.850	0.00	0.00	-3.93	0.00	0.00	0.00	0.30
24	generico	-6.093	1.250	8.668	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
25	da solaio	-6.118	1.323	8.910	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	da solaio	-6.106	1.475	8.968	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
27	da solaio	-5.881	1.475	9.128	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00
28	da solaio	-5.868	1.303	9.063	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	peso proprio	-4.742	1.076	7.785	0.00	0.00	-4.14	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	-4.868	1.140	9.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	da solaio	-4.856	1.296	9.060	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.30	0.00
32	da solaio	-4.631	1.296	9.140	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
33	da solaio	-4.618	1.121	9.074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	peso proprio	-3.492	0.891	4.202	0.00	0.00	-6.74	0.00	0.00	0.00	0.30
35	peso proprio	-3.492	0.897	7.719	0.00	0.00	-4.34	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	-3.618	0.959	9.012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	da solaio	-3.606	1.118	9.072	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.31	0.00
38	da solaio	-3.381	1.118	9.162	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
39	da solaio	-3.368	0.940	9.095	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	peso proprio	-2.242	0.712	4.136	0.00	0.00	-6.54	0.00	0.00	0.00	0.30
41	peso proprio	-2.242	0.719	7.653	0.00	0.00	-4.55	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	-2.368	0.774	9.032	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	da solaio	-2.356	0.940	9.095	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
44	da solaio	-2.131	0.940	9.175	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
45	da solaio	-2.118	0.755	9.104	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	peso proprio	-0.992	0.534	4.070	0.00	0.00	-6.33	0.00	0.00	0.00	0.30
47	peso proprio	-0.992	0.541	7.588	0.00	0.00	-4.76	0.00	0.00	0.00	0.30
48	da solaio	-1.118	0.590	9.041	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	da solaio	-1.106	0.762	9.107	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.33	0.00
50	da solaio	-0.881	0.762	9.107	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.34	0.00
51	da solaio	-0.868	0.570	9.034	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

52	da solaio	-0.881	0.762	9.081	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53	da solaio	-0.868	0.570	9.001	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54	peso proprio	0.225	0.164	7.593	0.00	0.00	-6.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
55	da solaio	0.044	0.314	8.935	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	0.00	-0.28	0.00
56	da solaio	0.252	0.359	8.952	0.00	0.00	-2.56	0.00	0.00	0.00	-5.45	0.00
57	da solaio	0.439	0.256	8.913	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	-0.29	0.00
58	da solaio	0.044	0.314	8.892	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
59	da solaio	0.252	0.359	8.910	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	da solaio	0.439	0.256	8.867	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
61	peso proprio	-5.272	0.918	7.892	0.00	0.00	-9.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
62	da solaio	-5.329	1.051	8.967	0.00	0.00	-5.26	0.00	0.00	0.00	-11.20	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-11.78	-1.47	-11.69	0.00	-0.120	-1.105	0.098	-1.156	13.095	0.000
2	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.306	-2.353	-0.054	-47.070	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-5.52	-0.69	-5.48	0.00	-0.209	-1.997	0.222	-1.228	11.085	0.000
4	0.00	0.00	-0.43	-0.05	-0.43	0.00	-0.246	-2.251	0.193	-0.083	0.970	0.000
5	0.00	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.247	-2.256	0.192	-0.004	0.051	0.000
6	0.00	0.00	-11.20	-1.40	-11.11	0.00	-0.174	-1.436	0.036	-0.398	16.199	0.000
7	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.370	-2.783	-0.102	-55.656	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-5.89	-0.74	-5.84	0.00	-0.291	-2.552	0.157	-0.924	15.125	0.000
9	0.00	0.00	-36.46	-4.55	-36.18	0.00	-0.229	-1.780	-0.028	1.015	65.436	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.348	-2.761	-0.001	0.000	0.000	0.000
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.380	-2.991	-0.022	0.000	0.000	0.000
12	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.414	-3.379	0.059	-67.575	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-6.07	-0.76	-6.02	0.00	-0.328	-2.802	0.127	-0.773	17.119	0.000
14	0.00	0.00	-6.25	-0.78	-6.20	0.00	-0.365	-3.041	0.094	-0.588	19.144	0.000
15	0.00	0.00	-5.83	-0.73	-5.78	0.00	-0.390	-3.194	0.062	-0.363	18.762	0.000
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.385	-3.151	0.062	0.000	0.000	0.000
17	0.00	0.00	-5.84	-0.73	-5.79	0.00	0.314	2.019	0.314	-1.835	-11.918	0.000
18	0.00	0.00	-3.72	-0.47	-3.69	0.00	-0.057	-0.938	0.321	-1.195	3.492	0.000
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.175	-1.948	0.368	0.000	0.000	0.000
20	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.154	-2.008	0.521	-0.072	0.277	0.000
21	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.154	-2.050	0.548	-0.076	0.283	0.000
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.176	-1.994	0.395	0.000	0.000	0.000
23	0.00	0.00	-3.93	-0.49	-3.90	0.00	-0.082	-1.105	0.300	-1.179	4.352	0.000
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.183	-1.884	0.283	0.000	0.000	0.000
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.199	-2.115	0.351	0.000	0.000	0.000
26	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.178	-2.174	0.500	-0.069	0.301	0.000
27	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.198	-2.371	0.528	-0.075	0.339	0.000
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.222	-2.310	0.362	0.000	0.000	0.000
29	0.00	0.00	-4.14	-0.52	-4.11	0.00	-0.107	-1.273	0.279	-1.156	5.281	0.000
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.245	-2.435	0.325	0.000	0.000	0.000
31	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.223	-2.495	0.480	-0.069	0.357	0.000
32	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.233	-2.615	0.507	-0.075	0.386	0.000
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.257	-2.552	0.338	0.000	0.000	0.000
34	0.00	0.00	-6.74	-0.84	-6.69	0.00	0.298	1.990	0.254	-1.710	-13.563	0.000
35	0.00	0.00	-4.34	-0.54	-4.31	0.00	-0.132	-1.440	0.259	-1.124	6.280	0.000
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.279	-2.677	0.302	0.000	0.000	0.000
37	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.257	-2.738	0.459	-0.068	0.405	0.000
38	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.268	-2.868	0.487	-0.074	0.437	0.000
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.293	-2.804	0.315	0.000	0.000	0.000
40	0.00	0.00	-6.54	-0.82	-6.49	0.00	0.274	1.823	0.233	-1.523	-12.042	0.000
41	0.00	0.00	-4.55	-0.57	-4.52	0.00	-0.157	-1.607	0.238	-1.083	7.349	0.000
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.316	-2.928	0.276	0.000	0.000	0.000
43	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.293	-2.992	0.439	-0.067	0.456	0.000
44	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.303	-3.111	0.466	-0.073	0.488	0.000
45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.328	-3.045	0.288	0.000	0.000	0.000
46	0.00	0.00	-6.33	-0.79	-6.28	0.00	0.249	1.655	0.212	-1.345	-10.590	0.000
47	0.00	0.00	-4.76	-0.59	-4.72	0.00	-0.182	-1.775	0.217	-1.034	8.488	0.000
48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.351	-3.169	0.249	0.000	0.000	0.000
49	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.328	-3.235	0.418	-0.065	0.508	0.000
50	0.00	0.00	-0.16	-0.02	-0.16	0.00	-0.328	-3.277	0.446	-0.072	0.532	0.000
51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.354	-3.208	0.261	0.000	0.000	0.000
52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.324	-3.252	0.446	0.000	0.000	0.000
53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.350	-3.175	0.261	0.000	0.000	0.000
54	0.00	0.00	-6.75	-0.84	-6.69	0.00	-0.252	-2.004	-0.001	0.004	13.631	0.000
55	0.00	0.00	-0.13	-0.02	-0.13	0.00	-0.389	-3.280	0.123	-0.016	0.435	0.000
56	0.00	0.00	-2.56	-0.32	-2.54	0.00	-0.383	-3.335	0.192	-0.493	8.598	0.000
57	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.397	-3.331	0.115	-0.016	0.457	0.000
58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.384	-3.238	0.123	0.000	0.000	0.000
59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.378	-3.294	0.192	0.000	0.000	0.000
60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.392	-3.287	0.115	0.000	0.000	0.000

61	0.00	0.00	-9.14	-1.14	-9.06	0.00	-0.150	-1.279	0.060	-0.547	11.763	0.000
62	0.00	0.00	-5.26	-0.66	-5.22	0.00	-0.257	-2.316	0.182	-0.959	12.258	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.884	7380	0.436	1.502

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.267	0.288	0.773	2475	174	1.343	3.476

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**17. 16) Cinematismo P.Sud**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
7.294	12.400	0.000	0.156	1.200	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

 $\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
-0.001	-0.009	3.900	5.085	-0.776	3.900	0.000
0.000	0.000	129.85	0.000	0.000	5.144	

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.797	-0.155	6.500	0.00	0.00	-58.23	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.016	0.091	8.849	0.00	0.00	-7.59	0.00	0.00	-16.16	0.00
3	da solaio	2.501	-0.136	8.702	0.00	0.00	-9.67	0.00	0.00	-20.30	0.00
4	da solaio	1.016	0.091	8.796	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	peso proprio	3.389	-0.322	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	3.360	-0.520	9.100	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	3.210	-0.168	8.688	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.32	0.00
8	da solaio	3.249	-0.099	8.717	0.00	0.00	-0.40	0.00	0.00	-0.84	0.00
9	da solaio	3.547	-0.143	8.840	0.00	0.00	-0.68	0.00	0.00	-1.43	0.00
10	da solaio	3.605	-0.228	8.804	0.00	0.00	-0.11	0.00	0.00	-0.23	0.00
11	peso proprio	4.194	-0.522	7.147	0.00	0.00	-20.59	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	5.085	-0.776	9.100	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	4.235	-0.397	8.733	0.00	0.00	-6.32	0.00	0.00	-13.26	0.00
14	peso proprio	0.224	0.161	6.500	0.00	0.00	-11.65	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	0.044	0.314	8.935	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	-0.28	0.00
16	da solaio	0.252	0.359	8.952	0.00	0.00	-2.56	0.00	0.00	-5.45	0.00
17	da solaio	0.439	0.256	8.913	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00	-0.29	0.00
18	da solaio	0.044	0.314	8.892	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	da solaio	0.252	0.359	8.910	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	da solaio	0.439	0.256	8.867	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$ 

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)**Forze, spostamenti, lavoro**

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-58.23	-8.68	-57.58	0.00	-0.388	-2.571	0.123	-7.163	151.397	0.000
2	0.00	0.00	-7.59	-1.13	-7.50	0.00	-0.738	-4.894	0.248	-1.884	37.560	0.000
3	0.00	0.00	-9.67	-1.44	-9.56	0.00	-0.716	-4.749	0.246	-2.374	46.421	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.730	-4.842	0.248	0.000	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-11.65	-1.74	-11.52	0.00	-0.388	-2.571	0.195	-2.273	30.284	0.000
6	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.775	-5.142	-0.006	-154.256	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-0.15	-0.02	-0.15	0.00	-0.714	-4.734	0.319	-0.048	0.727	0.000
8	0.00	0.00	-0.40	-0.06	-0.40	0.00	-0.718	-4.763	0.394	-0.158	1.928	0.000
9	0.00	0.00	-0.68	-0.10	-0.67	0.00	-0.737	-4.885	0.394	-0.268	3.357	0.000
10	0.00	0.00	-0.11	-0.02	-0.11	0.00	-0.731	-4.850	0.319	-0.035	0.533	0.000
11	0.00	0.00	-20.59	-3.07	-20.36	0.00	-0.484	-3.210	0.117	-2.408	66.863	0.000
12	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.775	-5.142	-0.003	23.261	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-6.32	-0.94	-6.24	0.00	-0.721	-4.779	0.246	-1.552	30.520	0.000
14	0.00	0.00	-11.65	-1.74	-11.52	0.00	-0.388	-2.571	0.201	-2.339	30.281	0.000
15	0.00	0.00	-0.13	-0.02	-0.13	0.00	-0.751	-4.979	0.324	-0.043	0.663	0.000
16	0.00	0.00	-2.56	-0.38	-2.53	0.00	-0.753	-4.996	0.400	-1.024	12.941	0.000
17	0.00	0.00	-0.14	-0.02	-0.14	0.00	-0.747	-4.957	0.326	-0.044	0.684	0.000
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.744	-4.936	0.324	0.000	0.000	0.000



19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.747	-4.955	0.400	0.000	0.000	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.741	-4.911	0.326	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.368	12243	0.925	0.295

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.249	0.000	0.249	0.295	111	74	1.186	1.480

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.288	0.000	0.288	0.590	783	55	1.025	1.100

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**18. SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE**

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.289	1.178	1.453	1.015	1.044
2	0.486	1.499	2.653	1.298	2.971
3	0.961	2.982	27.053	1.343	3.476
4	0.451	1.937	5.347	1.343	3.476
5	0.528	1.696	3.747	1.343	3.476
6	0.473	1.571	2.973	1.343	3.476
7	0.453	1.491	2.613	1.289	2.879
8	0.607	1.812	4.440	1.343	3.476
9	0.396	1.270	1.747	1.091	1.396
10	0.367	1.198	1.547	1.036	1.143
11	0.378	1.218	1.573	1.043	1.173
12	0.394	3.107	33.000	1.343	3.476
13	0.387	1.270	1.747	1.098	1.414
14	0.455	1.491	2.573	1.283	2.791
15	0.884	3.107	33.000	1.343	3.476
16	0.368	1.186	1.480	1.025	1.100

n. = numero consecutivo del cinematismo

 $\alpha_0$  = moltiplicatore di collassoPGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLDTR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLDPGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLVTR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

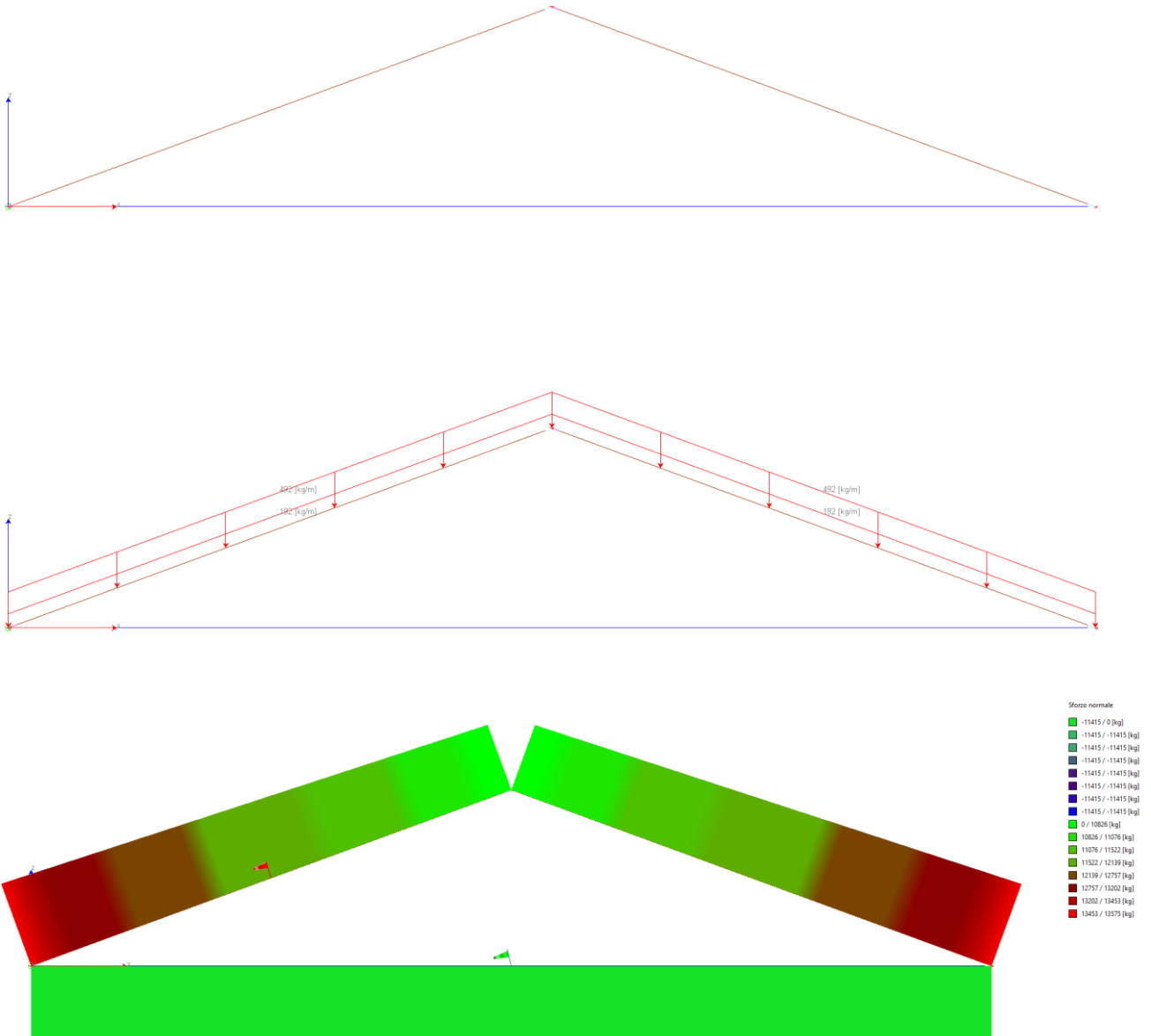
Se TR&lt;30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k*TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.012694770$ ,  $\alpha = 0.467627820$ 

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR,DLD)=33.000$ SLV:  $(2475/TR,DLV)=3.476$

**24. verifiche locali-****24.1 Verifica copertura lignea**



N:\Documenti\Archivio\1068 Cinema Paradiso\1068 Esecutivo 2023\1068 Calcoli\1068 Capriata.dt - 11 May 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

Verifica elementi in legno tipo Trave

Singoli elementi

Sezione 1 asta 3..2

Luce 7.514 [m]

Materiale GL24h lamellare Omogeneo UNI EN 14080:2013

$f_{mk}$	240.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{tk}$	192.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	240.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yk}$	35.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{t90k}$	5.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{c90k}$	25.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_{w5}$	96000.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_{0Mean}$	115000.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$G_{Mean}$	6500.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_{90Mean}$	3000.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\beta_c$	0.10
$\gamma_M$	1.45
$k_{cr}$	1.00

Sezione 1 20.000 x 40.000 [cm]

**Parametro Valore**

Area	800.00 [cm <sup>2</sup> ]
$J_x$	106667 [cm <sup>4</sup> ]
$J_y$	26667 [cm <sup>4</sup> ]
$W_x$	5333 [cm <sup>3</sup> ]
$W_y$	2667 [cm <sup>3</sup> ]
$i_x$	11.547 [cm]
$i_y$	5.774 [cm]
$J_t$	82051 [cm <sup>4</sup> ]
$W_t$	4103 [cm <sup>3</sup> ]
$k_{sh}$	1.075
$k_m$	0.700
$k_{nt}$	1.100
$k_{ntMx}$	1.041
$k_{ntMy}$	1.100

Verifiche di resistenza

Verifiche a presso-flessione

Combinazione critica:1 x=3.757 [m]

$k_{mod}$	0.90
$f_{md}$	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{td}$	119.2 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{vd}$	21.7 [kg/cm <sup>2</sup> ]

		$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
N	10146 [kg]	12.7
M <sub>x</sub>	-6713 [kgm]	125.9
M <sub>y</sub>	-0 [kgm]	0.0
$\sigma_D/\sigma_R$		0.82

Verifiche a taglio-torsione

Combinazione critica:1 x=0.000 [m]

k <sub>mod</sub>	0.90
f <sub>md</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>td</sub>	119.2 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>cd</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>vd</sub>	21.7 [kg/cm <sup>2</sup> ]

		$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
V <sub>12</sub>	3489 [kg]	6.5
V <sub>13</sub>	0 [kg]	0.0
T	0 [kgm]	0.0
$\sigma_D/\sigma_R$		0.09

Verifiche di Instabilità

Combinazione critica:1

k <sub>mod</sub>	0.90
f <sub>md</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>td</sub>	119.2 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>cd</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>vd</sub>	21.7 [kg/cm <sup>2</sup> ]

Piano 1/2

$\beta$	1.00
$\lambda_{Rel}$	1.04
k <sub>c</sub>	0.74

Piano 1/3

$\beta$	1.00
$\lambda_{Rel}$	2.07
k <sub>c</sub>	0.22

Verifica

N	10266 [kg]	12.8 [kg/cm <sup>2</sup> ]
M <sub>x</sub>	-6689 [kgm]	125.4 [kg/cm <sup>2</sup> ]
M <sub>y</sub>	-0 [kgm]	0.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_D/\sigma_R$		0.96

Verifiche di Svergolamento

Combinazione critica:1 x=3.757 [m]

k <sub>mod</sub>	0.90
f <sub>md</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>td</sub>	119.2 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>cd</sub>	149.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>vd</sub>	21.7 [kg/cm <sup>2</sup> ]

L <sub>eff</sub>	7.514 [m]
$\lambda_{Rel}$	0.51
k <sub>crit,Rel</sub>	1.00
k <sub>c,13</sub>	0.22

		$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
N	10146 [kg]	12.7
M <sub>x</sub>	-6713 [kgm]	125.9
$\sigma_D/\sigma_R$		0.99

N:\Documenti\Archivio\1068 Cinema Paradiso\1068 Esecutivo 2023\1068 Calcoli\1068 Capriata.dt - 11 May 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

Verifica elementi in legno tipo Trave

Verifica Trave

Sezioni

Numero	B [cm]	H [cm]	R [cm]	Materiale	Azioni	$k_h$	$k_{h,Mx}$	$k_{h,My}$
1	20.000	40.000		1 GL24h lamellare Omogeneo UNI EN 14080:2013				

Verifiche

Da A	Sez.	Mat.	L [m]	$\beta_{12}$	$\beta_{13}$	Comb.	$k_{mod}$	x [m]	N [kg]	V <sub>12</sub> [kg]	V <sub>13</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	T [kgm]	$\sigma_{D,R}$ $\sigma_{R,R}$	$\tau_D$ $\tau_R$	$\sigma_{D,I}$ $\sigma_{R,I}$	$\sigma_{D,Fl}$ $\sigma_{R,Fl}$
1 3	1	GL24h lamellare Omogeneo UNI EN 14080:2013	7.514	1.00	1.00	1	0.90	3.757	10179	0	0	-6396	-0	0	0.78	0.00	0.93	0.98
3 2	1	GL24h lamellare Omogeneo UNI EN 14080:2013	7.514	1.00	1.00	1	0.90	3.757	10146	84	0	-6713	-0	0	0.82	0.00	0.95	0.99

1068 Capriata.dt - 18 May 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

VERIFICHE TRAVE DAL NODO 1 AL NODO 2 / Sez. 2 Tondini ø24 (Tirante)

DATI GENERALI

Luce dell'asta	14.000	[m]
Sezione numero	2	Tondini ø24 (Tirante)
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

Materiale Acciaio S 275 (FE 430)

$f_y$	2750.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_u$	4300.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon$	0.92	

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mo}$	1.10	
$\gamma_{M1}$	1.10	
$\gamma_{M2}$	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : Tondini ø24

Area	4.52 [cm <sup>2</sup> ]	A.Traz	4.52 [cm <sup>2</sup> ] (L collegamento 0.0 [mm])
Jx	2 [cm <sup>4</sup> ]	ix	0.600 [cm]
Wx	1 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	2 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	2 [cm <sup>4</sup> ]	iy	0.600 [cm]
Wy	1 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	2 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	3 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	1 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

**Attenzione!** Profilo per il quale la classificazione non è implementata! Si assume, per ogni tipo di verifica che il profilo sia in **classe 3**

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area <sub>Eff</sub>	4.52	[cm <sup>2</sup> ]
Combinazione critica	1	
Ascissa	0.000	[m]
N <sub>D</sub>	-9479 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.84
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.84	<b>VERIFICATA</b>

N:\Documenti\Archivio\1068 Cinema Paradiso\1068 Esecutivo 2023\1068 Calcoli\1068 Capriata.dt - 18 May 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

Percentuale di sfruttamento dei profilati metallici

Distribuzione degli elementi (n. di elementi in ogni campo)

STUDIO DI INGEGNERIA - Ing. Filippo Dallagiacoma

Via Micheli 3/3 - 42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

tel. 0522-611750 fax 0522-1840394 - f.dallagiacoma@spadaccinistudio.it

Elementi Trave

Sezione Numero	Sezione tipo	Sd/Sr 70%	≤ Sd/Sr 99%	≤ Sd/Sr 100%	≤ Sd/Sr 1000%	≤ Sd/Sr 1000%	≤ Sd/Sr 1000%	≤ Sd/Sr 1000%	≤ Sd/Sr 1000%
2	Tondini ø24/Tirante	0.00 (0)	100.00 (1)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)

Elementi maggiormente sollecitati

Elementi Trave

Sezione	Min Elemento nodi	Min S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	Max Elemento nodi	Max S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>
2 Tondini ø24/Tirante	1 2	0.84	1 2	0.84



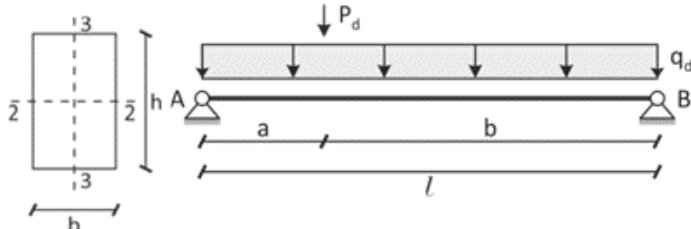
<b>Tipologia:</b>	<b>20x20 cm L = 120 cm</b>	<b>Elemento:</b>	<b>Colmo</b>	<b>Pag.</b>	<b>1</b>
<b>Vincoli:</b>	<b>appoggio - appoggio</b>	<b>Posizione:</b>	<b>Cop</b>	<b>Pratica:</b>	<b>1068</b>
<b>Norma:</b>	<b>NTC 17/01/2018 + DT206:2018</b>	<b>Note:</b>		<b>Data:</b>	<b>mar-22</b>

<b>Tipo materiale:</b>	<b>GL24h</b>	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).			
<b>Materiale legno in</b>	<b>controllo qualità</b>				
<b>Sezione</b>		<b>Valori caratteristici di rigidezza</b>			
<b>b =</b>	<b>200 mm</b>	mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean}$	11500	MPa
<b>h =</b>	<b>200 mm</b>	mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05}$	9600	MPa
<b>l =</b>	<b>1,20 m</b>	mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean}$	300	MPa
<b>Peso proprio del legno</b>	<b>5,00 kN/m³</b>	modulo di taglio medio	$G_{mean}$	650	MPa
<b><math>q_{G1k}</math> = (peso pr. trave) =</b>	<b>0,20 kN/m</b>	<b>Valori caratteristici di resistenza</b>			
<b>Carichi agenti per metro quadro</b>		flessione	$f_{m,k}$	24,0	MPa
<b>passo (o tratto di carico) =</b>	<b>3,45 m</b>	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	19,2	MPa
<b><math>q_{G1k}</math> = (permanente) =</b>	<b>1,80 kN/m²</b>	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,5	MPa
<b><math>q_{G2k}</math> = (perm non str) =</b>	<b>0,00 kN/m²</b>	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	24,0	MPa
<b><math>q_{Vk}</math> = (variabile) =</b>	<b>4,10 kN/m²</b>	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,5	MPa
<b>Carichi puntuali</b>		taglio e torsione	$f_{v,k}$	3,5	MPa
<b>a (posizione carico) =</b>	<b>0,00 m</b>	<b>Lunghezza efficace (sbando, piano deb.1-2)</b>			
<b><math>P_{G1k}</math> = (permanente) =</b>	<b>0,00 kN</b>	$l_{3,eff} =$	1,20	m	
<b><math>P_{G2k}</math> = (perm non str) =</b>	<b>0,00 kN</b>	perm: $q_{G1k} = q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{PFk} =$	6,42	kN/m	
<b><math>P_{Vk}</math> = (variabile) =</b>	<b>0,00 kN</b>	perm non str: $q_{G2k} = q_{G2k} \cdot \text{passo} =$	0,00	kN/m	
<b>Classe di servizio:</b>	<b>2</b>	var: $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$	14,15	kN/m	
<b>Carichi accidentali:</b>	<b>Neve (&lt;1000 m)</b>	<b>Controfreccia:</b>	$u_0 =$	0	mm
<b>tipo app:</b>	<b>estremità</b>	<b>Limiti di freccia</b>			
<b>appoggio:</b>	<b>cont.</b>	$u_{2,ist} \leq l /$	300		
		$u_{net,fin} \leq l /$	250		
		$u_{fin} \leq l /$	150		

**Resistenza al fuoco** R60

#### Valori statici

$k_{H1} =$	1,10
$k_{Cr} =$	0,71
$b_{ef} =$	143 mm
$A = b \cdot h =$	40000 mm²
$J_{22} = bh^3/12 =$	133333333 mm⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	133333333 mm⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	1333333 mm³
$W_{33} = hb^2/6 =$	1333333 mm³



Verifiche di resistenza		Verifiche di deformazione	
	se $\leq 1 \rightarrow ok$		se $\leq 1 \rightarrow ok$
<b>Flessione</b>	$\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ <b>0,23</b>	<b>Freccia istantanea</b>	$u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} =$ <b>0,09</b>
<b>Stabilità</b>	$\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ <b>0,23</b>	<b>Freccia netta finale</b>	$u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} =$ <b>0,14</b>
<b>Taglio</b>	$\tau_d / f_{v,d} =$ <b>0,40</b>	<b>Freccia netta finale</b>	$u_{fin} / u_{fin,lim} =$ <b>0,08</b>
<b>Compr. app.</b>	$\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ <b>0,23</b>	<b>Freccia per P = 1 kN</b>	
<b>Verifiche al fuoco:</b>		<b>Verifiche soddisfatte per R60</b>	

Esito: OK!

#### Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1)	$F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$	$\rightarrow k_{mod} =$	0,60
Combinaz. 2)	$F_d = 1,30 G_k + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var}$	$\rightarrow k_{mod} =$	0,90
<b>Esito ricerca:</b>	comb. 2)	$\rightarrow k_{mod} =$	0,90
carico di progetto uniforme $q_d$ :	29,56	kN/m	
carico di progetto puntuale $P_d$ :	0,00	kN	

ARE 3.0

$R_{\text{appoggio A}} =$	17,74	kN
$R_{\text{appoggio B}} =$	17,74	kN
$V_{\text{max}} =$	17,74	kN
$M_{\text{campata}} =$	5,32	kNm

**Sollecitazioni massime**

$R_{\text{app. max}} =$	17,74	kN
$V_3 =$	17,74	kN
$M_{22} =$	5,32	kNm

**Tensioni**

$\tau_d = 1,5 V_3 / hb_{\text{eff}} =$	0,93	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	3,99	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{\text{app. max}} / (b l_{\text{app}}) =$	0,38	Mpa

**Coefficienti**

$k_{\text{mod}} =$	0,90
$\gamma_M =$	1,35
$k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	0,67

**Resistenze di calcolo**

$f_{m,d} = k_{\text{ft}} f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	17,60	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	2,33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	1,67	MPa

**Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale  $k_{\text{crit}}$  (sbandamento nel piano debole 1-2)**

$k_{\text{crit}} =$ (formule in funzione di $\lambda_{\text{rel,m}}$ )	1,00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0,5} =$	0,15	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26,40	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	1248,00	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	1,20	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9600	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11500	MPa modulo elastico parallelo medio

**Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale  $k_{c,90}$** 

$l_{\text{app-calcolo}} =$	233,3333	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1,00	parametro

**Verifica di resistenza a flessione**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0,23 \leq 1$$

**Verifica di stabilità (svergolamento)**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0,23 \leq 1$$

**Verifica di resistenza a taglio**

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0,40 \leq 1$$

**Verifica a compressione all'appoggio**

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad \eta = 0,23 \leq 1$$

**ARE 3.0****Verifica della freccia di inflessione**

Controfreccia:  $u_0 = 0$  mm

Valori di deformata >0 se verso il basso

**Componenti della freccia di inflessione:**

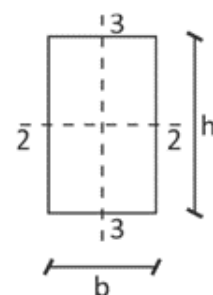
$u_1$  freccia dovuta ai carichi permanenti  
 $u_2$  freccia dovuta ai carichi variabili  
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$  freccia netta (finale al netto della controfreccia)  
 $u_{fin} = u_1 + u_2$  freccia finale (o freccia totale)

$$u_{2,ist} \leq l / 300 = 4,00 \text{ mm}$$

$$\text{Limiti: } u_{net,fin} \leq l / 250 = 4,80 \text{ mm}$$

$$u_{net,fin} \leq l / 150 = 8,00 \text{ mm}$$

$$l = 1,20 \text{ m}$$



**Parametri:**

$G_{mean} = 650$  MPa  
 $E_{mean} = 11500$  MPa  
 $q_{Gk} = 6,42$  kN/m  
 $q_{Gk} = 0,00$  kN/m  
 $q_{Vk} = 14,15$  kN/m  
 $P_{Gk} = 0,00$  kN/m  
 $P_{Gk} = 0,00$  kN/m  
 $P_{Vk} = 0,00$  kN/m

Valori di  $k_{def}$  secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura: 2

Coefficienti:

$$k_{def} = 0,80$$

$$\Psi_2 = 0,00$$

**Verifica della freccia istantanea  $u_{2,ist}$  per i soli carichi variabili**

$$q = q_{Vk} = 14,15 \text{ kN/m}$$

$$P = P_{Vk} = 0,00 \text{ kN}$$

$$u_{2,ist} = 0,37 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} = 0,09 \text{ OK}$$

**Verifica della freccia netta finale  $u_{net,fin}$**

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 25,70 \text{ kN/m}$$

$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 0,00 \text{ kN}$$

$$u_{net,fin} = 0,67 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} = 0,14 \text{ OK}$$

**Verifica della freccia totale finale  $u_{fin}$**

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 25,70 \text{ kN/m}$$

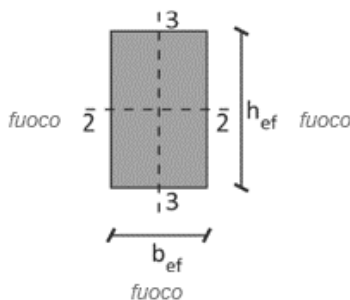
$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 0,00 \text{ kN}$$

$$u_{fin} = 0,67 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{fin} / u_{fin,lim} = 0,08 \text{ OK}$$

**ARE 3.0**

Verifiche in condizione di incendio		Normativa: NTC 17/01/2018 + DT206:2018	
<b>Sezione integra</b>			
b =	200 mm	<b>Resistenza al fuoco richiesta:</b> R 60	
h =	200 mm		
<b>Metodo della sezione efficace</b>		<b>LEGNO LAMELLARE GL24h</b>	
$\beta_0 =$	0,7 mm/min	<b>Valori di calcolo dei moduli di elasticità</b>	
$t_{f,req} =$	60,0 min	mod. elast. parall.	$E_{0,f,d} = 11040$ MPa
$d_{char} = \beta_0 t_{f,req} =$	42,0 mm	mod. elast. ortog.	$E_{90,f,d} = 345$ MPa
$k_0 =$	1,00	modulo di taglio	$G_{f,d} = 748$ MPa
$d_0 =$	7,0 mm	<b>Valori di calcolo di resistenza</b>	
$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 =$	49,0 mm	flessione	$f_{m,f,d} = 27,60$ MPa
<b>N.° superfici esposte al fuoco</b>		traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,f,d} = 22,08$ MPa
lateralmente:	2	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,f,d} = 0,58$ MPa
riduzione di t	2 $d_{ef}$	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,f,d} = 27,60$ MPa
inferiormente e superiormente	1	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,f,d} = 2,88$ MPa
riduzione di t	1 $d_{ef}$	taglio	$f_{v,f,d} = 4,03$ MPa
<b>Sezione efficace</b>		<b>Coefficienti di calcolo utilizzati:</b>	
$b_{ef} =$	102,0 mm	$k_{mod,f} = 1,00$	} $k_{mod,f} k_f / \gamma_{M,f} = 1,15$
$h_{ef} =$	151,0 mm	$k_f = 1,15$	
$b_{ef,t} =$	72,85714286 mm	$\gamma_{M,f} = 1,00$	
$A = b_{ef} h_{ef} =$	15402 mm <sup>2</sup>		
$J_{22} = b_{ef} h_{ef}^3 / 12 =$	29265084 mm <sup>4</sup>		
$W_{22} = b_{ef} h_{ef}^2 / 6 =$	387617 mm <sup>3</sup>		
<b>Combinazione di carico</b>		$\Psi_{2,j} =$	0,00
$F_d = 1,0 G_{1k} + 1,0 G_{2k} + \Psi_{2,1} Q_{var,k}$	$\rightarrow q_d = 6,42$ kN/m		
	$\rightarrow P_d = 0,00$ kN		
<b>Sollecitazioni massime</b>			
$l =$	1,20 m		
$V_3 =$	3,85 kN		
$M_{22} =$	1,16 kNm		
<b>Tensioni di progetto</b>			
$\tau_d = 1,5 V_3 / h_{ef} b_{ef,t} =$	0,53 Mpa		
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	2,98 Mpa		
<b>Lunghezza efficace (per sbandamento nel piano debole 1-2)</b>		$l_{3,eff} =$	1,20 m
<b>Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale <math>k_{crit}</math> (sbandamento nel piano debole 1-2) e di <math>k_{c,90}</math></b>			
$k_{crit} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{rel,m}) =$	1,00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018	
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0,5} =$	0,23	snellezza a flessione	
$f_{m,k} =$	26,40 Mpa	resistenza caratteristica a flessione	
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	494,43 Mpa	tensione di flessione critica	
$l_{3,eff} =$	1,20 m	lunghezza efficace	
$E_{0,f,d} =$	11040 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico	
<b>Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale <math>k_{c,90}</math></b>			
$l_{app-calcolo} =$	225,1667 mm	determinato secondo eq. [7.10]	
$k_{c,90} =$	1,00	parametro	
<b>Verifica di resistenza a flessione</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,f,d} \leq 1$		$\eta = 0,11$	$\leq 1$
<b>Verifica di stabilità (svergolamento)</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,f,d}) \leq 1$		$\eta = 0,11$	$\leq 1$
<b>Verifica di resistenza a taglio</b>			
$\eta = \tau_d / f_{v,f,d} \leq 1$		$\eta = 0,13$	$\leq 1$
<b>Verifica a compressione all'appoggio</b>			
$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,f,d}) \leq 1$		$\eta = 0,06$	$\leq 1$
<b>ARE 3.0</b>			

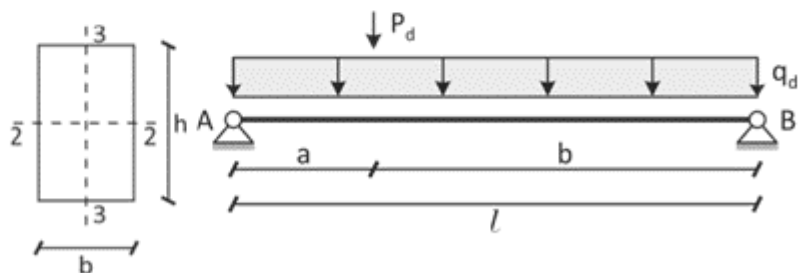


<b>Tipologia:</b>	<b>100x6 cm L = 200 cm</b>	<b>Elemento:</b>	<b>Tavolato 3+3</b>	<b>Pag.</b>	<b>1</b>
<b>Vincoli:</b>	<b>appoggio - appoggio</b>	<b>Posizione:</b>	<b>Cop</b>	<b>Pratica:</b>	<b>1068</b>
<b>Norma:</b>	<b>NTC 17/01/2018 + DT206:2018</b>	<b>Note:</b>		<b>Data:</b>	<b>mar-22</b>

<b>Tipo materiale:</b>	<b>GL24h</b>	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).			
<b>Materiale legno in</b>	<b>controllo qualità</b>				
<b>Sezione</b>		<b>Valori caratteristici di rigidità</b>			
<b>b =</b>	<b>1000 mm</b>	mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean}$	11500	MPa
<b>h =</b>	<b>60 mm</b>	mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05}$	9600	MPa
<b>l =</b>	<b>2.00 m</b>	mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean}$	300	MPa
<b>Peso proprio del legno</b>	<b>5.00 kN/m³</b>	modulo di taglio medio	$G_{mean}$	650	MPa
<b>q<sub>G1k</sub> = (peso pr. trave) =</b>	<b>0.30 kN/m</b>	<b>Valori caratteristici di resistenza</b>			
<b>Carichi agenti per metro quadro</b>		flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
<b>passo (o tratto di carico) =</b>	<b>1.00 m</b>	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	19.2	MPa
<b>q<sub>G1k</sub> = (permanente) =</b>	<b>1.80 kN/m²</b>	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.5	MPa
<b>q<sub>G2k</sub> = (perm non str) =</b>	<b>0.00 kN/m²</b>	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	24.0	MPa
<b>q<sub>Vk</sub> = (variabile) =</b>	<b>4.10 kN/m²</b>	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	2.5	MPa
<b>Carichi puntuali</b>		taglio e torsione	$f_{v,k}$	3.5	MPa
<b>a (posizione carico) =</b>	<b>0.00 m</b>	<b>Lunghezza efficace (sband. piano dep.1-2)</b>			
<b>P<sub>G1k</sub> = (permanente) =</b>	<b>0.00 kN</b>	$l_{3,eff} =$	<b>2.00 m</b>		
<b>P<sub>G2k</sub> = (perm non str) =</b>	<b>0.00 kN</b>	<b>perm:</b> $q_{G1k} = q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{ppk} =$	<b>2.10 kN/m</b>		
<b>P<sub>Vk</sub> = (variabile) =</b>	<b>0.00 kN</b>	<b>perm non str:</b> $q_{G2k} = q_{G2k} \cdot \text{passo} =$	<b>0.00 kN/m</b>		
<b>Classe di servizio:</b>	<b>2</b>	<b>var:</b> $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$	<b>4.10 kN/m</b>		
<b>Carichi accidentali:</b>	<b>Neve (&lt;1000 m)</b>	<b>Controfreccia:</b>	$u_0 =$	<b>0 mm</b>	
<b>tipo app:</b>	<b>estremità</b>	<b>Limiti di freccia</b>	$u_{2,jst} \leq l /$	<b>300</b>	
<b>appoggio:</b>	<b>cont.</b>		$u_{net,fin} \leq l /$	<b>200</b>	
	<b>dist. bordo a:</b>		$u_{fin} \leq l /$	<b>150</b>	
<b>Resistenza al fuoco</b>	<b>R60</b>				

**Valori statici**

$k_h =$	1.10
$k_{cr} =$	0.71
$b_{ef} =$	714 mm
$A = b \cdot h =$	60000 mm²
$J_{22} = bh^3/12 =$	18000000 mm⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	5000000000 mm⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	600000 mm³
$W_{33} = hb^2/6 =$	10000000 mm³



<b>Verifiche di resistenza</b>		<b>Verifiche di deformazione</b>	
	<b>se <math>\leq 1 \rightarrow ok</math></b>		<b>se <math>\leq 1 \rightarrow ok</math></b>
<b>Flessione</b>	$\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ <b>0.42</b>	<b>Freccia istantanea</b>	$u_{2,jst} / u_{2,jst,lim} =$ <b>0.63</b>
<b>Stabilità</b>	$\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ <b>0.42</b>	<b>Freccia netta finale</b>	$u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} =$ <b>0.81</b>
<b>Taglio</b>	$\tau_d / f_{v,d} =$ <b>0.13</b>	<b>Freccia netta finale</b>	$u_{fin} / u_{fin,lim} =$ <b>0.60</b>
<b>Compr. app.</b>	$\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ <b>0.03</b>	<b>Freccia per P = 1 kN</b>	

Esito: OK!

**Ricerca combinazione più gravosa per SLU**

Combinaz. 1)  $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$   $\rightarrow k_{mod} = 0.60$

Combinaz. 2)  $F_d = 1,30 G_k + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var.}$   $\rightarrow k_{mod} = 0.90$

**Esito ricerca:** comb. 2)  $\rightarrow k_{mod} = 0.90$

carico di progetto uniforme  $q_d = 8.88$  kN/m

carico di progetto puntuale  $P_d = 0.00$  kN

$R_{\text{appoggio A}} =$	8.88	kN
$R_{\text{appoggio B}} =$	8.88	kN
$V_{\text{max}} =$	8.88	kN
$M_{\text{campata}} =$	4.44	kNm

**Sollecitazioni massime**

$R_{\text{app. max}} =$	8.88	kN
$V_3 =$	8.88	kN
$M_{22} =$	4.44	kNm

**Tensioni**

$\tau_d = 1,5 V_3 / h b_{\text{eff}} =$	0.31	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	7.40	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{\text{app. max}} / (b l_{\text{app}}) =$	0.04	Mpa

**Coefficienti**

$k_{\text{mod}} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	0.67

**Resistenze di calcolo**

$f_{m,d} = k_{\text{m}} f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	17.60	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	2.33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	1.67	MPa

**Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale  $k_{\text{crit}}$  (sbandamento nel piano debole 1-2)**

$k_{\text{crit}} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{\text{rel,m}})$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.02	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.40	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	62400.00	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	2.00	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9600	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11500	MPa modulo elastico parallelo medio

**Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale  $k_{c,90}$** 

$l_{\text{app-calcolo}} =$	210	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

**Verifica di resistenza a flessione**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.42 \leq 1$$

**Verifica di stabilità (svergolamento)**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.42 \leq 1$$

**Verifica di resistenza a taglio**

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.13 \leq 1$$

**Verifica a compressione all'appoggio**

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.03 \leq 1$$

ARE 3.0

## Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia:  $u_0 = 0$  mm

Valori di deformata &gt;0 se verso il basso

## Componenti della freccia di inflessione:

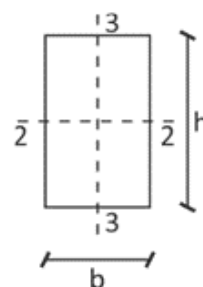
$u_1$  freccia dovuta ai carichi permanenti  
 $u_2$  freccia dovuta ai carichi variabili  
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$  freccia netta (finale al netto della controfreccia)  
 $u_{fin} = u_1 + u_2$  freccia finale (o freccia totale)

$$u_{2,ist} \leq l / 300 = 6.67 \text{ mm}$$

$$\text{Limiti: } u_{net,fin} \leq l / 200 = 10.00 \text{ mm}$$

$$u_{net,fin} \leq l / 150 = 13.33 \text{ mm}$$

$$l = 2.00 \text{ m}$$



## Parametri:

$G_{mean} = 650$  MPa  
 $E_{mean} = 11500$  MPa  
 $q_{Gk} = 2.10$  kN/m  
 $q_{Gk} = 0.00$  kN/m  
 $q_{Vk} = 4.10$  kN/m  
 $P_{Gk} = 0.00$  kN/m  
 $P_{Gk} = 0.00$  kN/m  
 $P_{Vk} = 0.00$  kN/m

Valori di  $k_{def}$  secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:

Coefficienti:

$$k_{def} = 0.80$$

$$\Psi_{2i} = 0.00$$

Verifica della freccia istantanea  $u_{2,ist}$  per i soli carichi variabili

$$q = q_{Vk} = 4.10 \text{ kN/m}$$

$$P = P_{Vk} = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{2,ist} = 4.19 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} = 0.63 \text{ OK}$$

Verifica della freccia netta finale  $u_{net,fin}$ 

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{def}) = 7.88 \text{ kN/m}$$

$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{def}) = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{net,fin} = 8.06 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} = 0.81 \text{ OK}$$

Verifica della freccia totale finale  $u_{fin}$ 

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{def}) = 7.88 \text{ kN/m}$$

$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{def}) = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{fin} = 8.06 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} = 0.60 \text{ OK}$$

ARE 3.0



Verifiche in condizione di incendio		Normativa: NTC 17/01/2018 + DT206:2018	
<b>Sezione integra</b>			
b =	1000 mm	<b>Resistenza al fuoco richiesta:</b> R 45	
h =	60 mm		
<b>Metodo della sezione efficace</b>			
$\beta_0 =$	0.7 mm/min	<b>LEGNO LAMELLARE GL24h</b>	
$t_{f,req} =$	45.0 min	<b>Valori di calcolo dei moduli di elasticità</b>	
$d_{char} = \beta_0 t_{f,req} =$	31.5 mm	mod. elast. parall.	$E_{0,f,d} = 11040$ MPa
$k_0 =$	1.00	mod. elast. ortog.	$E_{90,f,d} = 345$ MPa
$d_0 =$	7.0 mm	modulo di taglio	$G_{f,d} = 748$ MPa
$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 =$	38.5 mm	<b>Valori di calcolo di resistenza</b>	
<b>N.° superfici esposte al fuoco</b>		flessione	$f_{m,f,d} = 27.60$ MPa
lateralmente:	2	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,f,d} = 22.08$ MPa
riduzione di t	2 $d_{ef}$	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,f,d} = 0.58$ MPa
inferiormente e superiormente	1	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,f,d} = 27.60$ MPa
riduzione di t	1 $d_{ef}$	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,f,d} = 2.88$ MPa
		taglio	$f_{v,f,d} = 4.03$ MPa
<b>Sezione efficace</b>		<b>Coefficienti di calcolo utilizzati:</b>	
$b_{ef} =$	923.0 mm	$k_{mod,f} = 1.00$	} $k_{mod,f} k_f / \gamma_{M,f} = 1.15$
$h_{ef} =$	21.5 mm	$k_f = 1.15$	
$b_{ef,t} =$	659.2857143 mm	$\gamma_{M,f} = 1.00$	
$A = b_{ef} h_{ef} =$	19845 mm <sup>2</sup>		
$J_{22} = b_{ef} h_{ef}^3 / 12 =$	764427 mm <sup>4</sup>		
$W_{22} = b_{ef} h_{ef}^2 / 6 =$	71109 mm <sup>3</sup>		
<b>Combinazione di carico</b>		$\Psi_{2,j} =$	0.00
$F_d = 1,0 G_{1k} + 1,0 G_{2k} + \Psi_{2,1} Q_{var,k}$	$\rightarrow q_d =$	2.10 kN/m	
	$\rightarrow P_d =$	0.00 kN	
<b>Sollecitazioni massime</b>			
$l =$	2.00 m		
$V_3 =$	2.10 kN		
$M_{22} =$	1.05 kNm		
<b>Tensioni di progetto</b>			
$\tau_d = 1,5 V_3 / h_{ef} b_{ef,t} =$	0.22 Mpa		
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	14.78 Mpa		
<b>Lunghezza efficace (per sbandamento nel piano debole 1-2)</b>		$l_{3,eff} =$	2.00 m
<b>Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale <math>k_{crit}</math> (sbandamento nel piano debole 1-2) e di <math>k_{c,90}</math></b>			
$k_{crit} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{rel,m}) =$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018	
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.01	snellezza a flessione	
$f_{m,k} =$	26.40 Mpa	resistenza caratteristica a flessione	
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	170607.70 Mpa	tensione di flessione critica	
$l_{3,eff} =$	2.00 m	lunghezza efficace	
$E_{0,f,d} =$	11040 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico	
<b>Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale <math>k_{c,90}</math></b>			
$l_{app-calcolo} =$	203.5833 mm	determinato secondo eq. [7.10]	
$k_{c,90} =$	1.00	parametro	
<b>Verifica di resistenza a flessione</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,f,d} \leq 1$		$\eta = 0.54$	$\leq 1$
<b>Verifica di stabilità (svergolamento)</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,f,d}) \leq 1$		$\eta = 0.54$	$\leq 1$
<b>Verifica di resistenza a taglio</b>			
$\eta = \tau_d / f_{v,f,d} \leq 1$		$\eta = 0.06$	$\leq 1$
<b>Verifica a compressione all'appoggio</b>			
$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,f,d}) \leq 1$		$\eta = 0.00$	$\leq 1$

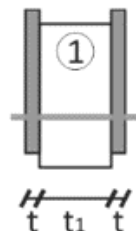
**ARE 3.0**

Unione:	acciaio-legno	Normativa:	NTC 17/01/2018	+ DT206:2018
Connettori:	bulloni o spinotti	Posizione:	Copertura	
Piani di taglio:	2	Descrizione:	Ancoraggio tirante -capriata	

$R_{d,totale} = n_{righe} n_{ef} R_{d,connettore} =$	102.98	kN
$V_d =$	94.79	kN
Verifica:	$V_d / R_{d,tot} =$	92% ok

**Coefficienti** $k_{mod} = 0.90$  $\gamma_{M,connessione} = 1.50$ **Connettori**

Tipologia di connettore	2	[1 = bullone, 2 = spinotto]
$\phi =$	26	mm diametro del connettore
$f_{u,k} =$	800	MPa resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio
$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} \phi^{2.6} =$	1145887	Nmm momento caratteristico di snervamento del connettore

**Piastra in acciaio** $t = 10.0$  mm spessore della piastra**Legno**

$t_1 =$	200.0	mm	spessore dell'elemento in legno
Tipo materiale	legno lamellare GL24h	in	controllo qualità
Tipo di legno:	latifoglie	elemento:	legno
$\rho_k =$	385	kg/m <sup>3</sup>	densità caratteristica del legno
$\gamma_M =$	1.4		coefficiente di sicurezza
$\alpha =$	0.00	°	angolo tra sforzo e fibre
$f_{h,1,k} =$	23.36	MPa	resistenza caratteristica a rifollamento nel legno
$f_{h,1,k} = f_{h,0,k} / (k_{90} \sin^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_1) :$	23.36	MPa	resistenza caratteristica a rifollamento nel legno
$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01 \phi) \rho_k =$	23.36	MPa	resistenza caratteristica a rifollamento di base
$k_{90} = 1,3 + 0,015 \phi =$	1.69		
$f_{h,1,k} = 0,11 (1 - 0,01 \phi) \rho_k =$	31.3	MPa	resistenza k a rifollamento p. compensato
$f_{h,1,k} = 50 \phi^{-0.5} t_1^{0.2} =$	20.4	MPa	resistenza k a rifollamento p. di particelle o OSB

**Capacità portante di progetto di un connettore**

La capacità portante di progetto per ciascun piano di taglio e mezzo di unione è funzione dello spessore delle piastre

Se  $t \leq 0,5d$ :

$$R_k = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,1,k} t_1 \phi & = 60.74 \text{ kN} \\ 1,15 (2 M_{y,k} f_{h,1,k} \phi)^{0.5} & = 42.91 \text{ kN} \end{cases}$$

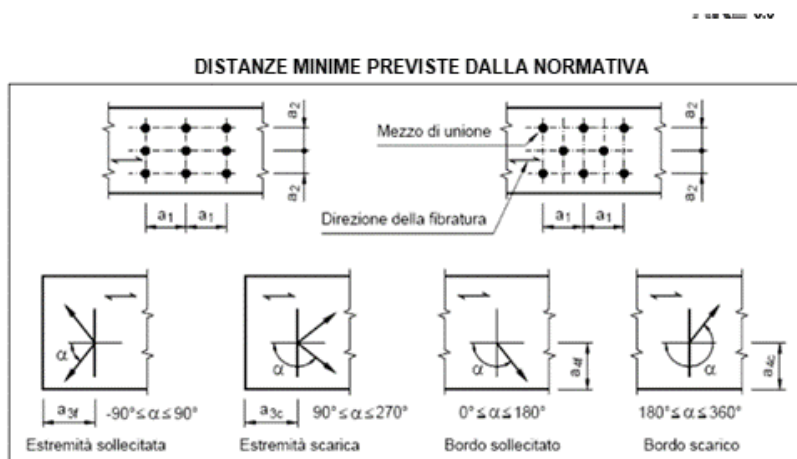
 $R_k = 42.91$  kN capacità portante caratteristica per un piano di taglioSe  $t \geq d$ :

$$R_k = \min \begin{cases} 2,3 (M_{y,k} f_{h,1,k} \phi)^{0.5} & = 60.68 \text{ kN} \\ 0,5 f_{h,1,k} t_1 \phi & = 60.74 \text{ kN} \end{cases}$$

 $R_k = 60.68$  kN capacità portante caratteristica per un piano di taglioSe  $0,5d < t < d$  si interpola linearmente.In questo caso  $t \leq 0,5d$  quindi  $R_k = 42.91$  kN capacità portante caratteristica per 1 p. $R_{d,connettore} = 25.74$  kN capacità portante di progetto per 1 p.d.t. $n^\circ$  piani di taglio = 2 $R_{d,connettore} = 51.49$  kN capacità portante di progetto di un connettore

$$R_d = k_{mod} R_{k,conn} / \gamma_m$$

**ARE**



SPINOTTI	Spaziature e distanze da bordi/estremità	Angolo
$a_{1,MIN}$	$(3+2  \cos\alpha )d$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$
$a_{2,MIN}$	$3d$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$
$a_{3,L,MIN}$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
$a_{3,C,MIN}$	$\max(a_{3,t}  \sin\alpha ; 3d)$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$
$a_{4,L,MIN}$	$\max([2+2\sin\alpha]d; 3d)$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$
$a_{4,C,MIN}$	$3d$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$

Le spaziature e distanze di seguito riportate sono le minime fra quelle previste per i due elementi lignei, dipendenti dall'angolo fra forza e fibratura (rispettivamente  $\alpha_1$  ed  $\alpha_2$ ).

Spaziature e distanze minime tra bordi/estremità	[mm]
$a_{1,MIN}$ parallela alla fibratura	130.00
$a_{2,MIN}$ ortogonale alla fibratura	78.00
$a_{3,L,MIN}$ estremità sollecitata	182.00
$a_{3,C,MIN}$ estremità scarica	78.00
$a_{4,L,MIN}$ bordo sollecitato	78.00
$a_{4,C,MIN}$ bordo scarico	78.00

#### Capacità portante di progetto di più connettori allineati lungo la direzione dello sforzo

La capacità portante di più elementi di collegamento allineati è in generale minore della somma delle capacità portanti dei singoli elementi.

$$R_{d, totale} = n_{file} n_{ef} R_{d, connettore} = \mathbf{102.98 \text{ kN}}$$

capacità portante totale di progetto dei connettori

dove:

$n =$	1	numero di connettori allineati lungo la direzione della fibratura
$n_{file, min} =$	2	numero minimo di file di connettori allineati $= V_{d1} / (n_{ef} \cdot R_{d, connettore})$
$n_{file} =$	2	numero di file di connettori allineati
$a_1 =$	150 mm	spaziatura fra i bulloni in direzione della fibratura
$d =$	26 mm	diametro del connettore
$n_{ef} =$	1.00	numero di connettori efficaci (per carichi ortogonali alla fibratura $n_{ef} = n$ )
$R_{d, connettore} =$	51.49 kN	capacità portante (non ridotta) di progetto del singolo connettore

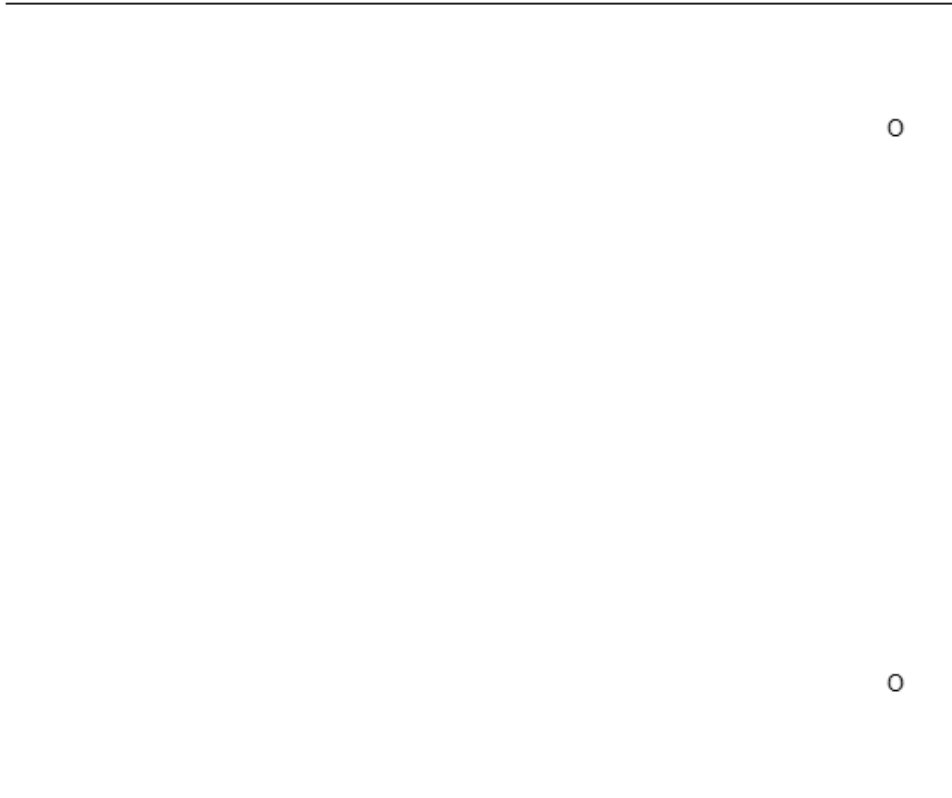
Nel caso di unione con bulloni o spinotti, per una serie di elementi di collegamento allineati lungo la direzione dello sforzo, il numero efficace di connettori  $n_{ef}$  si calcola come segue:

$$n_{ef} = \min \{ n ; n^{0.9} (a_1 / (13d))^{1/4} \}$$

**ARE** 3.0

## DISPOSIZIONE INDICATIVA DEI CONNETTORI (\*)

$n_{\text{connettori/fila}} = 1$                       numero di connettori allineati  
 $n_{\text{file}} = 2$                               numero di file di connettori allineati  
 $R_{d, \text{totale}} = n_{\text{righe}} n_{\text{ef}} R_{d, \text{connettore}} = 102.98 \text{ kN}$



(\*) Nel disegno si riportano al massimo 12 file di 6 connettori ciascuna.

Il disegno ha solo scopo illustrativo; sono da verificare le distanze minime fra i connettori e dai bordi della trave.

**ARE** 3.0

Argomento:

**Verifica Ancoraraggio capriata - cordolo**

Data:	<b>mag-23</b>	Pagina:	<b>24</b>
Pratica:	<b>1068</b>	Agg.	2,0

Dal calcolo del colmo :

Rappoggio A,  $g_{1,k}$  = 74,88 kN (c. rara , $\psi_{i2}=0$ )

Rsismica= 103,33 kN

Rsismica orto= 31,00 kN

Rsismica tot = 134,33 kN

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calculation software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(3Z)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Materiale base**

Non fessurato Calcestruzzo

Spessore materiale base 500 mm

Classe resistenza C25/30

 $f_{ck,cube}$  30 N/mm<sup>2</sup>

Temp.breve termine 40 °C

Temp.lungo termine 24 °C

**Vertici piastra**

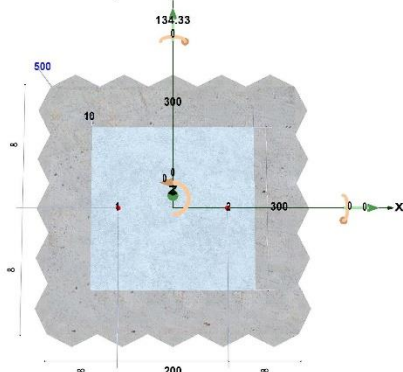
Vertice	X	y
1	-150,0	-150,0
2	-150,0	150,0
3	150,0	150,0
4	150,0	-150,0

**Profilo**

Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo

Eccentricità X: 0,0 mm

Y: 0,0 mm

**Installazione**

Nessun braccio di leva

**Piastra ancoraggio**

Ipotesi di piastra rigida

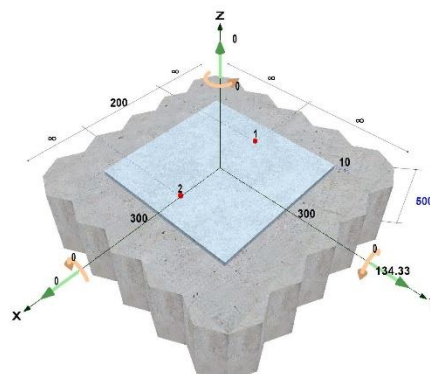
Spessore della piastra 10 mm

Forma piastra Rettangolare

Lunghezza lato 300 x 300 mm

**Posizione ancoranti**

Ancorante	X	y	Asole -x	Asole -y
1	-100,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	100,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

☒ = Asole**Prodotto selezionato**

Ancorante (nome) VIN-FIX, 8.8 - Chimico

Certificazione ETA 20/0363

Dimensione

Codice articolo FIX300-FIX420

Rivestimento/Materiale Zincato

17/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 1 / 6

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY** PROJECT  
calculations software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(BZ)  
I. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

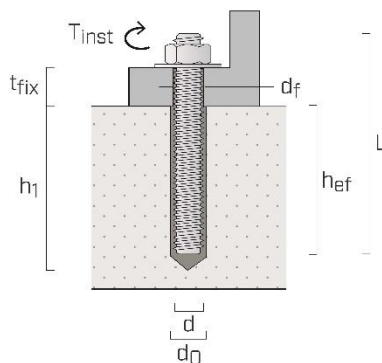
Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Dati installazione**

d	Diametro filettatura ancorante:	20,0	mm	$t_{fix}$	Spessore fissabile:	10,0	mm
$d_{nom}$	Diametro esterno ancorante:	20,0	mm	SW	Chiave:	30,0	mm
$d_0$	Diametro del foro:	24,0	mm	$T_{inst}$	Coppia di serraggio massima	120,0	Nm
$h_1$	Profondità del foro:	170,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
$h_{nom}$	Profondità di inserimento:	170,0	mm				
$h_{ef}$	Profondità effettiva di ancoraggio:	170,0	mm		Minima lunghezza barra	195,0	mm
$d_f$	Diametro foro oggetto da fissare:	22,0	mm				

**VIN-FIX**

ANCORANTE CHIMICO A BASE VINILESTERE SENZA STIRENE

CE opzione 1 per calcestruzzo fessurato e non fessurato

Calcestruzzo asciutto o bagnato

Calcestruzzo con fori sommersi

Concrete with submerged holes

Categoria di prestazione sismica C2 (M12-M16)

17/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 2 / 6

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY** PROJECT  
calculation software**rothoblaas**Rotho Blaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(3Z)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

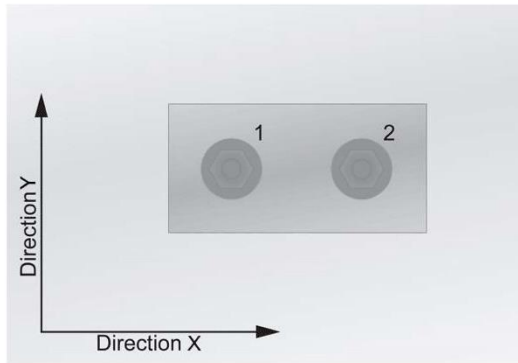
Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Dati di Input****Trazione**

0,00 kN

**Taglio**

0,00 kN

134,33 kN

**Flessione**

0,00 kN·m

0,00 kN·m

**Torsione**

0,00 kN·m

**Armatura**

Diametro 11 mm

Distanza ferri 200 mm

Distanza staffe 200 mm

Armatura del bordo No

**Bordi**

∞ mm

∞ mm

∞ mm

∞ mm

**Standard di calcolo**

ETAG



CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY** PROJECT  
calculation software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(3Z)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti**

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	0,00	67,17	0,00	67,17
2	0,00	67,17	0,00	67,17

Risultante forze di trazione: 0,00 [kN]

Risultante forze di compressione: 0,00 [kN]

Risultante forze di taglio: 134,33 [kN]

**Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029**

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

**Calcolo di utilizzo - Trazione**

Le forze applicate sulla piastra non causano trazione in nessun ancorante

**Calcolo utilizzo - Taglio****Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva**

Ancorante	$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{Ms}$ [ - ]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\beta_{V,s}$ [ % ]
1	98,00	98,00	1,25	78,40	67,17	85,7%

**Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva**

Braccio di leva non applicato

**Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)**

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,c}^0$	$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Psi_{s,N}$ [ - ]	$\Psi_{re,N}$ [ - ]	$c_{-x}$ [mm]	$c_{+x}$ [mm]	$c_{-y}$ [mm]	$c_{+y}$ [mm]	
122,62	362.100	260.100	1,000	1,000	6.000	6.000	6.000	6.000	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [ - ]	$\gamma_{Mc}$ [ - ]	$\Psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
0,0	0,0	2,00	1,5	1,0	170,70	341,41	227,61	134,33	59,0%

**Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)**

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$s_m$ [ - ]	$\Psi_{g,Np}$ [ - ]	$c_{-x}$ [mm]	$c_{+x}$ [mm]	$c_{-y}$ [mm]	$c_{+y}$ [mm]			
88,87	253.290	170.667	200.0	1,052	6.000	6.000	6.000	6.000			
$\Psi_{s,N}$ [ - ]	$\Psi_{re,N}$ [ - ]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [ - ]	$\gamma_{Mc}$ [ - ]	$\Psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
1,000	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	138,78	277,55	185,04	134,33	72,6%

**Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo**

L'ancorante più sollecitato 1 non si presume che sia efficace per la verifica del cedimento del bordo di calcestruzzo, pertanto il fattore di utilizzo del cedimento del bordo valutato non influirà sulla verifica dell'ancoraggio.

**Combinazione trazione e taglio**

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calculation software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(3Z)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

	Ancorante	Trazione ( $\beta_N$ )	Taglio ( $\beta_V$ )	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	0,0%	85,7%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	73,4%	✓
Calcestruzzo	1	0,0%	72,6%	$\beta = (\beta_N + \beta_V) / 1.2$	60,5%	✓

## RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

## NOTE

La verifica dei casi progettuali coperti da ETAG 001 e TR029 è eseguita in accordo a tali linee guida. La verifica dei casi progettuali non coperti da ETAG 001 o TR029 è eseguita tramite specifica linea guida. Maggiori dettagli possono essere trovati in ACP Design Guides. I carichi agenti sugli ancoranti sono valutati in accordo alla teoria dell'elasticità, assumendo che la piastra di ancoraggio sia sufficientemente rigida. L'utente deve verificare questa condizione, dal momento che il programma non verifica automaticamente la rigidità della piastra. Il trasferimento dei carichi dagli ancoranti al materiale base dovrà essere verificato in accordo a ETAG 001 Annex C o TR029 sezione 7. Il metodo di progettazione è valido solo per fori nella piastra di fissaggio con un diametro non superiore ai valori riportati in ETAG 001 Annex C o TR029 Tabella 4.1. I coefficienti parziali di sicurezza applicati sono in accordo all'ETA del prodotto e ai documenti di progettazione sopra indicati, si prega di controllare le verifiche rispetto agli standard ed ai requisiti locali.


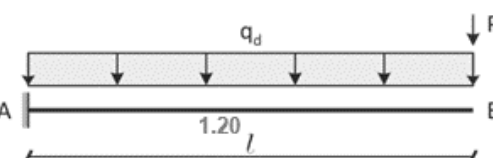
## AVVISO IMPORTANTE

I dati inseriti nel software, ed i relativi risultati, devono essere verificati dall'utente sotto la responsabilità di un ingegnere con esperienza nel settore dell'ancoraggio in calcestruzzo. Questo per assicurare che non vi siano errori e che tutti i dati siano completi, accurati e che rispettino le norme ed i regolamenti relativi alla condizione reale ed all'applicazione. I dati contenuti nel software sono relativi solo ed esclusivamente ai prodotti inseriti e si basano sui principi, formule e regolamenti di sicurezza in accordo alle esistenti linee guida per ancoraggi in calcestruzzo, oltre che all'esperienza tecnica del produttore. L'utente deve rispettare tali principi. L'utente è il solo responsabile circa i dati inseriti nel programma per eseguire il calcolo; qualsiasi errore od omissione ricade sotto la responsabilità dell'utente. L'utente deve assicurarsi di utilizzare la versione aggiornata del programma utilizzando la funzione di auto-aggiornamento messa a disposizione. L'utente deve aggiornare il programma quando è richiesto di farlo. L'obiettivo del programma è quello di agire come un aiuto al calcolo per aiutare a rispettare i regolamenti e le attuali linee guida, senza alcuna garanzia di idoneità per qualsiasi applicazione specifica.

<b>Tipologia:</b>	20x35 cm L = 120 cm	<b>Elemento:</b>	Mensole	<b>Pag.</b>	25
<b>Vincoli:</b>	appoggio - appoggio	<b>Posizione:</b>	Cop	<b>Pratica:</b>	1068
<b>Norma:</b>	NTC 17/01/2018 + DT206:2018	<b>Note:</b>		<b>Data:</b>	mar-22

<b>Tipo materiale:</b>	GL24h	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).			
<b>Materiale legno in</b>	controllo qualità				
<b>Sezione</b>		<b>Valori caratteristici di rigidezza</b>			
<b>b =</b>	200 mm	mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean}$	11500	MPa
<b>h =</b>	350 mm	mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05}$	9600	MPa
<b>l =</b>	1.20 m	mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean}$	300	MPa
<b>Peso proprio del legno</b>	5.00 kN/m <sup>3</sup>	modulo di taglio medio	$G_{mean}$	650	MPa
<b>q<sub>G1k</sub> = (peso pr. trave) =</b>	0.35 kN/m	<b>Valori caratteristici di resistenza</b>			
<b>Carichi agenti per metro quadro</b>		flessione	$f_{m,k}$	24.00	MPa
<b>passo (o tratto di carico) =</b>	1.38 m	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	19.20	MPa
<b>q<sub>G1k</sub> = (permanente) =</b>	1.67 kN/m <sup>2</sup>	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.50	MPa
<b>q<sub>G2k</sub> = (perm non str) =</b>	0.00 kN/m <sup>2</sup>	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	24.00	MPa
<b>q<sub>Vk</sub> = (variabile) =</b>	4.10 kN/m <sup>2</sup>	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	2.50	MPa
<b>Carichi puntuali applicati all'estremità libera</b>		taglio e torsione	$f_{v,k}$	3.50	MPa
<b>P<sub>G1k</sub> = (permanente) =</b>	0.00 kN	<b>Lunghezza efficace</b>			
<b>P<sub>G2k</sub> = (permanente) =</b>	0.00 kN	$l_{3,eff} =$	1.20	m	
<b>P<sub>Vk</sub> = (variabile) =</b>	0.00 kN	perm: q <sub>G1k</sub> = q <sub>G1k</sub> · passo + q <sub>PPk</sub> =	2.65	kN/m	
<b>Classe di servizio:</b>	2	perm non str: q <sub>G2k</sub> = q <sub>G2k</sub> · passo =	0.00	kN/m	
<b>Carichi accidentali:</b>	Neve (<1000 m)	var: q <sub>Vk</sub> = q <sub>Vk</sub> · passo =	5.64	kN/m	
<b>tipo app:</b>	estremità	<b>Controfreccia:</b>	u <sub>0</sub> =	0	mm
<b>appoggio:</b>	discont.	<b>Limiti di freccia</b>	u <sub>2,ist</sub> ≤ l /	150	
	dist. bordo a:		u <sub>net,fin</sub> ≤ l /	125	
	150 mm		u <sub>fin</sub> ≤ l /	75	
<b>Resistenza al fuoco</b>	R60				

**Valori statici**

$k_h =$	1.06		
$k_{cr} =$	0.71		
$b_{ef} =$	143 mm		
$A = b \cdot h =$	70000 mm <sup>2</sup>		
$J_{22} = bh^3/12 =$	714583333 mm <sup>4</sup>		
$J_{33} = hb^3/12 =$	233333333 mm <sup>4</sup>		
$W_{22} = bh^2/6 =$	4083333 mm <sup>3</sup>		
$W_{33} = hb^2/6 =$	2333333 mm <sup>3</sup>		

Verifiche di resistenza		Verifiche di deformazione		Esito: OK!
	se ≤ 1 → ok		se ≤ 1 → ok	
<b>Flessione</b>	$\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.12	<b>Freccia istantanea</b>	$u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} =$ 0.04	
<b>Stabilità</b>	$\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.12	<b>Freccia netta finale</b>	$u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} =$ 0.05	
<b>Taglio</b>	$\tau_d / f_{v,d} =$ 0.18	<b>Freccia finale</b>	$u_{fin} / u_{fin,lim} =$ 0.03	
<b>Compr. app.</b>	$\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ 0.17	<b>Freccia per P = 1 kN</b>		
<b>Verifiche al fuoco:</b>		<b>Verifiche soddisfatte per R60</b>		

**Ricerca combinazione più gravosa per SLU**

Combinaz. 1)	$F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$	→	$k_{mod} = 0.60$
Combinaz. 2)	$F_d = 1,30 G_k + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$	→	$k_{mod} = 0.90$
<b>Esito ricerca:</b>	comb. 2)	→	$k_{mod} = 0.90$
carico di progetto uniforme q <sub>d</sub> =	11.90	kN/m	
carico di progetto puntuale P <sub>d</sub> =	0.00	kN	

ARE 3.0

$$R_{\text{appoggio}} = 14.28 \text{ kN } (q_d l + F_d)$$

$$V_{\text{appoggio}} = 14.28 \text{ kN } (R_{\text{appoggio}})$$

$$M = 8.57 \text{ kNm } (q_d l^2 / 2 + P_d l)$$

Reazioni all'incastro - sollecitazioni non combinate

$R_{\text{appoggio A, g1,k}} =$	3.18	kN
$R_{\text{appoggio A, g2,k}} =$	0.00	kN
$R_{\text{appoggio A, q,k}} =$	6.77	kN

**Sollecitazioni massime**

(azioni assiali trascurate)

$$V_3 = 14.28 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 8.57 \text{ kNm}$$

**Tensioni**

$$\tau_d = 1.5 V_3 / h b_{\text{eff}} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,90,d} = V_3 / (b l_{\text{app}}) = 0.28 \text{ MPa}$$

**Coefficienti**

$$k_{\text{mod}} = 0.90$$

$$\gamma_M = 1.35$$

$$k_{\text{mod}} / \gamma_M = 0.67$$

**Resistenze di calcolo**

$$f_{m,d} = k_{\eta} f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M = 16.89 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M = 1.67 \text{ MPa}$$

**Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale  $k_{\text{crit}}$  (sbandamento nel piano debole 1-2)**

$k_{\text{crit}} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{\text{rel,m}})$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}})^{0.5} =$	0.19	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	25.33 MPa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,\text{crit}} = 0.78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	713.14 MPa	tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	1.20 m	lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9600 MPa	modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650 MPa	modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11500 MPa	modulo elastico parallelo medio

**Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale  $k_{c,90}$** 

$$l_{\text{app-calcolo}} = 258.3333 \text{ mm} \quad \text{determinato secondo eq. [7.10]}$$

$$k_{c,90} = 1.00 \quad \text{parametro}$$

**Verifica di resistenza a flessione**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.12 \leq 1$$

**Verifica di stabilità (svergolamento)**

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.12 \leq 1$$

**Verifica di resistenza a taglio**

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.18 \leq 1$$

**Verifica a compressione all'appoggio**

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.17 \leq 1$$

ARE 3.0

## Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia:  $u_0 = 0$  mm

Valori di deformata &gt;0 se verso il basso

## Componenti della freccia di inflessione:

$u_1$  freccia dovuta ai carichi permanenti  
 $u_2$  freccia dovuta ai carichi variabili  
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$  freccia netta (finale al netto della controfreccia)  
 $u_{fin} = u_1 + u_2$  freccia finale (o freccia totale)

**Limiti:**  
 $u_{2,ist} \leq l /$  150 = 8.00 mm  
 $u_{net,fin} \leq l /$  125 = 9.60 mm  
 $u_{fin} \leq l /$  75 = 16.00 mm

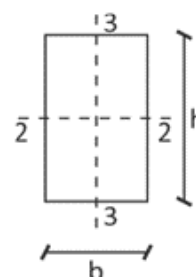
 $l = 1.20$  m

## Parametri:

$G_{mean} = 650$  MPa  
 $E_{mean} = 11500$  MPa  
 $q_{G1k} = 2.65$  kN/m  
 $q_{G2k} = 0.00$  kN/m  
 $q_{Vk} = 5.64$  kN/m  
 $P_{G1k} = 0.00$  kN/m  
 $P_{G2k} = 0.00$  kN/m  
 $P_{Vk} = 0.00$  kN/m

Valori di  $k_{def}$  secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:	2
Coefficienti:	
$k_{def} =$	0.80
$\Psi_{2k} =$	0.00

Verifica della freccia istantanea  $u_{2,ist}$  per i soli carichi variabili $q = q_{Vk} = 5.64$  kN/m $P = P_{Vk} = 0.00$  kN $u_{2,ist} = q l^4 / (8 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (2 G_{mean} A) + P l^3 / (3 E_{0,mean} J_{22}) = 0.28$  mm $\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} = 0.04$  OKVerifica della freccia netta finale  $u_{net,fin}$  $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2k} \cdot k_{def}) = 10.41$  kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2k} \cdot k_{def}) = 0.00$  kN $u_{net,fin} = q l^4 / (8 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (2 G_{mean} A) + P l^3 / (3 E_{0,mean} J_{22}) - u_0 = 0.53$  mm $\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} = 0.05$  OKVerifica della freccia totale finale  $u_{fin}$  $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2k} \cdot k_{def}) = 10.41$  kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2k} \cdot k_{def}) = 0.00$  kN $u_{fin} = q l^4 / (8 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (2 G_{mean} A) + P l^3 / (3 E_{0,mean} J_{22}) = 0.53$  mm $\eta = u_{fin} / u_{fin,lim} = 0.03$  OK

ARE 3.0

Verifiche in condizione di incendio		Normativa: NTC 17/01/2018 + DT206:2018	
<b>Sezione integra</b>			
b =	200 mm	<b>Resistenza al fuoco richiesta:</b> R 60	
h =	350 mm		
<b>Metodo della sezione efficace</b>			
$\beta_n =$	0.7 mm/min	<b>LEGNO LAMELLARE GL24h</b>	
$t_{s,req} =$	60.0 min	<b>Valori di calcolo dei moduli di elasticità</b>	
$d_{char} = \beta_n t_{s,req} =$	42.0 mm	mod. elast. parall.	$E_{0,f,d} = 11040$ MPa
$k_0 =$	1.00	mod. elast. ortog.	$E_{90,f,d} = 345$ MPa
$d_0 =$	7.0 mm	modulo di taglio	$G_{f,d} = 748$ MPa
$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 =$	49.0 mm	<b>Valori di calcolo di resistenza</b>	
<b>N.° superfici esposte al fuoco</b>		flessione	$f_{m,f,d} = 27.60$ MPa
lateralmente:	2	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,f,d} = 22.08$ MPa
riduzione di b	2 $d_{ef}$	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,f,d} = 0.58$ MPa
inferiormente e superiormente:	1	compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,f,d} = 27.60$ MPa
riduzione di h	1 $d_{ef}$	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,f,d} = 2.88$ MPa
<b>Sezione efficace</b>		taglio	$f_{v,f,d} = 4.03$ MPa
$b_{ef} =$	102.0 mm	<b>Coefficienti di calcolo utilizzati:</b>	
$h_{ef} =$	301.0 mm	$k_{mod,f} = 1.00$	} $k_{mod,f} k_{\phi} / \gamma_{M,f} = 1.15$
$b_{ef,z} =$	72.85714286 mm	$k_{\phi} = 1.15$	
$A = b_{ef} h_{ef} =$	30702 mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M,f} = 1.00$	
$J_{22} = b_{ef} h_{ef}^3 / 12$	231802659 mm <sup>4</sup>		
$W_{22} = b_{ef} h_{ef}^2 / 6$	1540217 mm <sup>3</sup>		
<b>Combinazione di carico</b>		$\Psi_{2,i} =$	0.00
$F_d = 1,0 G_{1k} + 1,0 G_{2k} + \Psi_{2,1} Q_{var,k}$	$\rightarrow q_d = 2.65$ kN/m		
	$\rightarrow P_d = 0.00$ kN		
<b>Sollecitazioni massime</b>			
$l =$	1.20 m		
$V_3 =$	3.18 kN		
$M_{22} =$	1.91 kNm		
<b>Tensioni di progetto</b>			
$\tau_d = 1,5 V_3 / h_{ef} b_{ef} =$	0.22 Mpa		
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	1.24 Mpa		
<b>Lunghezza efficace (per sbandamento nel piano debole 1-2)</b>		$l_{3,eff} =$	1.20 m
<b>Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale <math>k_{crit}</math> (sbandamento nel piano debole 1-2) e di <math>k_{c,90}</math></b>			
$k_{crit} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{rel,m}) =$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018	
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.32	snellezza a flessione	
$f_{m,k} =$	25.33 Mpa	resistenza caratteristica a flessione	
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	248.04 Mpa	tensione di flessione critica	
$l_{3,eff} =$	1.20 m	lunghezza di libera inflessione nel piano 1-2	
$E_{0,f,d} =$	11040 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico	
<b>Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale <math>k_{c,90}</math></b>			
$l_{app-calcolo} =$	250.1667 mm	determinato secondo eq. [7.10]	
$k_{c,90} =$	1.00	parametro	
<b>Verifica di resistenza a flessione</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,f,d} \leq 1$		$\eta = 0.04$	$\leq 1$
<b>Verifica di stabilità (svergolamento)</b>			
$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,f,d}) \leq 1$		$\eta = 0.04$	$\leq 1$
<b>Verifica di resistenza a taglio</b>			
$\eta = \tau_d / f_{v,f,d} \leq 1$		$\eta = 0.05$	$\leq 1$
<b>Verifica a compressione all'appoggio</b>			
$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$		$\eta = 0.04$	$\leq 1$

**ARE 3.0**

Argomento:

Verifica coolegamento mensola

Data:	apr-23	Pagina:	1
Pratica:	1319	Agg.	2.0

Dal calcolo della mensola

Va = 14.28 kN ( qd l + Fd )

Ma = 8.57 kNm ( qd l<sup>2</sup> / 2 + Pd l )

N. viti = 2 Barre Filettate fi 16

Dist. Viti = 30 cm

Valore massimo di estrazione ( compreso il momento su vite più sollecitata ) :

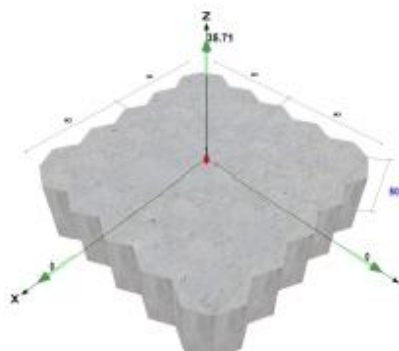
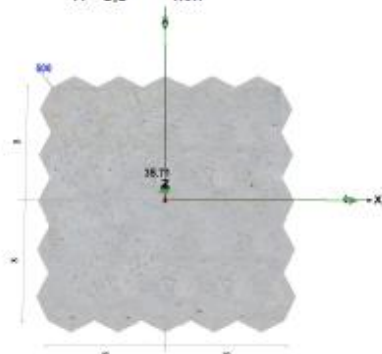
Vd = 35.71 kN

**Profilo**

Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo

Eccentricità X: 0,0 mm

Y: 0,0 mm

**Prodotto selezionato**

Ancorante (nome) HYB-FIX, 8.8 - Chimico (80/50 °C)

Certificazione ETA 20/1285

Dimensione

Codice articolo HYB280-HYB420

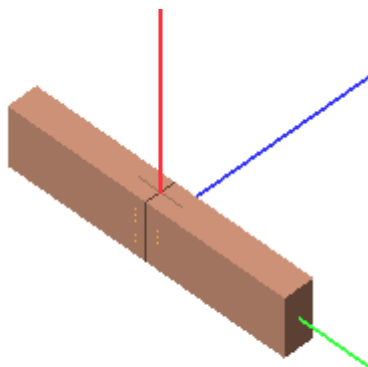
Rivestimento/Materiale Zincato

**Combinazione trazione e taglio**

	Ancorante	Trazione ( $\beta_N$ )	Taglio ( $\beta_V$ )	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	42,9%	0,0%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	18,4%	✓
Calcestruzzo	1	66,9%	0,0%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	54,7%	✓



## Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 del nodo della capriata



### Classe di servizio 2

L'opera è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che supera l'85% solo per poche settimane all'anno.

### Coefficiente di sicurezza utilizzato

$\gamma_M = 1.50$

### Trave 2

Dimensioni sezione ( $B_{el} \times H_{el}$ ): 200 x 400 mm

Legno: GL24h - UNI EN 14080:2013

Essenza: conifere

Massa volumica caratteristica:

$\rho_k = 385 \text{ Kg/m}^3$

Massa volumica media:

$\rho_m = 420 \text{ Kg/m}^3$

Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre:

$f_{t,0,k} = 19.20 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione ortogonale alle fibre:

$f_{t,90,k} = 0.50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre:

$f_{c,0,k} = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a compressione ortogonale alle fibre:

$f_{c,90,k} = 2.50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a taglio:

$f_{v,k} = 3.50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a flessione:

$f_{m,k} = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente correttivo  $k_{mod}$ :

Classe durata carico	permanente	lunga	media	breve	istantanea
Classe di servizio 1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
<b>Classe di servizio 2</b>	<b>0.60</b>	<b>0.70</b>	<b>0.80</b>	<b>0.90</b>	<b>1.10</b>
Classe di servizio 3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

### Dati unione

Unione realizzata con l'utilizzo di una piastra d'acciaio inserita nel legno: la piastra ha dimensioni ( $S_p \times H_p \times L_p$ ) 10 x 300 x 300 mm ed è inserita in entrambi i lati dell'elemento 150 mm

Materiale piastra: Acciaio S275

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

### Dati connettori

Spinotti: M12

Diametro  $\emptyset = 12 \text{ mm}$

Limite "Johansen" per  $E_{fune}$   $L_{Ef} = 0 \%$

Numero  $n = 6$  (6 righe e 1 colonne)

Materiale: Classe 6.8

Tensione di snervamento:  $f_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura:  $f_{tb} = 600 \text{ N/mm}^2$

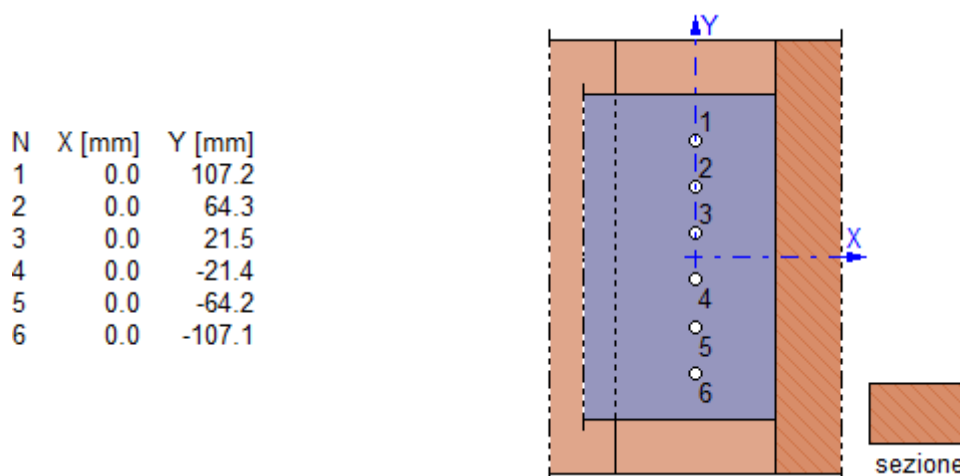
### Sollecitazioni:

N.C.D.	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
--------	--------	--------	-------	-----------	-----------	----------

1.1.P                      38780.0                      0.0                      0.0                      0.0                      0.0                      0.0

Nota: la prima colonna della tabella riporta il numero del nodo (N), il numero della combinazione (C) e l'iniziale della classe di durata del carico (D: Permanente; Lunga durata; Media durata; Breve durata; Istantaneo).

### Verifica unione elemento-piastra



#### Verifiche "lato legno" (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Capacità caratteristica a estrazione dello spinotto

$$F_{ax,Rk} =$$

0 N

Momento caratteristico di snervamento

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{tb} \cdot \varnothing^{2.6} = 115118.1 \text{ N mm}$$

Resistenza caratteristica a rifollamento par. alle fibre

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot \varnothing) \cdot \rho_k = 27.78 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di essenza legnosa

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 \cdot \varnothing = 1.530$$

Angolo di inclinazione del carico rispetto alle fibre

$$\alpha = 90.00000^\circ$$

Resistenza caratteristica a rifollamento secondo  $\alpha$

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} / (k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) = 18.16 \text{ N/mm}^2$$

Equazioni di Johansen: piastra di qualunque spessore elemento centrale di una connessione a doppio taglio.

Capacità di carico per piano di taglio

$$F_{v,Rk} = \min [ F_{v,Rk,f}, F_{v,Rk,g}, F_{v,Rk,h} ] = 10240.5 \text{ N}$$

$$\bullet F_{v,Rk,f} = f_{h,\alpha,k} \cdot t \cdot \varnothing = 20700.0 \text{ N}$$

$$\bullet F_{v,Rk,g} = f_{h,\alpha,k} \cdot t \cdot \varnothing \cdot [(2 + 4 \cdot M_{y,Rk} / (f_{h,\alpha,k} \cdot \varnothing \cdot t^2))^{0.5} - 1] + E_{fune,g} = 10240.5 \text{ N}$$

$$\bullet F_{v,Rk,h} = 2.3 \cdot (M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot \varnothing)^{0.5} + E_{fune,h} = 11519.2 \text{ N}$$

$$\bullet E_{fune,g} = \min [ L E_f \cdot F_{v,Rk,g}, F_{ax,Rk} / 4 ] = 0.0 \text{ N}$$

$$\bullet E_{fune,h} = \min [ L E_f \cdot F_{v,Rk,h}, F_{ax,Rk} / 4 ] = 0.0 \text{ N}$$

Resistenza di progetto dello spinotto per piano di taglio

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m = 4096.2 \text{ N}$$

Numero efficace spinotti per ogni gruppo par. alle fibre:

Carico parallelo alle fibre

$$n_{ef,||} = n = 1.000$$

Carico perpendicolare alle fibre

$$n_{ef,\perp} = n = 1.000$$

Carico reale (secondo  $\alpha$ )

$$n_{ef,\alpha} = n_{ef,||} + (n_{ef,\perp} - n_{ef,||}) \cdot \alpha / 90 = 1.000$$

Numero di gruppi par. alle fibre

$$n_g = 6$$

Resistenza di progetto del giunto per piano di taglio

$$F_{v,G,Rd} = n_{ef,\alpha} \cdot n_g \cdot F_{v,Rd} = 24577.2 \text{ N}$$

Forza agente sul giunto per piano di taglio

$$F_{v,Ed} = 19390.0 \text{ N}$$

$$\gg F_{v,Ed} / F_{v,G,Rd} = 0.788942 \text{ Ok}$$

#### Verifiche "lato acciaio" (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio degli spinotti

$$F_{vb,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot 2 \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 40715.0 \text{ N}$$

Conn.	$F_{b,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{b,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	103200.0	40715.0	103200.0	40715.0
2	103200.0	40715.0	87587.7	40715.0
3	103200.0	40715.0	87587.7	40715.0

4	103200.0	40715.0	87587.7	40715.0
5	103200.0	40715.0	87587.7	40715.0
6	103200.0	40715.0	103200.0	40715.0

**Legenda**

$$F_{b,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{b,x,Rd} ]$$

$$F_{b,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{b,y,Rd} ]$$

resistenza a rifollamento piastra in direzione x

resistenza a taglio di progetto in direzione x

resistenza a rifollamento piastra in direzione y

resistenza a taglio di progetto in direzione y

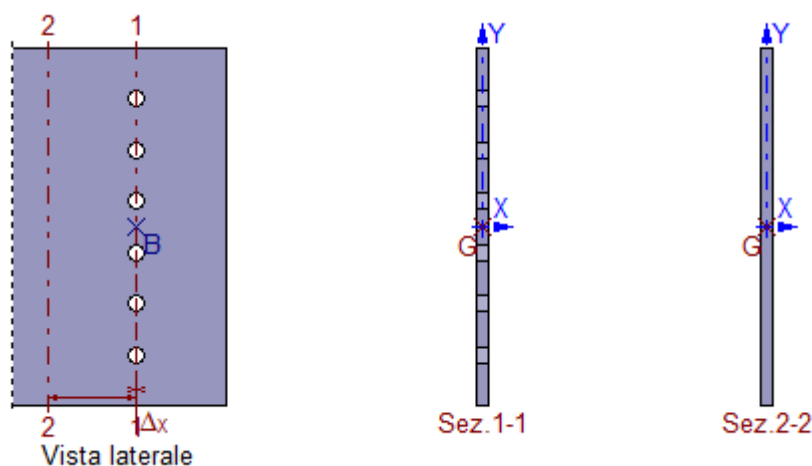
**Verifica connettori**

Conn.	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	6463.3	40715.0	0.158746	Ok
2	6463.3	40715.0	0.158746	Ok
3	6463.3	40715.0	0.158746	Ok
4	6463.3	40715.0	0.158746	Ok
5	6463.3	40715.0	0.158746	Ok
6	6463.3	40715.0	0.158746	Ok

**Legenda** $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sullo spinotto $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto dello spinotto

$$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$$

$$VER \rightarrow FV \leq 1$$

**Verifica piastra****Caratteristiche sezioni**

Sez.	$\Delta x$ [mm]	$Y_G$ [mm]	$X_G$ [mm]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{vy}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{vx}$ [mm <sup>2</sup> ]	$J_{xG}$ [mm <sup>4</sup> ]	$W_{xG}^*$ [mm <sup>3</sup> ]	$J_{yG}$ [mm <sup>4</sup> ]	$W_{yG}^*$ [mm <sup>3</sup> ]
1-1	0.00	-0.01	0.00	2220.0	2220.0	-	18322820	122142	-	-
2-2	75.00	0.00	0.00	3000.0	3000.0	3000.0	22500000	150000	25000	5000

\*valori minimi

**Sollecitazioni massime**

Sez.	Nodo.CMB	$V_y$ [N]	$V_x$ [N]	$N$ [N]	$M_y$ [N mm]	$M_x$ [N mm]
1-1	1.1	-38780.0	-	0.0	-	0.0
2-2	1.1	-38780.0	0.0	0.0	0.0	2908500.0

**Tensioni massime**

Sez.	$\tau_{MED}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{MAX}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ID}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	FV	VER
1-1	17.47	0.00	30.26	0.12	Ok
2-2	12.93	19.39	29.62	0.11	Ok

**Legenda**

$$FV = \sigma_{ID} / f_d \quad (f_d = f_{yk} / \gamma_{M0} = 261.90 \text{ N/mm}^2)$$

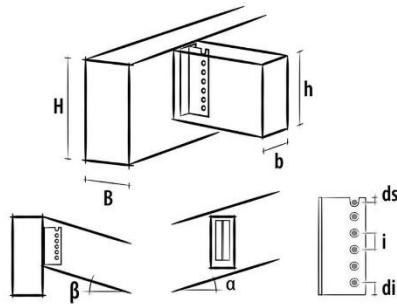
$$VER \rightarrow FV \leq 1$$

## INFORMAZIONI PROGETTO

Data : 18/05/2023  
 Progetto :  
 Committente :  
 Indirizzo cantiere :  
 Redatto da :  
 Elemento calcolato :  
 Note :

Norma di calcolo : NTC 2018 (Italia)

## CONNESSIONE CON STAFFA A SCOMPARSA ALU



Staffa tipo ALU MIDI 160 (cod. ALUMIDI160)

Fissaggio ali con 30 LBS -Vite da legno - 5x50 (cod. LBS550)

Fissaggio anima con 5 Spinotto autoforante SBD - 7,5x115 (cod. SBD75115)



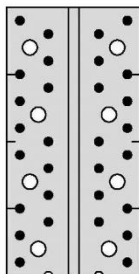
Marcatura CE secondo ETA 09/0361

## DATI DI CALCOLO

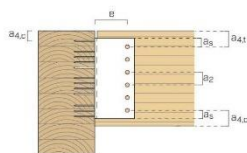
Azione di taglio di progetto	$F_{v,d}$	=	17.74 kN
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
coefficiente kmod	kmod	=	0.90
coefficiente sicurezza connessione	$\gamma_M$	=	1.50
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	$\rho_k$	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Angolo posa trave principale	$\alpha$	=	0.00°
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	$\rho_k$	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave secondaria	b	=	200 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Angolo posa trave secondaria	$\alpha$	=	0.00°

## ISTRUZIONI GRAFICHE DI MONTAGGIO

Schema chiodatura: totale



Posizionamento consigliato staffa:



secondary beam-timber		self-drilling dowel SBD Ø7.5	
dowel-dowel	$a_2$ [mm]	$\geq 3 d$	$\geq 23$
dowel-top of beam	$a_{4,1}$ [mm]	$\geq 4 d$	$\geq 30$
dowel-bottom of beam	$a_{4,2}$ [mm]	$\geq 3 d$	$\geq 23$
dowel-bracket edge	$a_5$ [mm]	$\geq 1.2 d_{0.5}^{(1)}$	$\geq 10$
dowel-main beam	e [mm]		86
<sup>(1)</sup> Hole diameter:			
main beam-timber		Anchor nail LBA Ø4	screw LBS Ø5
first connector-top of beam	$a_{4,3}$ [mm]	$\geq 5 d$	$\geq 20$
			$\geq 25$

## NOTE

Prima dell'esecuzione, tutti i calcoli devono essere verificati e approvati dal progettista responsabile.  
Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria si fa riferimento a quanto riportato nei certificati di prodotto.  
Le verifiche di resistenza degli elementi lignei devono essere svolte a parte.

## RISULTATI CALCOLO

## DATI DI INGRESSO:

Azione di taglio	T	=	17.74 kN
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.9
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	pk	=	385 kg/m³
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Angolo posa trave principale	α	=	0.00 °
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	pk	=	385 kg/m³
Base trave secondaria	b	=	200 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Angolo posa trave secondaria	β	=	0.00 °
Tipo staffa		=	ALU MIDI 160
Tipo connettori ali		=	LBS
Tipo connettori anima		=	spinotto SBD

## Viti:

Tipo vite		=	LBS -Vite da legno - 5x50
Diametro filetto	d	=	5.0 mm
Lunghezza vite	lh	=	50 mm
Lunghezza filetto	lf	=	46 mm
Diametro gambo	dg	=	3.5 mm
Diametro nocciolo	dn	=	3.0 mm
Diametro testa vite	dh	=	7.8 mm
Numero totale viti	nc	=	30

## Spinotti autoforanti:

Resistenza ultima caratteristica	fuk	=	0 N/mm²
Diametro spinotto	ds	=	7.5 mm
Lunghezza spinotto	ls	=	115 mm
Lunghezza efficace spinotto	leff	=	107 mm
Numero totale spinotti	ns	=	5
Spessore fresatura testa	spf	=	8 mm
Distanza efficace spinotti-testa	a3eff	=	78.0 mm
Distanza minima da testa-spinotto superiore	a3s	=	80 mm
Distanza minima da testa-spinotto inferiore	a3i	=	80 mm
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995	k3	=	0.99
Distanza efficace spinotti-bordo superiore	a4sup	=	32 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto superiore	a4s	=	30 mm
Distanza efficace spinotti-bordo inferiore	a4inf	=	32 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore	a4i	=	22 mm
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995	k4	=	1.00
Distanza minima dal bordo-spinotto superiore	a4s	=	30 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore	a4i	=	22 mm
Distanza minima da testa-spinotto superiore	a3s	=	80 mm
Distanza minima da testa-spinotto inferiore	a3i	=	80 mm

## RISULTATI CALCOLO CON METODO ETA:

Momento su ali	Jp	=	208304 mm⁴
Distanza LBS -Vite da legno più lontano	dmax	=	142 mm
Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a trazione	Rek,c	=	2.78 kN
Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a taglio	Rvk,c	=	2.36 kN
Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato LBS -Vite da legno	RkALUf	=	39.39 kN
Resistenza caratteristica Spinotti autoforanti a taglio	Rvk,p	=	8.31 kN
Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato Spinotti autoforanti	RkALUa	=	41.56 kN
Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA	RkALU	=	39.39 kN
Resistenza di design finale a taglio STAFFA	RdALU	=	23.63 kN
Verifica globale staffa ALU		=	0.75 VERIFICATO

**Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA**  
**Resistenza di design finale a taglio STAFFA**  
**Verifica globale staffa ALU**

<b>RkALU</b>	<b>=</b>	<b>39.39 kN</b>
<b>RdALU</b>	<b>=</b>	<b>23.63 kN</b>
	<b>=</b>	<b>0.75 VERIFICATO</b>

## 24.2 Calcolo e verifica solai latero cementizi

## Verifica di solaio in Latero-Cemento

Oggetto: Solaio copertura ingresso Fc 1

## Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo	C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
Acciaio	B450C	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

## Caratteristiche geometriche

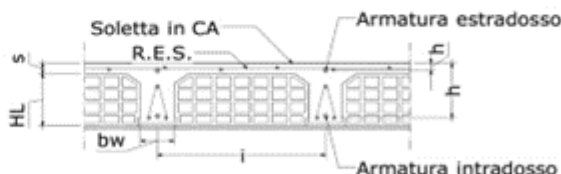
$L$	465 cm	$i$	50 cm
$H_L$	20 cm	$b_w$	12 cm
$s$	4 cm	$b_L$	38 cm
$H$	24 cm	$\lambda$	19.38

Snellezza del solaio

Armatura	n° barre	Ø barre (mm)	$d$ (cm)	$A_s$ (cm²)	$A_{sd}$ (cm²)	$\rho$	$L_o$ (cm)
estradosso	1	10	3		0.79	0.0027	47+120
intradosso	3	12	17		3.39	0.0118	33+465+33

## Analisi dei carichi

$G_1$	300 kg/mq
$G_2$	86 kg/mq
$Q_1$	484 kg/mq
Tot =	870 kg/mq

Verifica a flessione in campata ( $M_{Ed} = q L^2 / \alpha$  - armatura resistente: continua intradosso)

	$\alpha$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$\omega_s$	$M_{Rd}$ (kg m)	$M_{Ed}/M_{Rd}$	FS
SLU	8	1683	9.75	0.46	1738	0.97	1.03
	$\psi$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm⁴)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	
SLER		1176	5.02	9399	6.28	225	1.60
SLEQ	0.3	718	5.02	9399	3.83	138	2.35

Verifica a flessione in appoggio ( $M_{Ed} = q L^2 / \alpha$  - armatura resistente: spezzoni estradosso)

	$\alpha$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$\omega_s$	$M_{Rd}$ (kg m)	$M_{Ed}/M_{Rd}$	FS
SLU	24	561	2.26	0.09	617		1.10
	$\psi$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm⁴)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	
SLER		392	5.51	3496	6.18	261	1.38
SLEQ	0.3	239	5.51	3496	3.77	159	2.26

Verifica a taglio ( $V_{max} = q L / \beta$ )

$\beta$	2	$V_{Ed} =$	1447	kg		FS
$k =$	2.00	$V_{Rd} =$	1696	kg		1.17
		$V_{Rd,0} =$	13266	kg		9.17

## Verifica a flessione e punzonamento della soletta per carico concentrato su impronta 5x5 cm

	$P$	200 kg		Rete	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s,r}$ (cmq)
					6	20	0.18
Flessione allo SLER							
	$b_m$ (cm)	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	
SLER	13	10	0.73	6	11.53	298.94	

## Punzonamento allo SLU

$v_{Ed,0} =$	0.75 MPa	$v_{Rd,0} =$	3.54 MPa
$v_{Ed,1} =$	0.33 MPa	$v_{Rd,1} =$	0.63 MPa

## Verifica di deformabilità

$K$	1	$\lambda_{lim} =$	16.29	$\lambda = L/H =$	19.38
-----	---	-------------------	-------	-------------------	-------

**Verifica di solaio in Latero-Cemento**

Oggetto: Solaio copertura sala proiezione Fc 1

**Caratteristiche dei materiali**

Calcestruzzo	C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
Acciaio	B450C	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

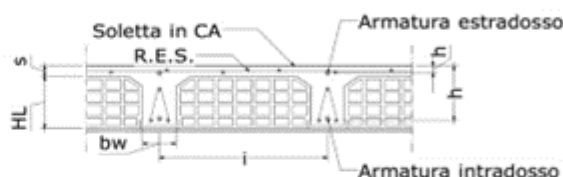
**Caratteristiche geometriche**

$L$	280	cm	$i$	50	cm
$H_L$	16	cm	$b_w$	12	cm
$s$	4	cm	$b_L$	38	cm
$H$	20	cm	$\lambda$	14.00	Snellezza del solaio

Armatura	n° barre	$\phi$ barre (mm)	$d$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sd}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$L_s$ (cm)
estradosso	1	8	3		0.50	0.0021	26+72
intradosso	1	12	16		1.13	0.0047	38+280+38

**Analisi dei carichi**

$G_1$	300	kg/mq
$G_2$	86	kg/mq
$Q_1$	484	kg/mq
Tot =	870	kg/mq

**Verifica a flessione in campata ( $M_{Ed} = q L^2 / \alpha$  - armatura resistente: continua intradosso)**

	$\alpha$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$\omega_s$	$M_{Rd}$ (kg m)	$M_{Ed}/M_{Rd}$	FS
SLU	8	610	3.25	0.16	650	0.94	1.07
	$\psi$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	
SLER		426	2.97	3317	3.82	252	1.43
SLEQ	0.3	260	2.97	3317	2.33	154	2.34

**Verifica a flessione in appoggio ( $M_{Ed} = q L^2 / \alpha$  - armatura resistente: spezzoni estradosso)**

	$\alpha$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$\omega_s$	$M_{Rd}$ (kg m)	$M_{Ed}/M_{Rd}$	FS
SLU	24	203	1.45	0.07	321		1.58
	$\psi$	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	
SLER		142	4.04	1530	3.75	181	1.99
SLEQ	0.3	87	4.04	1530	2.29	111	3.24

**Verifica a taglio ( $V_{max} = q L / \beta$ )**

$\beta$	$V_{Ed}$	kg	FS
2	872		
$k$	$V_{Rd}$	kg	
2.00	1129		1.30
	$V_{Rd,0}$	4422	5.07

**Verifica a flessione e punzonamento della soletta per carico concentrato su impronta 5x5 cm**

				$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s,r}$ (cmq)
$P$	200 kg			6	20	0.18
Rete						
Flessione allo SLER						
	$b_m$ (cm)	$M_{Ed}$ (kg m)	$x$ (cm)	$J$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
SLER	13	10	0.73	6	11.53	298.94

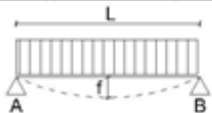
**Punzonamento allo SLU**

$V_{Ed,0} = 0.75 \text{ MPa}$	$V_{Rd,0} = 3.54 \text{ MPa}$
$V_{Ed,1} = 0.33 \text{ MPa}$	$V_{Rd,1} = 0.63 \text{ MPa}$

**Verifica di deformabilità**

$K$	1	$\lambda_{lim} = 22.46$	$\lambda = L/H = 14.00$
-----	---	-------------------------	-------------------------

## 24.3 Calcolo e verifica solaio Piano terra

travetti di piano				
<b>IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione</b>				
(Flessione nel piano dell'anima)				
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$				
<b>INPUT</b>				
Definizione dell'azione sollecitante	M =	14 kNm	[kNm]	
Scelta del profilo	HE 160 A			
Classe dell'acciaio	S235JO - S235JR - S235J2			
<b>OUTPUT</b>				
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2018)				
M <sub>Ed</sub> =	13,69 [kNm]	M <sub>Ed</sub> / M <sub>c,Rd</sub> =	0,25	Verifica soddisfatta
M <sub>c,Rd</sub> =	54,86 [kNm]			
Coeff. Carichi factorizzati				
Permanenti:	300 dN/mq			
Altro:	0 dN/mq			
	300 dN/mq	1,3	390 dN/mq	
Cat C4	500 dN/mq	1,5	750 dN/mq	
Luce solaio:	0,60 m			
carico sulle travi :	342 dNm			
peso proprio trave	20 dN/m			
	Tot	362 dNm		
Luce trave orizzontale	5,5			
Mmax =	14 kNm			
F amm =	18,333333 mm	< 12,28 mm	ok	
				
<b>Trave in semplice appoggio - carico uniformemente distribuito</b>				
L	5,5	[m]	HE 160 A	
q	3,62	[kN/m]	<input checked="" type="radio"/> Verticale <input type="radio"/> Orizzontale	$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = 12,28 \text{ [mm]}$



**Calcolo e Verifica Momento sollecitante travetto semi-incastato**

stato di fatto			
G1+G2	390	DaN/mq	
Q1	750	Dan/Mq	
tot	1140		
L inf. Solaio =	1,2	m	q tot = 1368 DaN/m
M	$ql^2/16 =$	24,9318	KN/m

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1068 Solaio tipo Vare PT

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Solaio PT Tipo Varese

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	8	2
2	6	22
3	8	2

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	2
2	3,39	24

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviate

**Materiali**  
 FeB32k C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  203,2 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  10,52  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,016 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$  -10,52 N/mm²  
 $\sigma_s$  203,2 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  19,59 ‰  
 d 24 cm  
 x 3,638 x/d 0,1516  
 n 7

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

### Acciaio

	Sigla	f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>	sig. adm
	B450C	450	540	255
	FeB22k	215	335	115
>	FeB32k	315	490	155
	FeB38k	375	450	215
	FeB44k	430	540	255
	Trefolo	1620	1800	1080

Aggiungi
Elimina

**FeB32k**    f<sub>yk</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              f<sub>tk</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              γ<sub>s</sub>

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>     E<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              ε<sub>su</sub>  ‰

              f<sub>yd</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              ε<sub>syd</sub>  ‰

              σ<sub>s,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup>

### Calcestruzzo

	Sigla	f <sub>ck</sub>	R <sub>ck</sub>
	C16/20	16	20
	C20/25	20	25
>	C25/30	25	30
	C28/35	28	35
	C30/37	30	37
	C35/45	35	45

Aggiungi
Elimina

**C25/30**    f<sub>ck</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              R<sub>ck</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              γ<sub>c</sub>

ε<sub>c2</sub>  ‰    ε<sub>cu</sub>  ‰

α<sub>cc</sub>     ?    f<sub>cd</sub>  N/mm<sup>2</sup>

                                  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

                                  σ<sub>c,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              τ<sub>co</sub>     τ<sub>c1</sub>  N/mm<sup>2</sup>

              f<sub>ctm</sub>     E<sub>cm</sub>  N/mm<sup>2</sup>

progetto					
G1+G2		390	DaN/mq		
Q1		750	Dan/Mq		
tot		1140			
L inf. Solaio =		0,6	m	q tot =	684 DaN/m
M	ql <sup>2</sup> /16 =	12,4659	KN/m	Msd/Mrd =	0,8142577

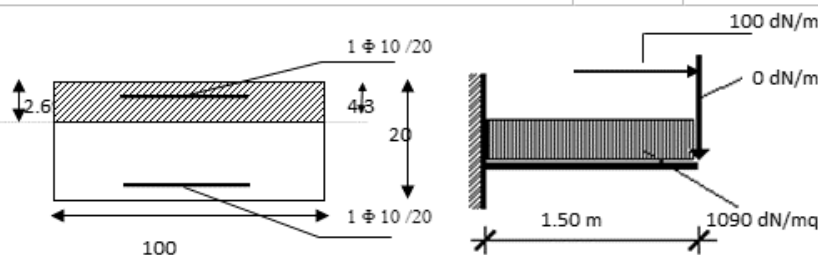
**24.4 Calcolo e verifica vellee e mensole in c.a**

Argomento: Calcolo e verifica veletta copertura

Data:	Pag.
mag-23	1
Pratica:	Agg.
990	

## Dati generali:

Spess. soletta attacco=	200 mm
Spess. soletta estremo =	200 mm
Spessore soletta medio =	200 mm
Luce netta =	1.50 m
Luce di calcolo=	1.58 m
Profondità di carico =	1000 mm



## Materiali:

C25/30				B450C			
$R_{ck} =$	30 Mpa	$f_{ctk,0.05} =$	1.8 Mpa	$f_{ctd} =$	1.2 Mpa	$f_{yk} =$	450 Mpa
$f_{ck} =$	25 Mpa	$f_{ctk,0.95} =$	3.3 Mpa	$\sigma_{c,caratt.} =$	14.9 Mpa	$E_s =$	210000 Mpa
$\gamma_c =$	1.5	$E_{cm} =$	31447 Mpa	$\sigma_{c,q.p.} =$	11.2 Mpa	$\gamma_s =$	1.15
$\alpha_{cc} =$	0.85	$\epsilon_{c1} =$	0.0020	Coeff. Om. n	15	$\epsilon_{yd} =$	0.0018634
$f_{cm} =$	32.9 Mpa	$\epsilon_{cu} =$	0.0035			$\epsilon_{su} =$	0.01
$f_{ctm} =$	2.56 Mpa	$f_{cd} =$	14.1 Mpa			$f_{yd} =$	391.3 Mpa

## Analisi dei carichi:

Carichi Permanenti ( $G_1$ )	Carichi Permanenti ( $G_2$ )	Distribuiti	Concentrati	Carichi Variabili ( $Q_k$ )	
peso proprio = 500 dN/mq	Permanenti.=	180 dN/mq		Neve <1000 m	410 dN/mq
	scala	0 dN/mq		Carico variabile orizzontale $H_k =$	100 dN/m
	Sottot. e pavim.=	0 dN/mq			
	Peso della ringhiera=		0 dN/m		
	Peso del cordolo=		0 dN/m		
	Tot.=	180 dN/mq	0 dN/m		

Coeff. $\gamma_{G1}$	Coeff. $\gamma_{G2}$	Coeff. $\gamma_{Qi}$
1.3	1.3	1.5

Solllecitazioni all'incastro:			
$F_d$	$F_{d1}$	$M_{sd}$	$V_{sd}$
1499 dN/m	0 dN/m	19.8 kN/m	23.6 kN

Combinazione fondamentale per 1 m di profondità:

## Verifiche SLU

Verifiche SLU									
Arm. Tesa $A_s =$	1	Φ	10 mm	ogni	200 mm	$x_c =$	26.94 mm	Mrd	Vrd
Arm. Comp. $A'_s =$	1	Φ	10 mm	ogni	200 mm	$A_s \text{ tot.} =$	393 mm <sup>2</sup>	27 kN/m	78 kN
Ripartitori	1	Φ	8 mm	ogni	200 mm	$A'_s \text{ tot.} =$	393 mm <sup>2</sup>	Mrd/Msd	Vrd/Vsd
						$A_s \text{ tot.} =$	251 mm <sup>2</sup>	1.38	3.28

## Verifiche SLE: Tensioni

Coeff. $\Psi_{0j}$		Coeff. $\Psi_{1j}$				Coeff. $\Psi_{2j}$			
0.5		0.2				0			
Combinazioni	Distribuiti $F_d$	Concent. $F_{d1}$	Solllecitazioni all'incastro:		Asse neutro $x_c$	$\sigma_{cls}$ $\sigma_c$	coeff. Sic $\sigma_{c adm}/\sigma_c$	$\sigma_{acciaio}$ $\sigma_s$	coeff. Sic $\sigma_{s adm}/\sigma_s$
Rara	1090 dN/m	0 dN/m	15 kN/m	17.2 kN	38.16 mm	5.52 Mpa	2.71	258 Mpa	1.40
Frequente	762 dN/m	0 dN/m	10 kN/m	12.0 kN	38.16 mm	3.63 Mpa	-	170 Mpa	2.12
Quasi perm.	680 dN/m	0 dN/m	8 kN/m	10.7 kN	38.16 mm	3.16 Mpa	3.54	148 Mpa	2.44

## Verifiche SLE: Fessurazione

Dur. del carico	$k_1$	$h_{c,eff}$	$A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	$E_s/E_{cm}$	Frequente	1.75	Quasi p.	2.02
Lunga	0.40	54 mm	5.E+4mm <sup>2</sup>	0.00728	6.68	170 Mpa	0.171 mm	148 Mpa	0.149 mm
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$s_{r,max}$	$\phi_{eq}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	$w_{max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$
	0.80	0.50	3.40	0.425	352.65 mm	10.00	0.000485	0.30 mm	0.000422

## Verifica di deformabilità

luce di calcolo	snellezza	k per mensole	$\rho$	$\rho'$	$A_{s,eff}/A_{s,calc}$	val. limite
1.58 m	7.88	0.40	0.0020	0.0020	2.00	18.24

## Scarichi sulle strutture (non combinati)

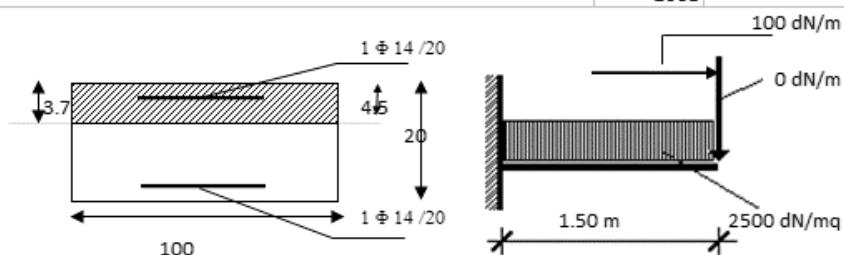
Tot. $G_1 + G_2$	1071 dN/m	armatura principale =	18 dN/m	c.a.=	0.3 mc/m
Tot. $Q_k$	646 dN/m	armatura di ripartizione =	6 dN/m	incidenza =	85 dN/mc
Tot. Gen.	1717 dN/m	Tot. Per 1 mt. di prof.	26 dN/m	casseri=	1.7 mq/m

Argomento: Calcolo e verifica veletta piano terra

Data:	Pag.
mag-23	1
Pratica:	Agg.
1068	

## Dati generali:

Spess. soletta attacco=	200 mm
Spess. soletta estremo =	200 mm
Spessore soletta medio =	200 mm
Luce netta =	1.50 m
Luce di calcolo=	1.58 m
Profondità di carico =	1000 mm



## Materiali:

C25/30				B450C			
$R_{ck} =$	30 Mpa	$f_{ctk;0.05} =$	1.8 Mpa	$f_{ctd} =$	1.2 Mpa	$f_{yk} =$	450 Mpa
$f_{ck} =$	25 Mpa	$f_{ctk;0.95} =$	3.3 Mpa	$\sigma_{c,caratt} =$	14.9 Mpa	$E_s =$	210000 Mpa
$\gamma_c =$	1.5	$E_{cm} =$	31447 Mpa	$\sigma_{c,q.p.} =$	11.2 Mpa	$\gamma_s =$	1.15
$\alpha_{cc} =$	0.85	$\epsilon_{c1} =$	0.0020	Coeff. Om. n	15	$\epsilon_{yk} =$	0.0018634
$f_{cm} =$	32.9 Mpa	$\epsilon_{cu} =$	0.0035			$\epsilon_{su} =$	0.01
$f_{ctm} =$	2.56 Mpa	$f_{cd} =$	14.1 Mpa			$f_{yd} =$	391.3 Mpa

## Analisi dei carichi:

Carichi Permanenti ( $G_1$ )	Carichi Permanenti ( $G_2$ )	Distribuiti	Concentrati	Carichi Variabili ( $Q_k$ )	
peso proprio = 500 dN/mq	Permanenti.=	1980 dN/mq		Cat. A Ambienti ad uso residenziale.	0 dN/mq
	scala	0 dN/mq		Carico variabile orizzontale $H_k =$	100 dN/m
	Sottot. e pavim.=	0 dN/mq			
	Peso della ringhiera=		0 dN/m		
	Tamponamenti=		0 dN/m		
	Tot.=	2000 dN/mq	0 dN/m		

Coeff. $\gamma_{G1}$	Coeff. $\gamma_{G2}$	Coeff. $\gamma_{Qi}$
1.3	1.3	1.5

Solllecitazioni all'incastro:			
$F_d$	$F_{d1}$	$M_{sd}$	$V_{sd}$
3250 dN/m	0 dN/m	41.5 kN/m	51.2 kN

Combinazione fondamentale per 1 m di profondità:

## Verifiche SLU

Verifiche SLU									
Arm. Tesa $A_s =$	1	$\Phi$	14 mm	ogni	200 mm	$x_c =$	37.04 mm	$M_{rd}$	$V_{rd}$
Arm. Comp. $A'_s =$	1	$\Phi$	14 mm	ogni	200 mm	$A_s \text{ tot.} =$	769 mm <sup>2</sup>	46 kN/m	86 kN
Ripartitori	1	$\Phi$	8 mm	ogni	200 mm	$A'_s \text{ tot.} =$	769 mm <sup>2</sup>	$M_{rd}/M_{sd}$	$V_{rd}/V_{sd}$
						$A_s \text{ tot.} =$	251 mm <sup>2</sup>	1.10	1.68

## Verifiche SLE: Tensioni

Coeff. $\Psi_{0j}$		Coeff. $\Psi_{1j}$				Coeff. $\Psi_{2j}$			
0.7		0.5				0.3			
Combinazioni	Distribuiti	Concent.	Solllecitazioni all'incastro:		Asse neutro	$\sigma_{cls}$	coeff. Sic	$\sigma_{acciaio}$	coeff. Sic
	$F_d$	$F_{d1}$	$M_{sd}$	$V_{sd}$	$x_c$	$\sigma_c$	$\sigma_{c,adm}/\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_{s,adm}/\sigma_s$
Rara	2500 dN/m	0 dN/m	32 kN/m	39.4 kN	48.67 mm	9.27 Mpa	1.61	304 Mpa	1.18
Frequente	2500 dN/m	0 dN/m	32 kN/m	39.4 kN	48.67 mm	9.10 Mpa	-	298 Mpa	1.21
Quasi perm.	2500 dN/m	0 dN/m	31 kN/m	39.4 kN	48.67 mm	9.03 Mpa	1.24	296 Mpa	1.22

## Verifiche SLE: Fessurazione

Dur. del carico	$k_1$	$h_{c,eff}$	$A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	$E_s/E_{cm}$	Frequente	1.01	Quasi p.	1.01
Lunga	0.40	50 mm	5.E+4mm <sup>2</sup>	0.01525	6.68	$\sigma_s$	$w_k$	$\sigma_s$	$w_k$
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$s_{r,max}$	$\phi_{eq}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	$w_{max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$
	0.80	0.50	3.40	0.425	281.85 mm	14.00	0.001068	0.30 mm	0.001057

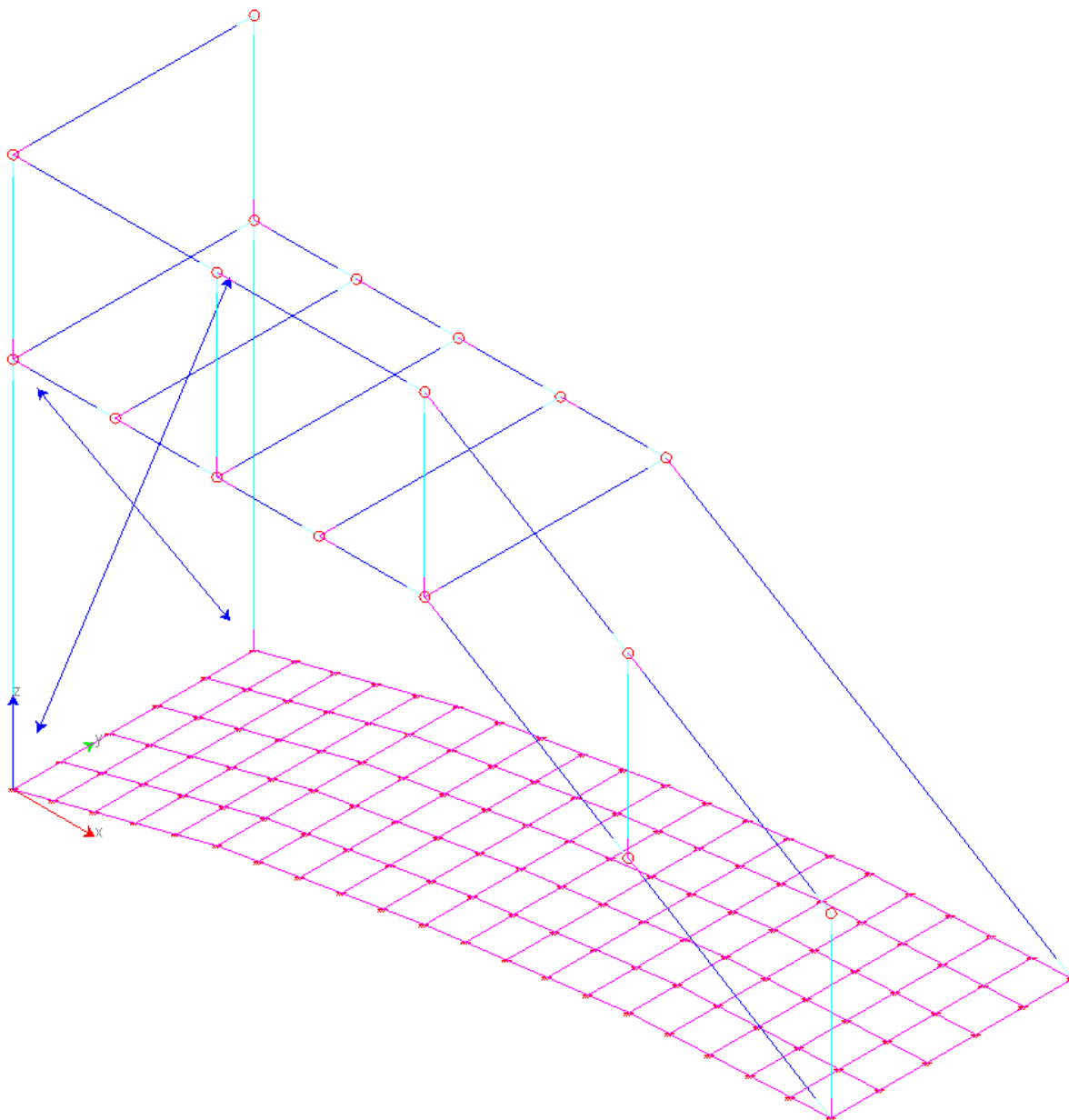
## Verifica di deformabilità

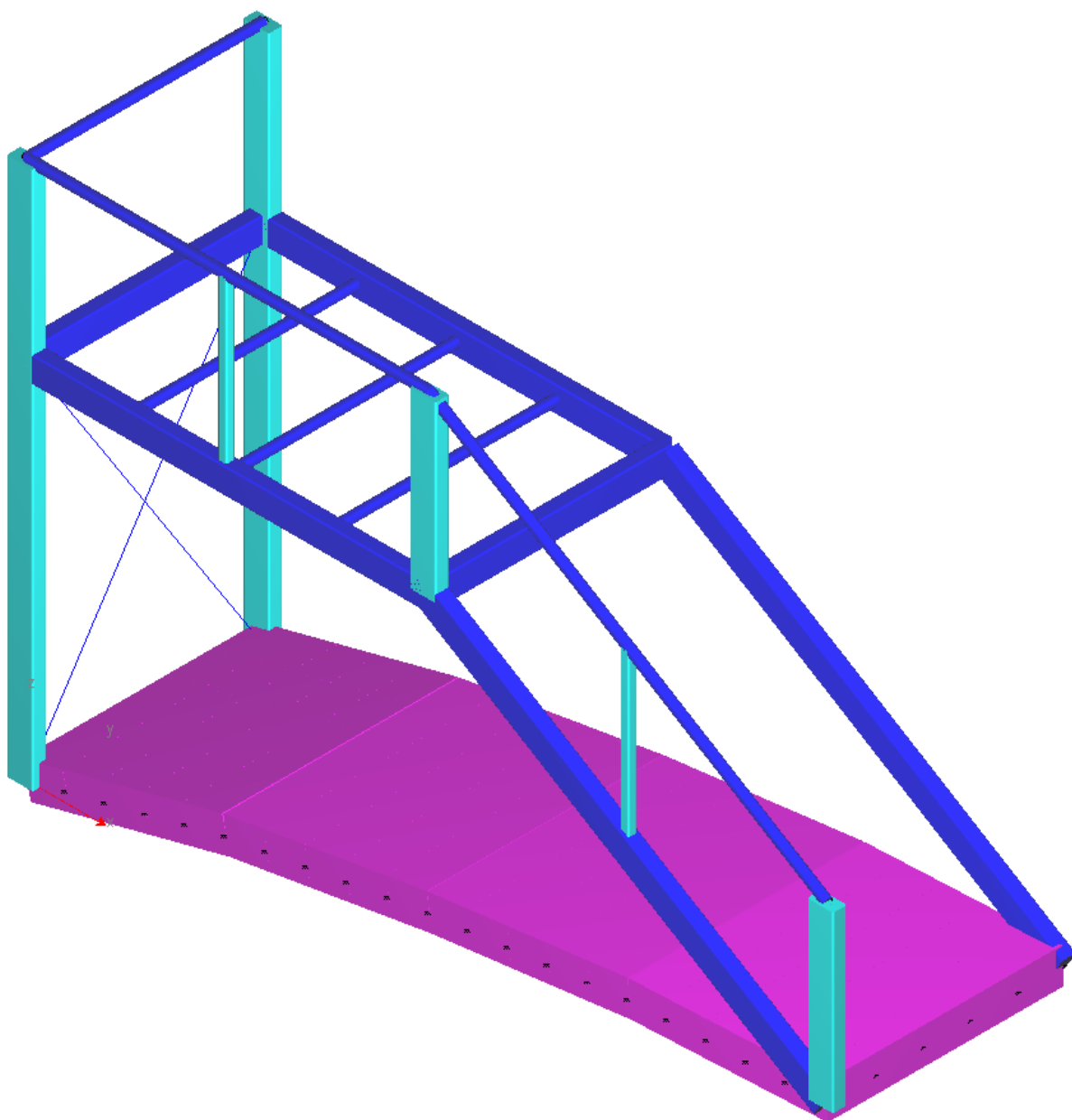
luce di calcolo	snellezza	$\kappa$ per mensola	$\rho$	$\rho'$	$A_{s,eff}/A_{s,calc}$	val. limite
1.58 m	7.88	0.40	0.0038	0.0038	2.00	14.09

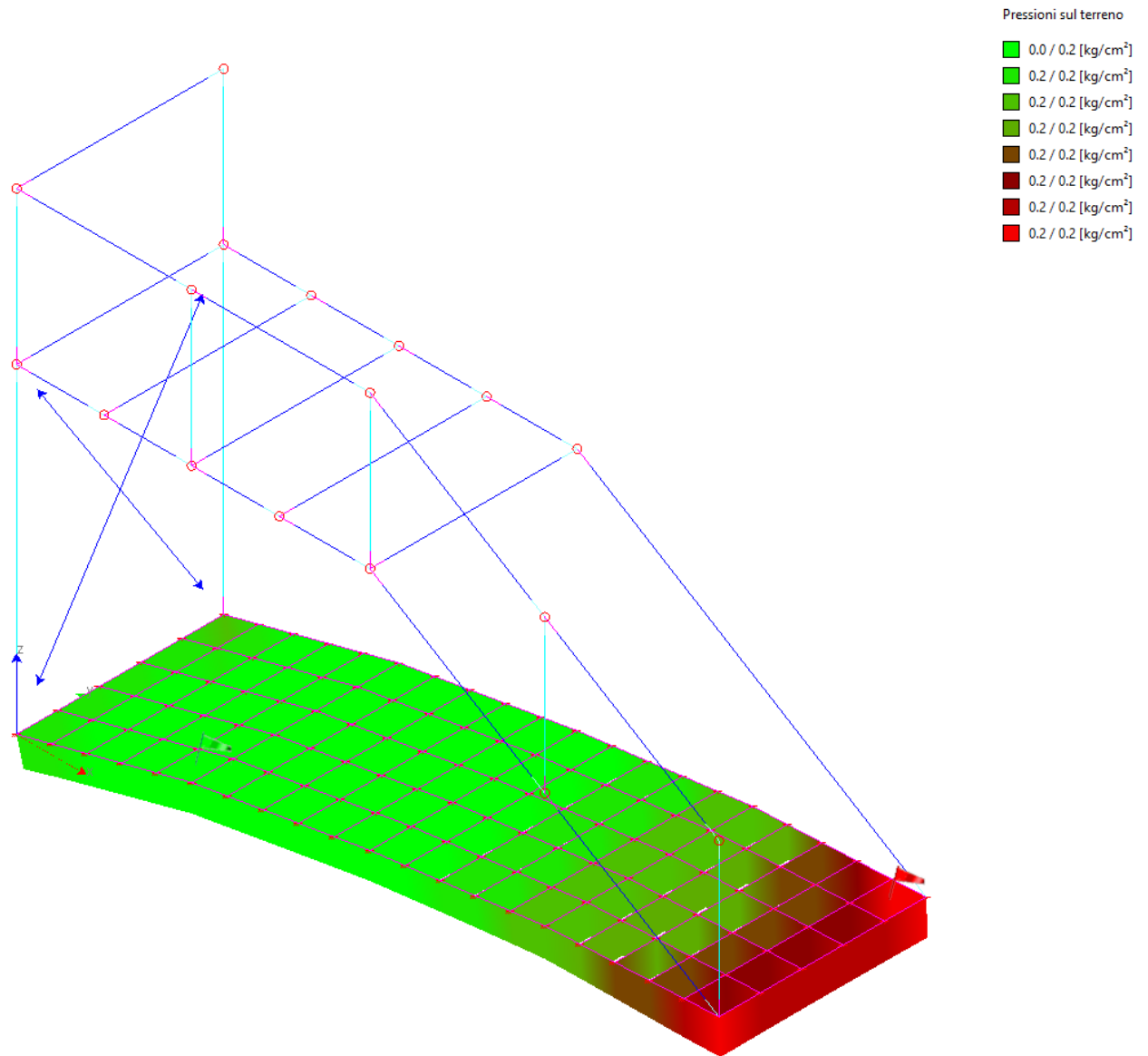
## Scarichi sulle strutture ( non combinati)

Tot. $G_1 + G_2$	3938 dN/m	Computi	armatura principale =	36 dN/m	c.a.=	0.3 mc/m
Tot. $Q_k$	0 dN/m	armatura di ripartizione =	6 dN/m	incidenza =	148 dN/mc	
Tot. Gen.	3938 dN/m	Tot. Per 1 mt. di prof.	44 dN/m	casseri=	1.7 mq/m	

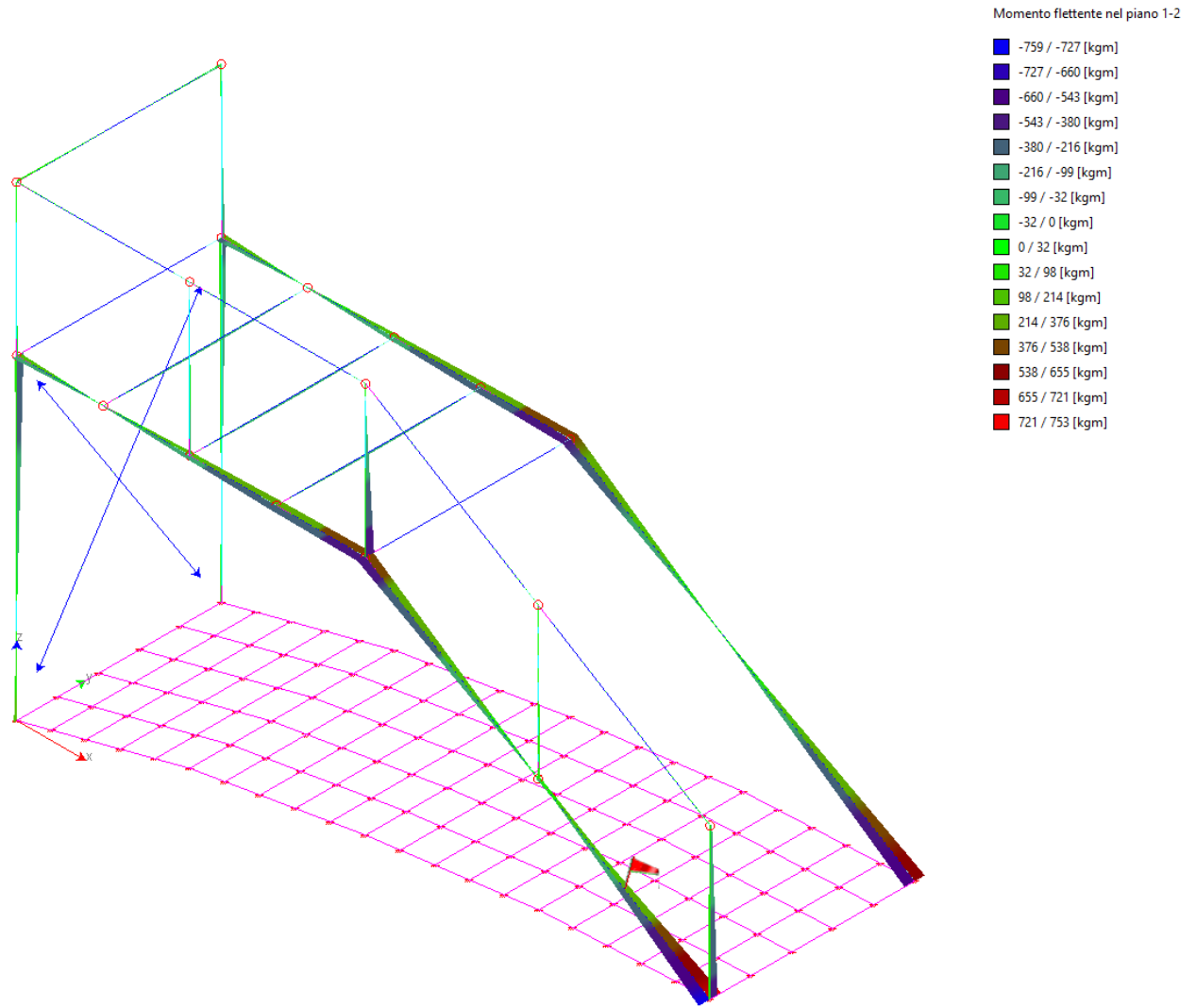
## 24.5 Calcolo e verifica scala in acciaio esterna

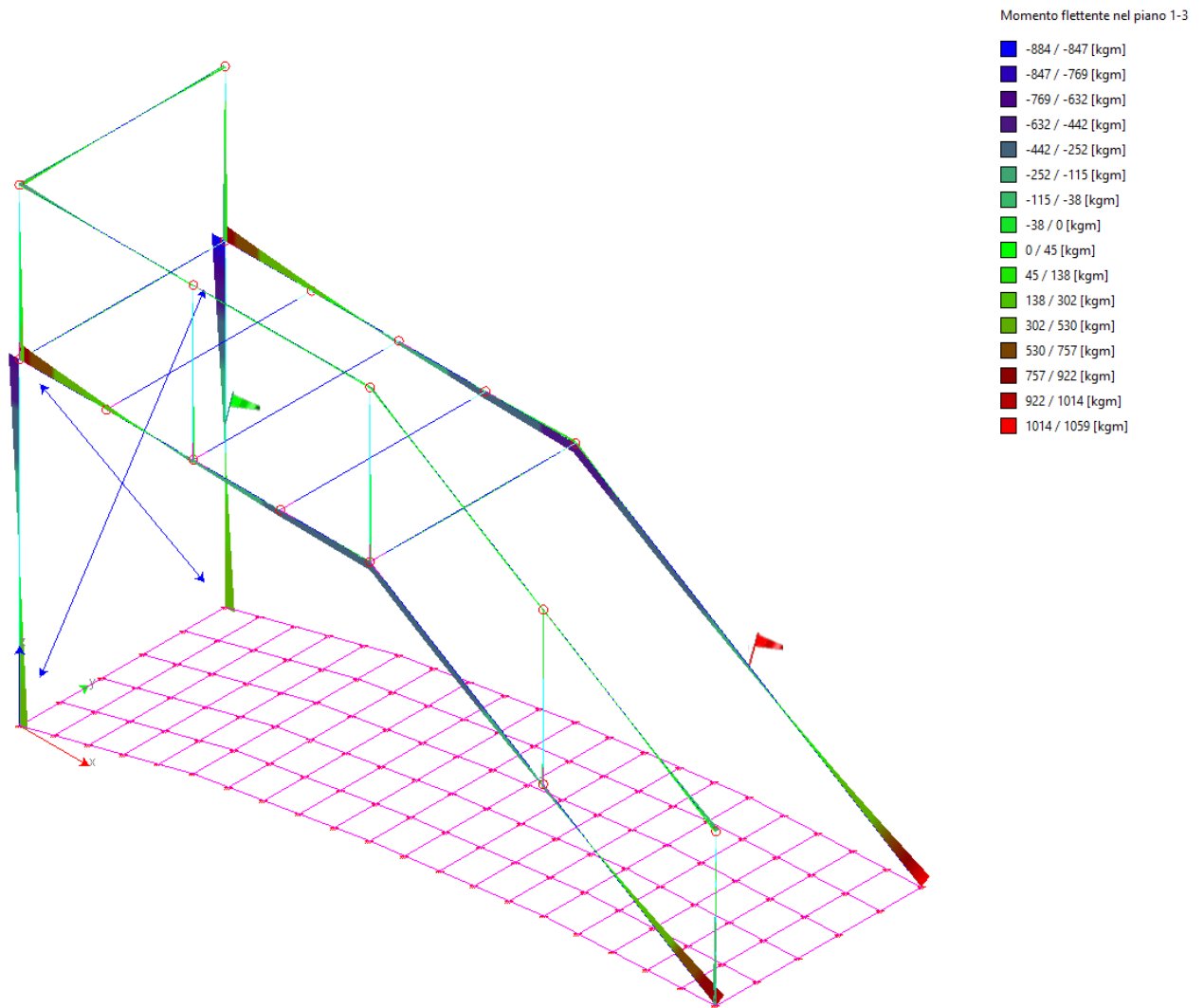


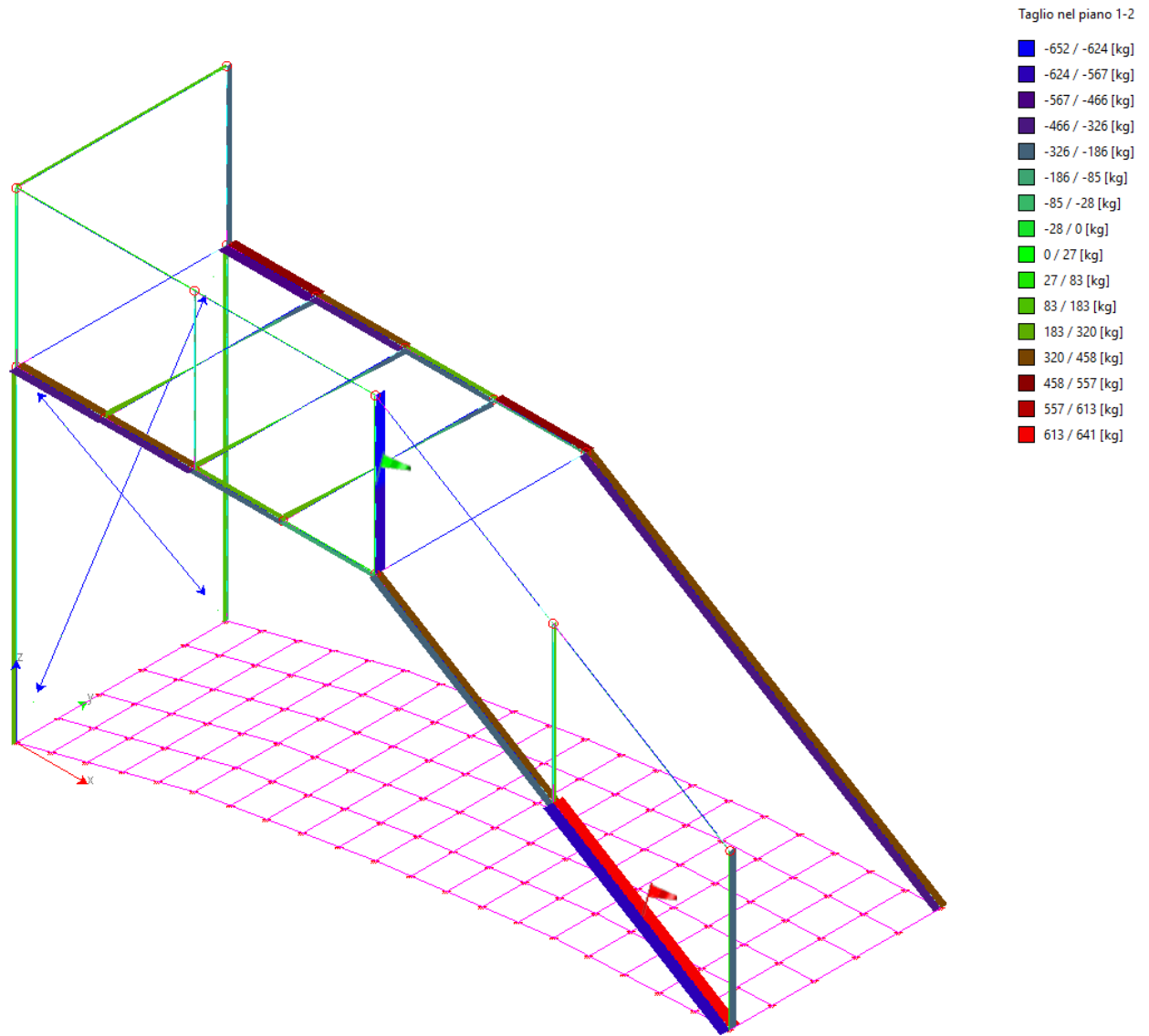


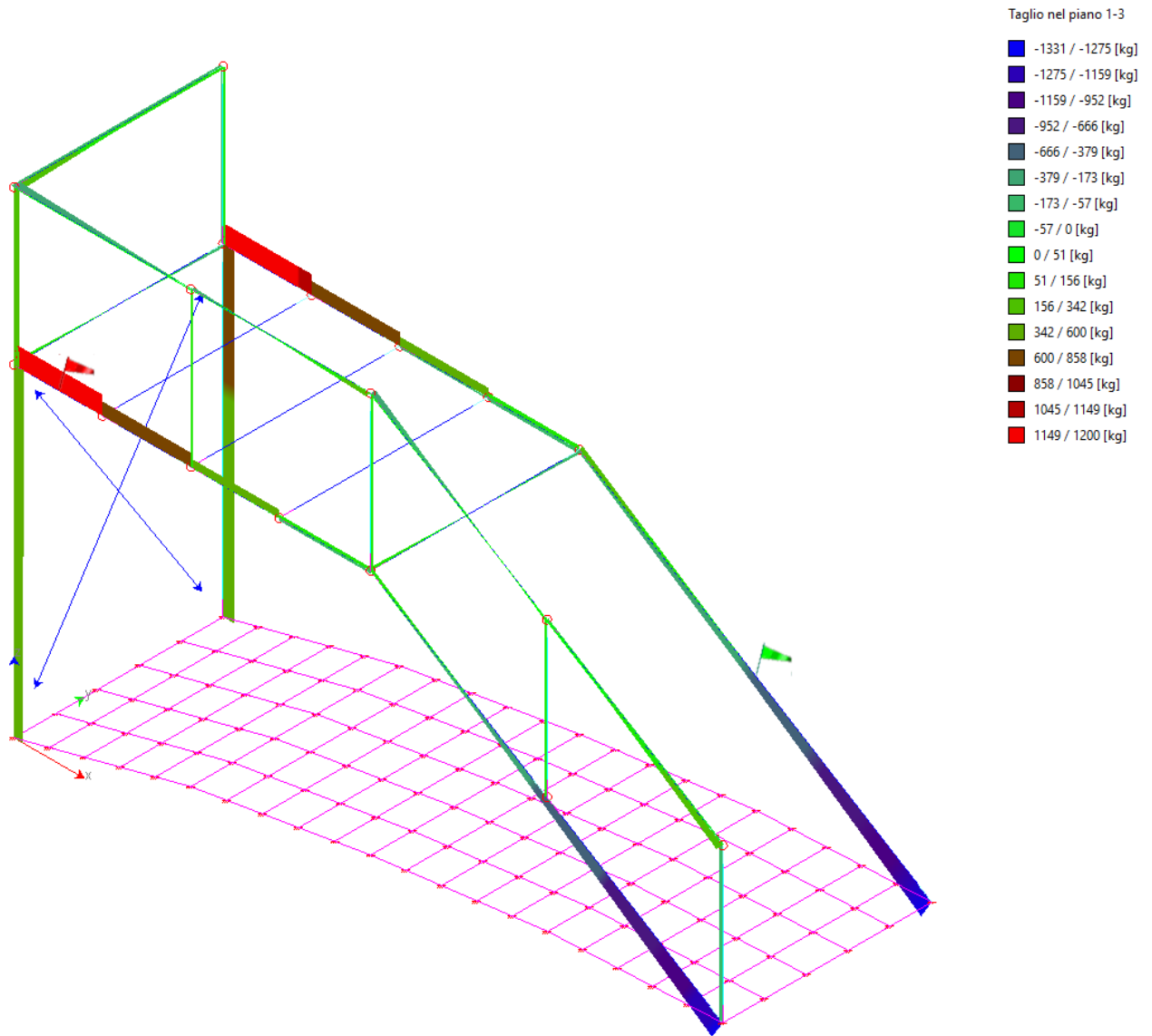


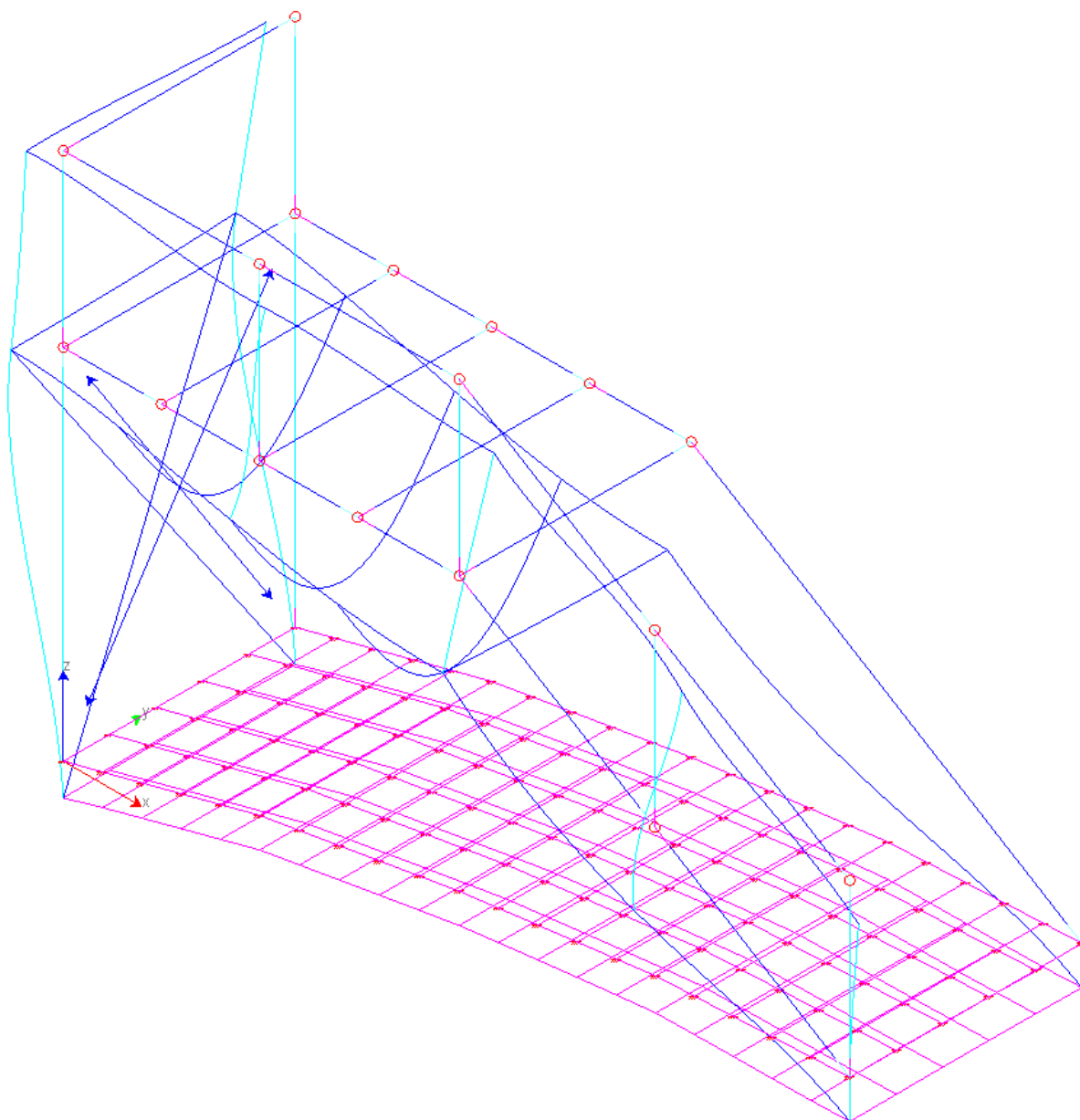












## 24.5.1 Verifiche elementi in acciaio

1068 Scala esterna.dt - 18 June 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 1 AL NODO 130 / Sez. 1 Tubi Ret H 150 x 80 x 5

DATI GENERALI

Luce dell'asta	2.100	[m]
Sezione numero	1	Tubi Ret H 150 x 80 x 5
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

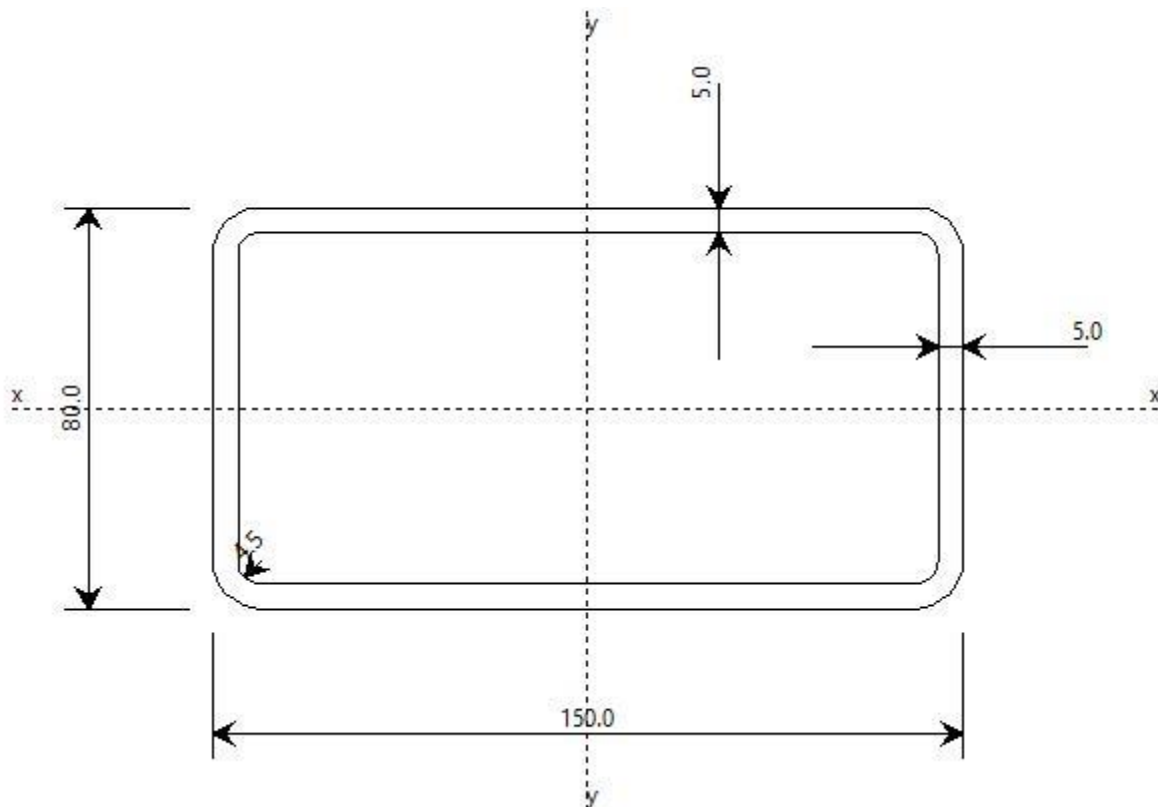
Materiale Acciaio S 235 (FE 360)

$f_y$	2350.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_u$	3600.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon$	1.00	

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{M0}$	1.10	
$\gamma_{M1}$	1.10	
$\gamma_{M2}$	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : Tubi Ret H 150 x 80 x 5



Area	21.39 [cm <sup>2</sup> ]	A.Traz	21.39 [cm <sup>2</sup> ] (L collegamento 0.0 [mm])
Jx	231 [cm <sup>4</sup> ]	ix	3.283 [cm]
Wx	58 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	66 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	616 [cm <sup>4</sup> ]	iy	5.366 [cm]
Wy	82 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	102 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	538 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	549 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Tubo quadro

B	150.0	[mm]
H	80.0	[mm]

tb	5.0	[mm]
tw	5.0	[mm]
r	4.5	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione Mx : 1

Flessione My : 1

Nelle verifiche a trazione  $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{tk} / \gamma_z$   $\beta = 0.90$

#### VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area <sub>eff</sub>	21.39	[cm <sup>2</sup> ]
W <sub>x,eff</sub>	66	[cm <sup>3</sup> ]
W <sub>y,eff</sub>	102	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	1	
Ascissa	2.100	[m]
N <sub>D</sub>	1274 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.03
M <sub>x,D</sub>	40 [kgm]	M <sub>x,D</sub> /M <sub>x,R</sub> =0.03
M <sub>y,D</sub>	-726 [kgm]	M <sub>y,D</sub> /M <sub>y,R</sub> =0.33
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.33	<b>VERIFICATA</b>

#### VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	2.100	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.283	[cm]
Snellezza	63.96	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.68	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.74	
Azione assiale	2532 [kg]	Combinazione 4
N <sub>SD</sub> /N <sub>SR</sub>	0.08	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	2.100	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	5.366	[cm]
Snellezza	39.14	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.42	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.89	
Azione assiale	2532 [kg]	Combinazione 4
N <sub>SD</sub> /N <sub>SR</sub>	0.06	<b>VERIFICATA</b>

#### VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

**Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.**

Sezione in classe	1	
Area <sub>eff</sub>	21.39	[cm <sup>2</sup> ]
W <sub>x,eff</sub>	66	[cm <sup>3</sup> ]
W <sub>y,eff</sub>	102	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	4	
N <sub>D</sub>	2449 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.07
M <sub>x,D</sub>	442 [kgm]	M <sub>x,D</sub> /M <sub>x,R</sub> =0.31
M <sub>y,D</sub>	610 [kgm]	M <sub>y,D</sub> /M <sub>y,R</sub> =0.16
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.55	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	2.100	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	

$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	3.283	[cm]
Snellezza	63.96	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.68	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.74	
Azione assiale	2449 [kg]	Combinazione 4

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	2.100	[m]
$\beta$ ( $L_c = \beta L_{\text{Netta}}$ )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	5.366	[cm]
Snellezza	39.14	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.42	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.89	
Azione assiale	2449 [kg]	Combinazione 4

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	$\lambda$	$\chi$	$\mu$	$C_m$
1-2	0.68	0.74	0.99	0.987 NON Lineare
1-3	0.42	0.89	1.00	0.994 NON Lineare

Fattori di Interazione

$a_{LT}$	0.00	$b_{LT}$	0.00
$c_{LT}$	0.00	$d_{LT}$	0.00
$e_{LT}$	0.00		
$C_{22}(yy)$	1.00	$C_{23}(yz)$	1.00
$C_{32}(zy)$	0.99	$C_{33}(zz)$	1.01
$k_{22}(yy)$	1.00	$k_{23}(yz)$	0.57
$k_{32}(zy)$	0.59	$k_{33}(zz)$	0.99

1068 Scala esterna.dt - 18 June 2023 - WinStrand (Service Pack 063)  
 VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 128 AL NODO 140 / Sez. 2 Tubi Quadri 50 x 4  
 DATI GENERALI

Luce dell'asta	1.000	[m]
Sezione numero	2	Tubi Quadri 50 x 4
$\beta_{1-2}/\alpha$	1.00	
$\beta_{1-3}/\gamma$	1.00	

Materiale Acciaio S 235 (FE 360)

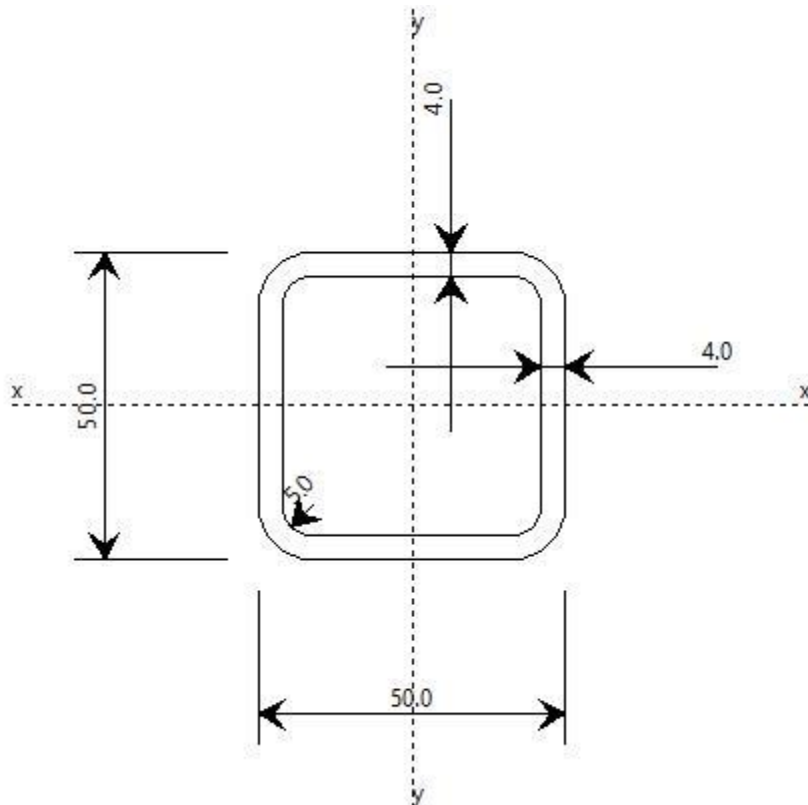
$f_y$	2350.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_u$	3600.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon$	1.00	

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{M0}$	1.10	
$\gamma_{M1}$	1.10	
$\gamma_{M2}$	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : Tubi Quadri 50 x 4





Area	6.87 [cm <sup>2</sup> ]	A.Traz	6.87 [cm <sup>2</sup> ] (L collegamento 0.0 [mm])
Jx	23 [cm <sup>4</sup> ]	ix	1.840 [cm]
Wx	9 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	12 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	23 [cm <sup>4</sup> ]	iy	1.840 [cm]
Wy	9 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	12 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	40 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	0 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Tubo quadro

B	50.0	[mm]
H	50.0	[mm]
tb	4.0	[mm]
tw	4.0	[mm]
r	5.0	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione Mx : 1

Flessione My : 1

Nelle verifiche a trazione  $N_{u,Rd} = \beta A_{tr} f_{t,k} / \gamma_2$   $\beta = 0.90$

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area <sub>eff</sub>	6.87	[cm <sup>2</sup> ]
W <sub>x,eff</sub>	12	[cm <sup>3</sup> ]
W <sub>y,eff</sub>	12	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	4	
Ascissa	0.000	[m]
N <sub>0</sub>	63 [kg]	N <sub>0</sub> /N <sub>R</sub> =0.00
M <sub>x,D</sub>	150 [kgm]	M <sub>x,D</sub> /M <sub>x,R</sub> =0.61

$M_{y,D}$	67 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.27$
$S_D/S_R$	0.61	<b>VERIFICATA</b>

**VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / *Profilo Singolo*

Luce	1.000	[m]
$\beta$ ( $L_c = \beta L_{Netta}$ )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	1.840	[cm]
Snellezza	54.35	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.58	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.80	
Azione assiale	74 [kg]	Combinazione 2
$N_{SD}/N_{SR}$	0.01	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / *Profilo Singolo*

Luce	1.000	[m]
$\beta$ ( $L_c = \beta L_{Netta}$ )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	1.840	[cm]
Snellezza	54.35	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.58	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.80	
Azione assiale	74 [kg]	Combinazione 2
$N_{SD}/N_{SR}$	0.01	<b>VERIFICATA</b>

**VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE****Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.**

Sezione in classe	1	
$Area_{eff}$	6.87	[cm <sup>2</sup> ]
$W_{x,eff}$	12	[cm <sup>3</sup> ]
$W_{y,eff}$	12	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	4	
$N_D$	63 [kg]	$N_D/N_R=0.01$
$M_{x,D}$	150 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.46$
$M_{y,D}$	67 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.10$
$S_D/S_R$	0.57	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / *Profilo Singolo*

Luce	1.000	[m]
$\beta$ ( $L_c = \beta L_{Netta}$ )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	1.840	[cm]
Snellezza	54.35	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.58	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.80	
Azione assiale	63 [kg]	Combinazione 4

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / *Profilo Singolo*

Luce	1.000	[m]
$\beta$ ( $L_c = \beta L_{Netta}$ )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia $i$	1.840	[cm]
Snellezza	54.35	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.58	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.80	
Azione assiale	63 [kg]	Combinazione 4

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	$\lambda$	$X$	$\mu$	$C_m$
1-2	0.58	0.80	1.00	0.758 Lineare
1-3	0.58	0.80	1.00	0.640 Lineare

Fattori di Interazione

$a_{LT}$	0.00	$b_{LT}$	0.00
$c_{LT}$	0.00	$d_{LT}$	0.00
$e_{LT}$	0.00		
$C_{22} (yy)$	1.00	$C_{23} (yz)$	1.00
$C_{32} (zy)$	1.00	$C_{33} (zz)$	1.00
$k_{22} (yy)$	0.76	$k_{23} (yz)$	0.38
$k_{32} (zy)$	0.45	$k_{33} (zz)$	0.64

1068 Scala esterna.dt - 18 June 2023 - WinStrand (Service Pack 063)  
 VERIFICHE TRAVE DAL NODO 121 AL NODO 121 / Sez. 1 Tubi Ret H 150 x 80 x 5  
 DATI GENERALI

Luce dell'asta	1.340	[m]
Sezione numero	1	Tubi Ret H 150 x 80 x 5
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

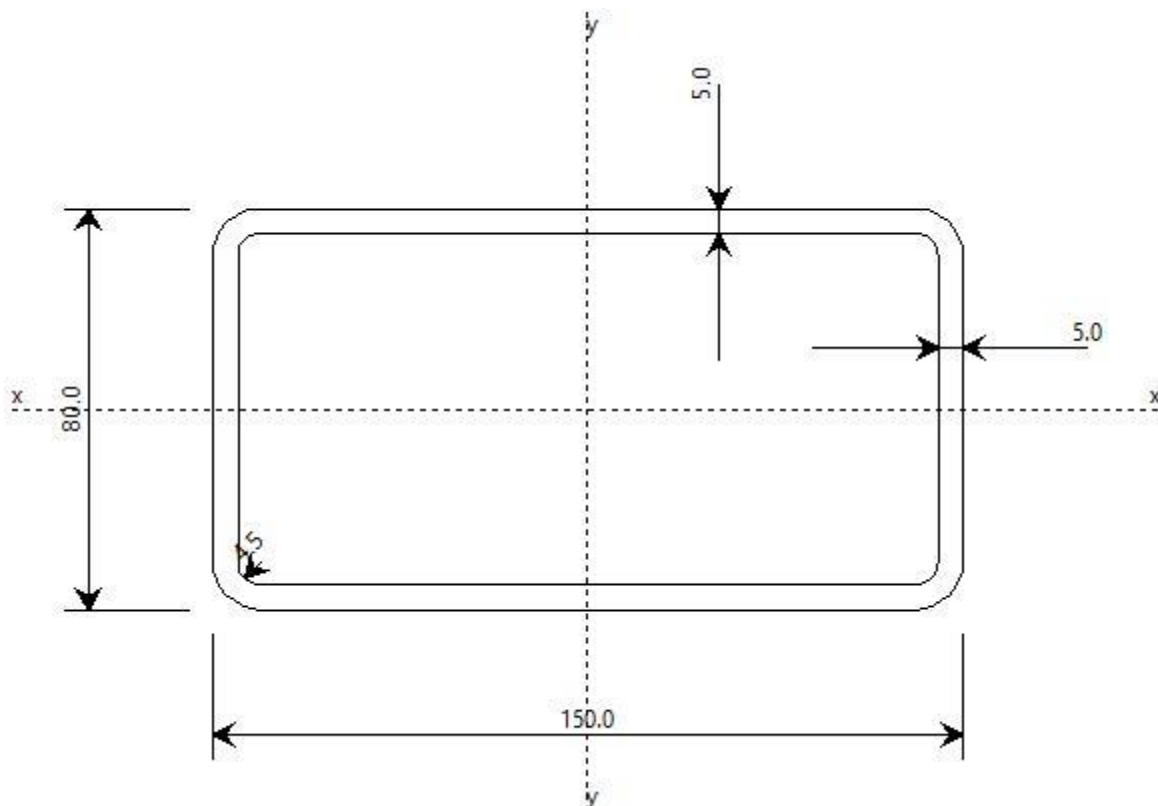
Materiale Acciaio S 235 (FE 360)

$f_y$	2350.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_u$	3600.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon$	1.00	

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{M0}$	1.10	
$\gamma_{M1}$	1.10	
$\gamma_{M2}$	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : Tubi Ret H 150 x 80 x 5



Area	21.39 [cm <sup>2</sup> ]	A.Traz	21.39 [cm <sup>2</sup> ] (L collegamento 0.0 [mm])
Jx	231 [cm <sup>4</sup> ]	ix	3.283 [cm]
Wx	58 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	66 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	616 [cm <sup>4</sup> ]	iy	5.366 [cm]

Wy	82 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	102 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	538 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	549 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Tubo quadro

B	150.0	[mm]
H	80.0	[mm]
tb	5.0	[mm]
tw	5.0	[mm]
r	4.5	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione Mx : 1

Flessione My : 1

Nelle verifiche a trazione  $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{tk} / \gamma_z$   $\beta = 0.90$

#### VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area <sub>eff</sub>	21.39	[cm <sup>2</sup> ]
W <sub>x,eff</sub>	66	[cm <sup>3</sup> ]
W <sub>y,eff</sub>	102	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	13	
Ascissa	1.340	[m]
N <sub>D</sub>	972 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.02
M <sub>x,D</sub>	-759 [kgm]	M <sub>x,D</sub> /M <sub>x,R</sub> =0.54
M <sub>y,D</sub>	336 [kgm]	M <sub>y,D</sub> /M <sub>y,R</sub> =0.15
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.54	<b>VERIFICATA</b>

#### VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	1.340	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.283	[cm]
Snellezza	40.81	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.43	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.88	
Azione assiale	1306 [kg]	Combinazione 1
N <sub>SD</sub> /N <sub>SR</sub>	0.03	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	1.340	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	5.366	[cm]
Snellezza	24.97	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.27	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.97	
Azione assiale	1306 [kg]	Combinazione 1
N <sub>SD</sub> /N <sub>SR</sub>	0.03	<b>VERIFICATA</b>

#### VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

**Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.**

Sezione in classe	1	
Area <sub>eff</sub>	21.39	[cm <sup>2</sup> ]
W <sub>x,eff</sub>	66	[cm <sup>3</sup> ]

Wy <sub>eff</sub>	102	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	36	
N <sub>D</sub>	231 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.01
M <sub>x,D</sub>	753 [kgm]	M <sub>x,D</sub> /M <sub>x,R</sub> =0.41
M <sub>y,D</sub>	679 [kgm]	M <sub>y,D</sub> /M <sub>y,R</sub> =0.18
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.59	<b>VERIFICATA</b>

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / *Profilo Singolo*

Luce	1.340	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.283	[cm]
Snellezza	40.81	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.43	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.88	
Azione assiale	231 [kg]	Combinazione 36

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / *Profilo Singolo*

Luce	1.340	[m]
$\beta$ (Lc= $\beta$ L <sub>Netta</sub> )	1.00	
$\beta_A$	1.00	
Raggio d'inerzia i	5.366	[cm]
Snellezza	24.97	
Snellezza ridotta $\lambda$	0.27	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione $\chi$	0.97	
Azione assiale	231 [kg]	Combinazione 36

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	$\lambda$	$\chi$	$\mu$	$C_m$
1-2	0.43	0.88	1.00	0.761 Lineare
1-3	0.27	0.97	1.00	1.000 NON Lineare

Fattori di Interazione

a <sub>L,T</sub>	0.00	b <sub>L,T</sub>	0.00
c <sub>L,T</sub>	0.00	d <sub>L,T</sub>	0.00
e <sub>L,T</sub>	0.00		
C <sub>22</sub> (yy)	1.00	C <sub>23</sub> (yz)	1.00
C <sub>32</sub> (zy)	1.00	C <sub>33</sub> (zz)	1.00
k <sub>22</sub> (yy)	0.76	k <sub>23</sub> (yz)	0.57
k <sub>32</sub> (zy)	0.44	k <sub>33</sub> (zz)	1.00

1068 Scala esterna.dt - 18 June 2023 - WinStrand (Service Pack 063)  
 VERIFICHE BIELLA DAL NODO 1 AL NODO 135 / Sez. 1 Tondini ø16  
 DATI GENERALI

Luce dell'asta	2.502	[m]
Sezione numero	1	Tondini ø16
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

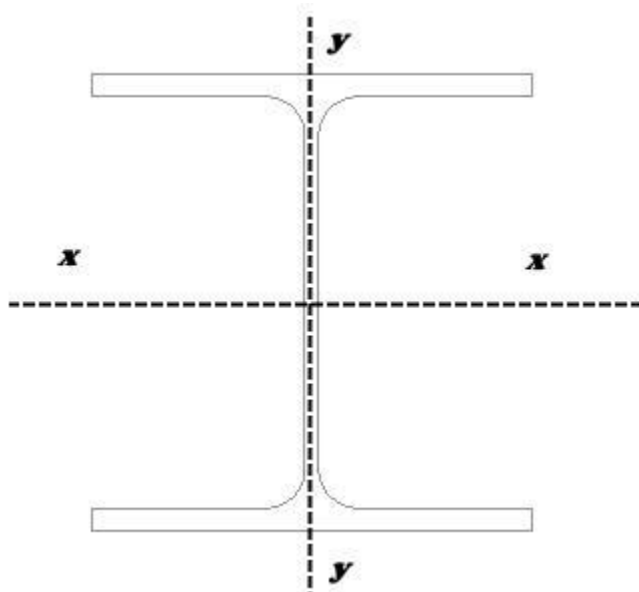
Materiale Acciaio S 235 (FE 360)

f <sub>y</sub>	2350.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
f <sub>u</sub>	3600.0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
ε	1.00	

Coefficienti di sicurezza:

γ <sub>M0</sub>	1.10	
γ <sub>M1</sub>	1.10	
γ <sub>M2</sub>	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : Tondini ø16



Area	2.01 [cm <sup>2</sup> ]	A.Traz	2.01 [cm <sup>2</sup> ] (L collegamento 0.0 [mm])
Jx	0 [cm <sup>4</sup> ]	ix	0.400 [cm]
Wx	0 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	1 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	0 [cm <sup>4</sup> ]	iy	0.400 [cm]
Wy	0 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	1 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	1 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	1 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

**Attenzione!** Profilo per il quale la classificazione non è implementata! Si assume, per ogni tipo di verifica che il profilo sia in **classe 3**

#### VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	3	
Area <sub>eff</sub>	2.01	[cm <sup>2</sup> ]
Combinazione critica	31	
Ascissa	0.000	[m]
N <sub>D</sub>	1311 [kg]	N <sub>D</sub> /N <sub>R</sub> =0.31
S <sub>D</sub> /S <sub>R</sub>	0.31	<b>VERIFICATA</b>

N:\Documenti\Archivio\1068 Cinema Paradiso\1068 Esecutivo 2023\1068 Calcoli\1068 Scala esterna.dt - 18 June 2023 - WinStrand (Service Pack 063)

Percentuale di sfruttamento dei profilati metallici

Distribuzione degli elementi (n. di elementi in ogni campo)

#### Elementi Pilastro

Sezione Numero	Sezione tipo	Sd/Sr ≤ 70%	Sd/Sr ≤ 99%	Sd/Sr ≤ 100%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%
1	Tubi Ret H 150 x 80 x 5	100.00 (6)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)
2	Tubi Quadri 50 x 4	100.00 (3)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)

#### Elementi Trave

Sezione Numero	Sezione tipo	Sd/Sr ≤ 70%	Sd/Sr ≤ 99%	Sd/Sr ≤ 100%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%
1	Tubi Ret H 150 x 80 x 5	100.00 (13)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)

#### Elementi Biella

Sezione Numero	Sezione tipo	Sd/Sr ≤ 70%	Sd/Sr ≤ 99%	Sd/Sr ≤ 100%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%	Sd/Sr ≤ 1000%
1	Tondini ø16	100.00 (2)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)

Elementi maggiormente sollecitati  
Elementi Pilastro

Sezione	Min Elemento nodi	Min $S_o/S_R$	Max Elemento nodi	Max $S_o/S_R$
1 Tubi Ret H 150 x 80 x 5	130 141	0.16	1 130	0.55
2 Tubi Quadri 50 x 4	121 129	0.21	128 140	0.61

Elementi Trave

Sezione	Min Elemento nodi	Min $S_o/S_R$	Max Elemento nodi	Max $S_o/S_R$
1 Tubi Ret H 150 x 80 x 5	130 135	0.03	128 121	0.59

Elementi Biella

Sezione	Min Elemento nodi	Min $S_o/S_R$	Max Elemento nodi	Max $S_o/S_R$
1 Tondini $\varnothing 16$	130 6	0.30	1 135	0.31

#### 24.5.2 Verifica Elementi in c.a

En.Ex.Sys. WinStrand

Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla:

WinStrand

Piattaforma software:

Microsoft Windows 10

Documentazione in uso:

Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare

Elementi finiti implementati

Truss.

Beam (Modellazione di Travi e Pilastrini).

Travi su suolo elastico alla Winckler.

Plinti su suolo elastico alla Winckler.

Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.

Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.

Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

Schemi di Carico

Carichi nodali concentrati.

Carichi applicati direttamente agli elementi.

Carichi Superficiali.

Tipo di Risoluzione

Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.

Fattorizzazione LDL<sup>T</sup>.

Analisi Statica:

modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.

ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).

Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante *subspace iteration* oppure tramite il *metodo dei vettori di Ritz*):

Via statica equivalente.

Modale con il metodo dello spettro di risposta.

Normativa di riferimento

La normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

D.M. del 17 Gennaio 2018 *"Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»"*

Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 *"Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*

D.M. del 14 Gennaio 2008 *"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"*

Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*

Ordinanza n. 3316. *"Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003"*

D.M. del 16 Gennaio 1996. *"Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»"*.

D.M. del 16 Gennaio 1996. *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*

D.M. del 9 Gennaio 1996. *"Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.

D.M. del 14 Febbraio 1992. *"Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.

D.M. del 3 Ottobre 1978. *"Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.



D.M. del 3 Marzo 1975. *"Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*.

D.M. del 3 Marzo 1975. *"Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*.

Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*.

Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"*.

*Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni.* (C.N.R. 10012/85)

Verifiche lastre/piastre

Modalità di verifica

Gli elementi lastra/piastra possono essere distinti in due categorie in funzione dello stato di sollecitazione: elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione semplice (flessione o tensionale a membrana);

elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto (flessionale e tensionale a membrana).

Le verifiche per stato di sollecitazione semplice sono svolte proiettando le armature lungo le direzioni principali e effettuando la verifica a flessione retta/membrana lungo tali direzioni.

Per gli elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto, le direzioni principali variano, lungo lo sviluppo  $z$  dell'elemento, in modo continuo. Il codice di verifica procede a:

suddivisione dell'elemento in strati di 1 cm di spessore;

valutazione, per ogni strato, del corrispondente stato di deformazione e tensione membranale;

ricostruzione, per sovrapposizione dei vari strati membranali, del comportamento globale dell'elemento soggetto allo stato misto di presso-flessione.

L'Utente può definire delle sezioni trasversali, per le quali le sollecitazioni sono valutate mediando integrazione sulla lunghezza della sezione

Nella determinazione della matrice di rigidezza degli strati di cls, si assume:

Metodo T.A.: il calcestruzzo in compressione è assunto indefinitamente elastico lineare mentre, in trazione, si può assumere (opzionalmente) che sia in grado di assumere una trazione compresa fra 0 e  $f_{ct}$ , essendo  $f_{ct}$  la resistenza a trazione del calcestruzzo definita dall'EC2;

Metodo S.L.U.: il metodo impiegato è quello noto come MCFT acronimo di "Modified Compression Field Method", sviluppato presso l'Università di Toronto da Collins e Del Vecchio a partire dagli anni '80. Il metodo, nella forma implementata, assume per la curva monoassiale tensione-deformazioni del cls quanto previsto dall'EC2;

La verifica a punzonamento può essere condotta considerando o non considerando autoequilibrate le tensioni nel terreno sotto il cono di punzonamento. L'angolo di diffusione è fissato dall'utente.

I copriferri indicati sono da intendersi riferiti al centro delle barre resistenti.

Simbologia utilizzata T.A.:

$\sigma_{amm}$

Tensione ammissibile

$\sigma_{amm,Trazione}$

Tensione ammissibile di trazione cls

$\sigma_{cls,1}$

Tensione cls direzione 1

$\sigma_{cls,2}$

Tensione cls direzione 2

$\sigma_{acciaio,1}$

Tensione acciaio direzione 1

$\sigma_{acciaio,2}$

Tensione acciaio direzione 2

$cf_{x,Eq}$

Copriferro in direzione x

$Af_x$

Armatura in direzione x

$cf_{y,Eq}$

Copriferro in direzione y

$Af_y$

Armatura in direzione y

$N_x, N_y, N_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}$

Componenti di sollecitazione esterna

$N_{11}, N_{22}, M_{11}, M_{22}, M_{12}$

Componenti di sollecitazione principali

$\alpha$

Angolo direzioni principali

$d$

Distanza a cui è calcolato il perimetro critico

$\tau_{b,0}$

Tensione ammissibile a taglio elementi privi di armatura a taglio

$\tau_{b,1}$

Tensione ammissibile a taglio elementi con armatura a taglio

$N, M_x, M_y$

Sollecitazione esterna verifica a punzonamento

$\tau$

Tensione tangenziale massima

Simbologia utilizzata S.L.:

$f_{yd}$

Tensione di snervamento di progetto barre armatura

$\epsilon_{ud}$

Deformazione uniforme ultima

$\epsilon_{yd}$

Deformazione al limite di snervamento

$f_{ck}$

Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cd}$

Tensione di calcolo a compressione di base

$\epsilon_{c2}$

Deformazione limite elastico

$\epsilon_y$

Deformazione limite ultimo

$f_{ctd}$

Tensione di calcolo a trazione di progetto

$\epsilon_{ctd}$

Deformazione al limite di trazione

$E_{cm}$

Modulo elastico

$cf_{x,Eq}$

Copriferro in direzione x

$Af_x$

Armatura in direzione x

$cf_{y,Eq}$

Copriferro in direzione y

$Af_y$

Armatura in direzione y

$N_x, N_y, N_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}$

Componenti di sollecitazione esterna

$N_{11}, N_{22}, M_{11}, M_{22}, M_{12}$

Componenti di sollecitazione principali

$\alpha$

Angolo direzioni principali

$Cr$

Coefficiente rottura  $S_D/S_R$

$\epsilon_x$ 

Deformazione acciaio direzione x

 $\epsilon_y$ 

Deformazione acciaio direzione y

 $\epsilon_{min}$ 

Deformazione minima cls

 $\epsilon_{max}$ 

Deformazione massima cls

 $\theta_{max}$ 

Angolo direzioni principali di deformazione

 $\sigma_{amm}$ 

Tensione ammissibile S.L.E. di riferimento

 $\sigma_x$ 

Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione x

 $\sigma_y$ 

Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione y

 $\sigma_{c,Max}$ 

Tensione massima nel cls nello S.L.E. di riferimento

d

Distanza a cui è calcolato il perimetro critico

 $C_{Rd,c}$ 

Coefficiente taglio resistente elementi privi di armatura a taglio

 $V_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd}$ 

Solllecitazione esterna verifica a punzonamento

 $B_x, B_y$ 

Dimensioni perimetro critico

 $\beta$ 

Angolo diffusione tensioni

 $V_{Ed}$ 

Tensione tangenziale sull'area critica

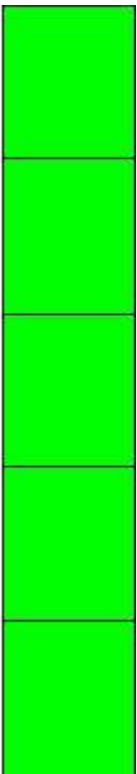
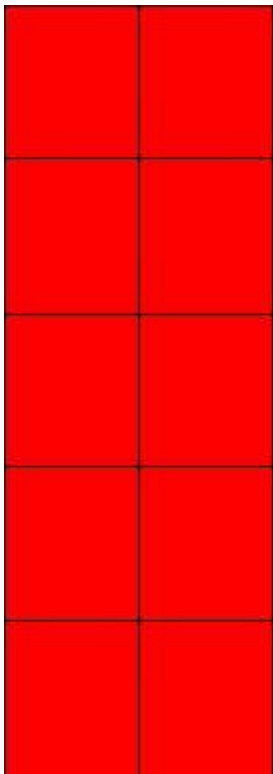
 $\rho$ 



Rapporto meccanico di armatura

 $V_{Rd,c}$ 

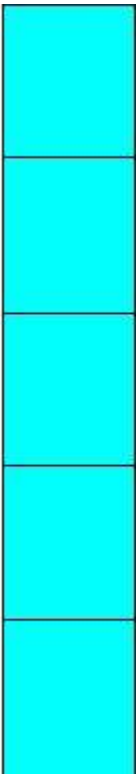
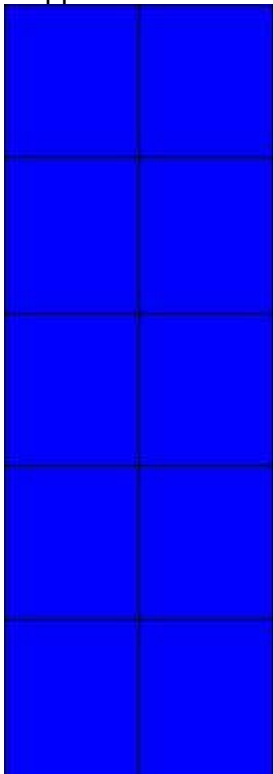
Taglio resistente elementi privi di armatura



Mappa armature di Estradosso



Colore	Armature
	top $\varnothing$ 12/20' X + $\varnothing$ 12/20' Y c=3.000 [cm]
	top $\varnothing$ 12/20' X + $\varnothing$ 12/20' Y c=3.000 [cm]

Mappa armature di Intradosso



Colore	Armature
	bottom $\varnothing$ 12/20' X + $\varnothing$ 12/20' Y c=3.000 [cm]
	bottom $\varnothing$ 12/20' X + $\varnothing$ 12/20' Y c=3.000 [cm]

Impostazioni di verifica  
Curva  $\sigma/\epsilon$  Calcestruzzo secondo:  
Hognestad

Modellazione softening (trazione/compressione)

$f_{cd,soft} = f_{cd} \cdot 0.9 / \sqrt{1 + 400 \cdot \epsilon_t}$  (Hognestad)

Modellazione compressione biassiale

$f_{cd,biaxial} = f_{cd} \cdot (1 + 3.8 \cdot \alpha) / (1.0 + \alpha)^2$  /  $\alpha = \epsilon_{c1} / \epsilon_{c2}$  (EC2 Ponti 6.110)

Curva  $\sigma/\epsilon$  Acciaio secondo:

Elastico plastico (EC2 standard)

Elementi più sollecitati per tipologia di sezione

Verifiche SLU Shell elemento nodi 31 38

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

$f_{yd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yd}$ ‰	$\epsilon_{ud}$ ‰
3913.0	1.86	67.00

Calcestruzzo C25/30

$f_{cd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{c2}$ ‰	$\epsilon_{cu}$ ‰	$f_{ctd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ctd}$ ‰	$E_{cm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
141.7	-2.00	-3.50	12.0	0.08	141666.7

Sezione

sezione 1 H=20.000 [cm]

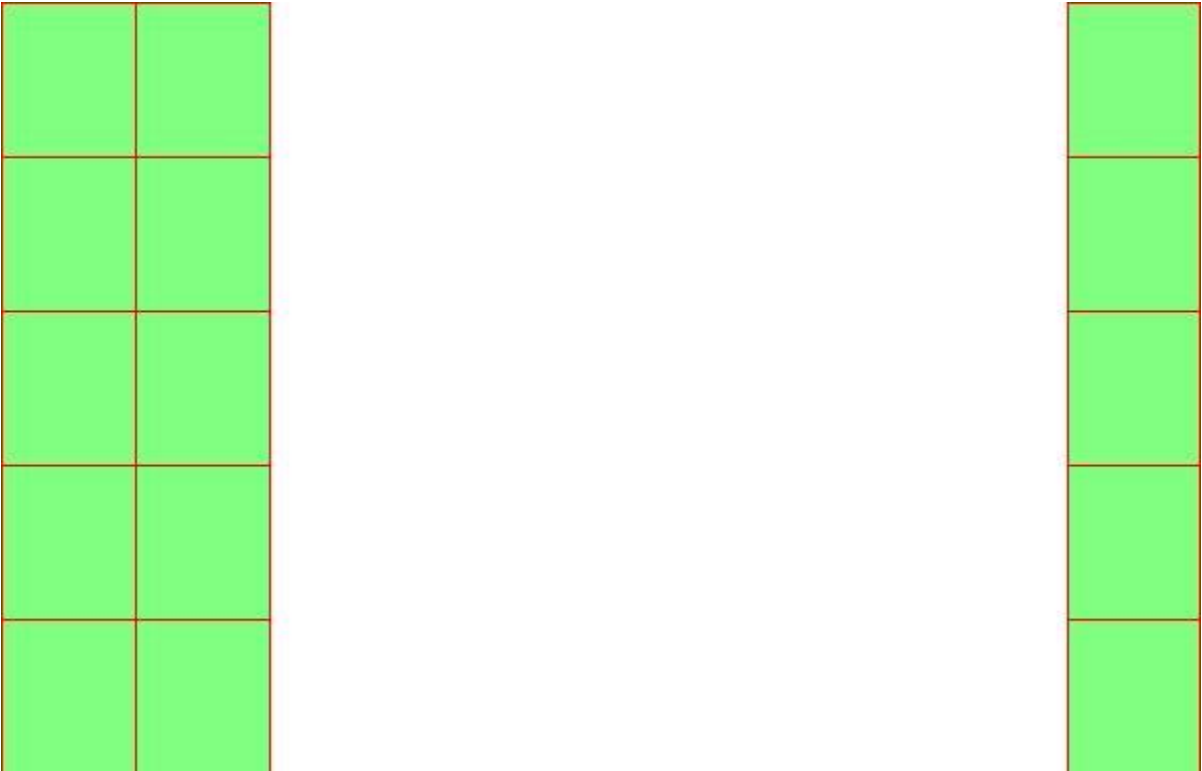
Estradosso				Intradosso			
$A_{fx}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{x,eq}$ [cm]	$A_{fy}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{y,eq}$ [cm]	$A_{fx}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{x,eq}$ [cm]	$A_{fy}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{y,eq}$ [cm]
5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000

Azioni di verifica combinazione 4 (0.119 0.136 [m])

$N_x$	4801	[kg/m]	$N_{11}$	5021	[kg/m]
$N_y$	541	[kg/m]	$N_{22}$	322	[kg/m]
$N_{xy}$	991	[kg/m]	$\alpha$	12.47	[°]
$M_{xx}$	46.78	[kgm/m]	$M_{11}$	50.99	[kgm/m]
$M_y$	-28.65	[kgm/m]	$M_{22}$	-32.86	[kgm/m]
$M_{xy}$	18.31	[kgm/m]	$\alpha$	12.94	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		$\theta$ [°]
		$\epsilon_s$ ‰	$\epsilon_y$ ‰	$\epsilon_{min}$ ‰	$\epsilon_{max}$ ‰	
0.13	Estradosso	65.761	1.423	83.616	-3.500	13.81
	Intradosso	12.543	1.243	1.202	-0.348	-87.94



70 %	99 %	100 %	1000 %	1000 %	1000 %	1000 %

Verifiche SLE Rare Shell elemento nodi 35 42  
Proprietà dei materiali  
Acciaio B 450 C

$f_{yd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yd}$ ‰	$\epsilon_{ud}$ ‰	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
3913.0	1.86	67.00	3600.0

Calcestruzzo C25/30

$f_{cd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{c2}$ ‰	$\epsilon_{cu}$ ‰	$f_{ctd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ctd}$ ‰	$E_{cm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
141.7	-2.00	-3.50	25.6	0.18	141666.7	150.0

## Sezione

sezione 1 H=20.000 [cm]

Estradosso				Intradosso			
$A_{f_i}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{i,eq}$ [cm]	$A_{f_j}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{j,eq}$ [cm]	$A_{f_i}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{i,eq}$ [cm]	$A_{f_j}$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{j,eq}$ [cm]
5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000

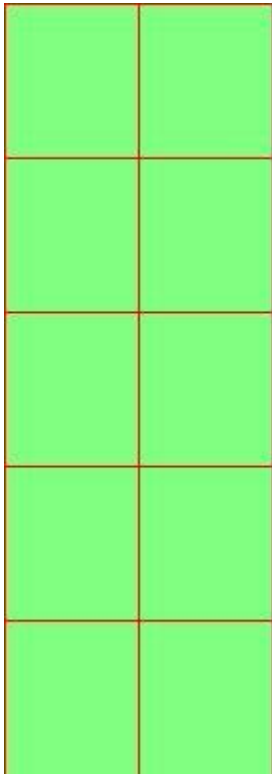
Azioni di verifica combinazione 37 (0.119 1.224 [m])

$N_x$	2819	[kg/m]	$N_{11}$	2820	[kg/m]
$N_y$	327	[kg/m]	$N_{22}$	326	[kg/m]
$N_{xy}$	-46	[kg/m]	$\alpha$	-1.06	[°]
$M_{ix}$	16.36	[kgm/m]	$M_{11}$	17.27	[kgm/m]
$M_{iy}$	-7.04	[kgm/m]	$M_{22}$	-7.96	[kgm/m]
$M_{xy}$	-4.72	[kgm/m]	$\alpha$	-10.99	[°]

## Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		$\sigma_x$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\theta$ [°]		
0.07	Estradosso	21.4	1.3	0.0	-3.56		
	Intradosso	17.2	3.1	0.0	2.99		





70 %	99 %	100 %	1000 %	1000 %	1000 %	1000 %

Verifiche SLE Frequenti Shell elemento nodi 31 38

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

$f_{yd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yd} \%$	$\epsilon_{ud} \%$	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
3913.0	1.86	67.00	4500.0

Calcestruzzo C25/30

$f_{cd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{cd} \%$	$\epsilon_{cu} \%$	$f_{ctd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ctd} \%$	$E_{cm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
141.7	-2.00	-3.50	25.6	0.18	141666.7	250.0

Sezione

sezione 1 H=20.000 [cm]

Estradosso				Intradosso			
$Af_x$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$Cf_{x,eq}$ [cm]	$Af_y$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$Cf_{y,eq}$ [cm]	$Af_x$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$Cf_{x,eq}$ [cm]	$Af_y$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$Cf_{y,eq}$ [cm]
5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000

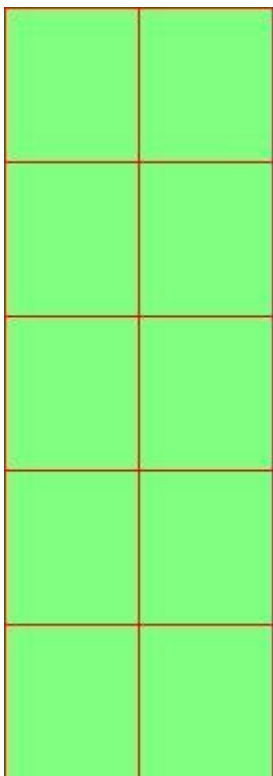
Azioni di verifica combinazione 41 (0.119 0.136 [m])

$N_x$	2178	[kg/m]	$N_{11}$	2178	[kg/m]
$N_y$	254	[kg/m]	$N_{22}$	254	[kg/m]
$N_{xy}$	-0	[kg/m]	$\alpha$	-0.01	[°]
$M_{xx}$	10.01	[kgm/m]	$M_{11}$	10.52	[kgm/m]
$M_y$	-4.73	[kgm/m]	$M_{22}$	-5.25	[kgm/m]
$M_{xy}$	2.81	[kgm/m]	$\alpha$	10.42	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		$\sigma_x$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\theta$ [°]		
0.05	Estradosso	16.2	1.1	0.0	2.11		
	Intradosso	13.6	2.3	0.0	-3.30		





70 %	99 %	100 %	1000 %	1000 %	1000 %	1000 %

Verifiche SLE Quasi Permanenti Shell elemento nodi 31 38  
Proprietà dei materiali  
Acciaio B 450 C

$f_{yd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yd}$ ‰	$\epsilon_{ud}$ ‰	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
3913.0	1.86	67.00	4500.0

Calcestruzzo C25/30

$f_{cd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{sd}\%$	$\epsilon_{cu}\%$	$f_{td}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ctd}\%$	$E_{cm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$w_{Max}$ mm
141.7	-2.00	-3.50	25.6	0.18	141666.7	112.5	0.30

Sezione

sezione 1 H=20.000 [cm]

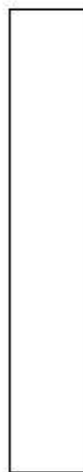
Estradosso				Intradosso			
$Af_x$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{x,eq}$ [cm]	$Af_y$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{y,eq}$ [cm]	$Af_x$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{x,eq}$ [cm]	$Af_y$ [cm <sup>2</sup> ] / m	$cf_{y,eq}$ [cm]
5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000	5.65	3.000

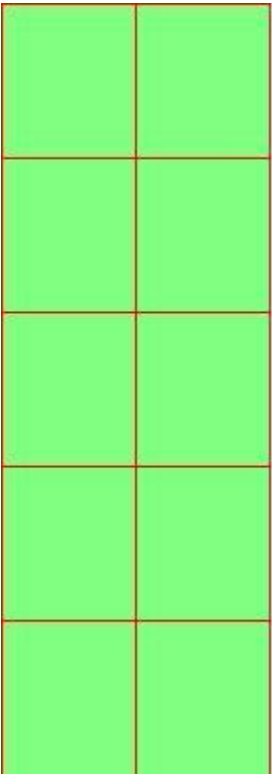
Azioni di verifica combinazione 45 (0.119 0.136 [m])

$N_x$	2016	[kg/m]	$N_{11}$	2016	[kg/m]
$N_y$	235	[kg/m]	$N_{22}$	235	[kg/m]
$N_{xy}$	1	[kg/m]	$\alpha$	0.02	[°]
$M_{xx}$	8.64	[kgm/m]	$M_{11}$	9.12	[kgm/m]
$M_y$	-4.37	[kgm/m]	$M_{22}$	-4.85	[kgm/m]
$M_{xy}$	2.55	[kgm/m]	$\alpha$	10.70	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		$\sigma_x$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\theta$ [°]		
0.05	Estradosso	14.9	1.0	0.0	2.12	NON Fessurato	0.000
	Intradosso	12.7	2.2	0.0	-3.16	NON Fessurato	0.000





70 %	99 %	100 %	1000 %	1000 %	1000 %	1000 %

[En.Ex.Sys. WinStrand](#)  
[Verifiche lastre/piastre](#)

### 24.5.3 Calcolo e verifica ancoraggio in fondazione

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY** PROJECT  
calculation software



Rotho Blaas srl | Via Dell'Acqua 2/1 | I-39040 Cortaccia(BZ)  
T. +39 0471 818400 | [info@rothoblaas.com](mailto:info@rothoblaas.com) | [www.rothoblaas.com](http://www.rothoblaas.com)

---

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

### Materiale base

Non fessurato Calcestruzzo

Spessore materiale base 500 mm

Classe resistenza	C25/30
-------------------	--------

$f_{ck,cube}$	30	N/mm <sup>2</sup>
---------------	----	-------------------

Temp.breve termine	40	°C
--------------------	----	----

Temp.lungo termine 24 °C

### Vertici piastra

Vertice	x	y
1	-100,0	-150,0
2	-100,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	-150,0

## Installazione

Nessun braccio di leva

### Piastra ancoraggio

### Ipotesi di piastra rigida

Spessore della piastra	10	mm
------------------------	----	----

Forma piastra Rettangolare

Lunghezza lato	200	x	300	mm
----------------	-----	---	-----	----

### Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-80,0	100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	0,0	100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	80,0	100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	-80,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	80,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	-80,0	-100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	0,0	-100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	80,0	-100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

☒ = Asole

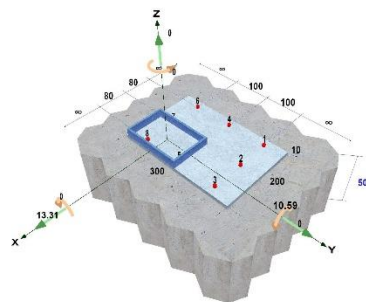
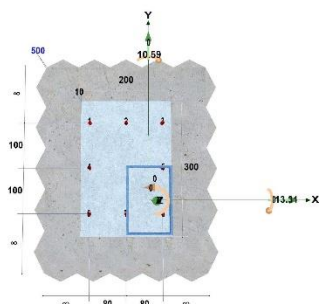
## Profilo

Profilo selezionato      RETTANGOLARE CAVO 100x150x5

Eccentricità X: 50,0 mm

Y: -70,0 mm

Rotazione profilo	0.0°
-------------------	------



19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 1 / 7

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calcoli e software**rothoblaas**Rotho Blaas srl | Via Dell'Acque, 2/1 | I-39040 Cortaccia(BZ)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

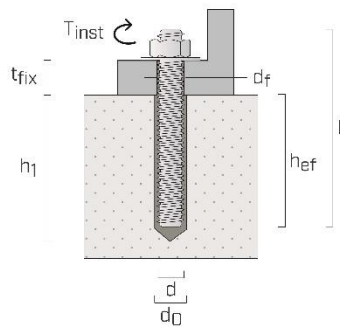
Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Prodotto selezionato**

Ancorante (nome)	HYB-FIX, 8.8 - Chimico (80/50 °C)
Certificazione	ETA 20/1285
Dimensione	
Codice articolo	HYB280-HYB420
Rivestimento/Materiale	Zincato

**Dati installazione**

d	Diametro filettatura ancorante:	12,0	mm	t <sub>fix</sub>	Spessore fissabile:	10,0	mm
d <sub>nom</sub>	Diametro esterno ancorante:	12,0	mm	SW	Chiave:	19,0	mm
d <sub>0</sub>	Diametro del foro:	14,0	mm	T <sub>inst</sub>	Coppia di serraggio massima	40,0	Nm
h <sub>1</sub>	Profondità del foro:	110,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
h <sub>nom</sub>	Profondità di inserimento:	110,0	mm				
h <sub>ef</sub>	Profondità effettiva di ancoraggio:	110,0	mm		Minima lunghezza barra	135,0	mm
d <sub>f</sub>	Diametro foro oggetto da fissare:	14,0	mm				

HYB-FIX  
 ANCORANTE CHIMICO IBRIDO AD ALTE PRESTAZIONI  
 CE opzione 1 per calcestruzzo fessurato e non fessurato  
 Calcestruzzo asciutto o bagnato  
 Calcestruzzo con fori sommersi  
 Certificazione di resistenza al fuoco F120  
 Categoria di prestazione sismica C2 (M12-M24)

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 2 / 7

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calculation software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via De L'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(BZ)  
T. +39 0471 838400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

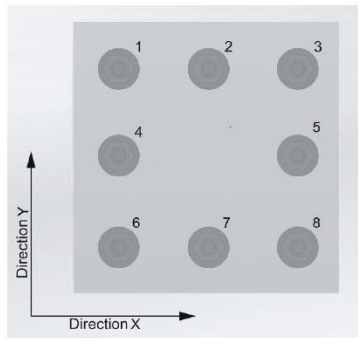
Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Dati di Input****Trazione** $N_{Sd,Z}$  0,00 kN**Taglio** $V_{Sd,X}$  13,31 kN $V_{Sd,Y}$  0,00 kN**Flessione** $M_{Sd,X}$  0,00 kN·m $M_{Sd,Y}$  10,59 kN·m**Torsione** $M_{Sd,Z}$  0,00 kN·m**Armatura**

Diametro 11 mm

Distanza ferri 200 mm

Distanza staffe 200 mm

Armatura del bordo No

**Bordi** $C_{xp}$  ∞ mm $C_{xn}$  ∞ mm $C_{yp}$  ∞ mm $C_{yn}$  ∞ mm**Standard di calcolo**

ETAG

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 3 / 7

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT****rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(RT)  
T. +39 04/1 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti**

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	18,68	1,04	0,72	-0,76
2	7,83	0,72	0,72	0,00
3	0,00	1,04	0,72	0,76
4	18,68	1,83	1,66	-0,76
5	0,00	1,83	1,66	0,76
6	18,68	2,72	2,61	-0,76
7	7,83	2,61	2,61	0,00
8	0,00	2,72	2,61	0,76

Risultante forze di trazione: 71,71 [kN]

Risultante forze di compressione: 71,70 [kN]

Risultante forze di taglio: 13,31 [kN]

**Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029**

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

**Calcolo di utilizzo - Trazione****Trazione - Rottura Acciaio**

Ancorante	$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$ [ - ]	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	$\beta_{N,s}$ [ % ]
6	67,00	1,50	44,67	18,68	41,8%

**Rottura combinata**

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,n}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$h_{ef}$ [mm]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	$C_{-x}$ [mm]	$C_{+x}$ [mm]	$C_{-y}$ [mm]	$C_{+y}$ [mm]
1	[1, 2, 4, 6, 7]	67,68	217.300	108.900	110	330	165	6.000	6.080	6.000	6.000
$\gamma_{Nrk,p}$ [ - ]	$s_m$ [mm]	$\psi_{g,Np}$ [ - ]	$\psi_{re,Np}$ [ - ]	$\psi_{s,Np}$ [ - ]	$e_{Np,x}$ [mm]	$e_{Np,y}$ [mm]	$\psi_{ec,Np}$ [ - ]	$N_{Sd}$ [ kN ]	$N_{Rk,p}$ [ kN ]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$\beta_{Np}$ [ % ]
1.5	112,0	1,000	1,000	1,000	14,5	0,0	0,919	71,71	124,11	82,74	86,7%

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081166

Page: 4 / 7

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT****rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(32)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Trazione - Rottura per formazione del cono**

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$h_{ef}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$c_{-x}$ [mm]	$c_{+x}$ [mm]	$c_{-y}$ [mm]	$c_{+y}$ [mm]	$Y_{NRk,c}$ [ - ]
1	[1, 2, 4, 6, 7]	63,822	217.300	108.900	110,0	330	165	6.000	6.080	6.000	6.000	1,5
$\psi_{s,N}$ [ - ]	$\psi_{re,N}$ [ - ]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$N_{sd}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$\beta_{N,c}$ [ % ]				
1,000	1,000	14,5	0,0	0,919	117,0	71,7	78,0	91,9%				

**Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo**

Distanza minima dal bordo superiore a  $1,2 \times c_{cr,sp}$  e spessore del supporto maggiore di  $2h_{ef}$ , in accordo ad Annex C e TR029 5.2.2.6  
a), verifica per fessurazione non necessaria.

**Calcolo utilizzo - Taglio****Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva**

Ancorante	$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$V_{Rk,s}$ [kN]	$Y_{Ms}$ [ - ]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\beta_{V,s}$ [ % ]
6	34,00	34,00	1,25	27,20	2,72	10,0%

**Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva**

Braccio di leva non applicato

**Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)**

Gli ancoranti sono divisi in 8 gruppi

$N_{Rk,c}^0$	$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{s,N}$ [ - ]	$\psi_{re,N}$ [ - ]	$c_{-x}$ [mm]	$c_{+x}$ [mm]	$c_{-y}$ [mm]	$c_{+y}$ [mm]	
63,82	32.462	108.900	1,000	1,000	6.000	6.160	6.000	6.200	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k	$Y_{Mc}$ [ - ]	$\psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
0,0	0,0	2,00	1,5	1,0	19,03	38,05	25,37	2,72	10,7%

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 5 / 7



CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calcolati in software**rothoblaas**Rothoblaas srl | Via Dell'Adige 2/1 | I-39040 Cortaccia(BZ)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

**Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)**

Gli ancoranti sono divisi in 8 gruppi

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$S_m$ [ - ]	$\Psi_{g,Np}$ [ - ]	$C_{-x}$ [mm]	$C_{+x}$ [mm]	$C_{-y}$ [mm]	$C_{+y}$ [mm]			
67,68	32.462	108.900	0.0	1,000	6.000	6.160	6.000	6.200			
$\Psi_{s,N}$ [ - ]	$\Psi_{re,N}$ [ - ]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [ - ]	$\gamma_{Mc}$ [ - ]	$\Psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
1,000	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	20,17	40,35	26,90	2,72	10,1%

**Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo**

L'ancorante più sollecitato 6 non si presume che sia efficace per la verifica del cedimento del bordo di calcestruzzo, pertanto il fattore di utilizzo del cedimento del bordo valutato non influirà sulla verifica dell'ancoraggio.

**Combinazione trazione e taglio**

	Ancorante	Trazione ( $\beta_N$ )	Taglio ( $\beta_V$ )	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	6	41,8%	10,0%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	18,5%	✓
Calcestruzzo	6	91,9%	10,7%	$\beta = (\beta_N + \beta_V) / 1.2$	85,5%	✓

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 6 / 7

CONCRETE ANCHORS DESIGN **MY PROJECT**  
calculus software**rothoblaas**Rotho Blaas sr. | Via Dell'Adige 2/L | I - 39040 Cortaccia(BZ)  
T. +39 0471 818400 | info@rothoblaas.com | www.rothoblaas.com

Progetto

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

## RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

## NOTE

La verifica dei casi progettuali coperti da ETAG 001 e TR029 è eseguita in accordo a tali linee guida. La verifica dei casi progettuali non coperti da ETAG 001 o TR029 è eseguita tramite specifica linea guida. Maggiori dettagli possono essere trovati in ACP Design Guides. I carichi agenti sugli ancoranti sono valutati in accordo alla teoria dell'elasticità, assumendo che la piastra di ancoraggio sia sufficientemente rigida. L'utente deve verificare questa condizione, dal momento che il programma non verifica automaticamente la rigidità della piastra. Il trasferimento dei carichi dagli ancoranti al materiale base dovrà essere verificato in accordo a ETAG 001 Annex C o TR029 sezione 7. Il metodo di progettazione è valido solo per fori nella piastra di fissaggio con un diametro non superiore ai valori riportati in ETAG 001 Annex C o TR029 Tabella 4.1. I coefficienti parziali di sicurezza applicati sono in accordo all'ETA del prodotto e ai documenti di progettazione sopra indicati, si prega di controllare le verifiche rispetto agli standard ed ai requisiti locali.

## AVVISO IMPORTANTE

I dati inseriti nel software, ed i relativi risultati, devono essere verificati dall'utente sotto la responsabilità di un ingegnere con esperienza nel settore dell'ancoraggio in calcestruzzo. Questo per assicurare che non vi siano errori e che tutti i dati siano completi, accurati e che rispettino le norme ed i regolamenti relativi alla condizione reale ed all'applicazione. I dati contenuti nel software sono relativi solo ed esclusivamente ai prodotti inseriti e si basano sui principi, formule e regolamenti di sicurezza in accordo alle esistenti linee guida per ancoraggi in calcestruzzo, oltre che all'esperienza tecnica del produttore. L'utente deve rispettare tali principi. L'utente è il solo responsabile circa i dati inseriti nel programma per eseguire il calcolo; qualsiasi errore od omissione ricade sotto la responsabilità dell'utente. L'utente deve assicurarsi di utilizzare la versione aggiornata del programma utilizzando la funzione di auto-aggiornamento messa a disposizione. L'utente deve aggiornare il programma quando è richiesto di farlo. L'obiettivo del programma è quello di agire come un aiuto al calcolo per aiutare a rispettare i regolamenti e le attuali linee guida, senza alcuna garanzia di idoneità per qualsiasi applicazione specifica.

19/06/2023

MyProject - Concrete Anchor Design  
v. 4.3.9.39 - Database 2399.37.3712081156

Page: 7 / 7

**24.6 Calcolo e verifica elementi secondari non strutturali :****24.6.1 Verifica tamponamento sopra trave in c.a**

## Verifica pannelli tamponatura

Normativa di riferimento:

DM 14/02/2008 Norme Tecniche sulle Costruzioni e Circolare n. 617/2009

La forza risultante  $F_a$  valutata al baricentro dell'elemento non strutturale è calcolata secondo la seguente relazione:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

NTC 7.2.3

 $F_a$  = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale $W_a$  = peso dell'elemento $S_a$  = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left( \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (T_d/T_1)^2} - 0.5 \right) \quad \text{Se } \alpha \cdot S$$

 $\alpha$  = rapporto tra  $a_g$  valutata con sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$  $S$  = coeff. che tiene conto della categoria del sottosuolo e condizioni topografiche secondo il punto 3.2.3.2.1 $T_d$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale $T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata $Z$  = quota baricentro elemento non strutturale dal piano di fondazione $H$  = altezza della costruzione dal piano di fondazione $q_a$  = fattore di struttura dell'elementoTabella 7.2.1 - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Il momento resistente del pannello può essere calcolato con la formula 7.8.2 dell'NTC:

(invertendo spessore e lunghezza del pannello per passare dalla resistenza a pressoflessione nel piano a fuori dal piano)

$$M_{rd} = (l^2 \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

## PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA

Classe edificio	Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi...	NTC 2.4.2
Vita nominale $V_n$	75 anni	NTC 2.4.1
accelerazione massima orizzontale del terreno $a_g$	$a_g (g)$	
	0.197	
valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro $F_0$	$F_0$	
	2.385	

## ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad \times \quad 2.592 \quad = \quad 0.511 \text{ g}$$

## ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO CON SOTTOSUOLO TIPO A

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad \times \quad 1 \quad = \quad 0.197 \text{ g}$$

categoria sottosuolo	B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti...	NTC 3.2.2
----------------------	--	-----------

NTC 3.2.3.2.1

coeff. $S = S_1 \cdot S_2$	coefficiente di amplificazione topografica $S_1$	T2 pendii con inclinazione >15%	Tab. 3.2.IV
		$S_1 =$	2.16
	coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_2$	categoria sottosuolo	B
		$S_2 =$	1.2

Tab. 3.2.VI

Tab. 3.2.II

Tab. 3.2.V

Tab. 3.2.V

categoria terreno	A	B	C	D	E
valore di $S_1$	1	$1.4 - 0.4 F_0 a_g / c_1$	$1.7 - 0.6 F_0 a_g / c_2$	$2.4 - 1.5 F_0 a_g / c_3$	$2.0 - 1.1 F_0 a_g / c_4$
limitazioni		$10 \leq S_1 \leq 12$	$10 \leq S_1 \leq 15$	$0.9 \leq S_1 \leq 18$	$10 \leq S_1 \leq 16$
valore calcolato	1	1.38	1.67	2.33	1.95
valore effettivo	1	1.20	1.60	1.80	1.60
coeff. $S = S_1 \cdot S_2$	=	1.2	x	2.16	=
					2.592

Verifica del pannello a quota		8.16 m
Z	8.16 m	quota baricentro elemento non strutturale dal piano di fondazione
H	10.07 m	altezza della costruzione dal piano di fondazione
S	2.592	amplificazione locale
h	1.05 m	altezza media del pannello
$\gamma$ mur	1400 kg/mc	peso specifico muratura
t	0.30 m	spessore muratura
W	441 kg	peso pannello
$E_m$	3000000 kN/mq	modulo elastico muratura
l	1.00 m	lunghezza parete
$T_1$	0.11 s	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata
$T_a$	$T_a = 0.2 \cdot u^{0.5}$	$u = F \cdot h^{1.5} / 348 E J$ $J = I^3 \cdot \pi / 12 =$ $F = m \cdot g$
	0.00790 s	1.5441E-05 m      0.00225 m <sup>4</sup> 4321.8 N
$T_a / T_1$	0.00	In quanto vengono rispettati i limiti 7.8.II
$a_g$	0.511 g	accelerazione al suolo
$\alpha$	0.197	$a_g$ (sottosuolo A) / g $\alpha \cdot S = 0.511$
$S_a$	1.131	accelerazione adimensionale pannello $\geq \alpha \cdot S$
$q_a$	2	fattore di struttura del pannello
$F_a$	237.57 kg/ml	forza fuori piano pannello
$M_{Fa}$	32.74 kgm	momento generato da $F_a$

## Calcolo Momento Resistente del pannello

$\sigma_0$	735 kg/mq	tensione verticale nel baricentro del pannello
$f_k$	300000 kg/mq	resistenza a compressione caratteristica della muratura
$f_d = f_k / 2$	150000 kg/mq	tensione di progetto muratura
$M_{rd}$	32.88 kgm	momento resistente

$$FS = \frac{M_{rd}}{M_{Fa}} = \frac{32.88}{32.74} = 1.00441$$

## 24.6.2 Calcolo e verifica connettore rivestimento pietra

Normativa di riferimento:

DM 14/02/2008 Norme Tecniche sulle Costruzioni e Circolare n. 617/2009

La forza risultante  $F_a$  valutata al baricentro dell'elemento non strutturale è calcolata secondo la seguente relazione:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad \text{NTC 7.2.3}$$

$F_a$  = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale

$W_a$  = peso dell'elemento

$S_a$  = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left( \frac{3 \cdot (1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right) \quad S_a \geq \alpha \cdot S$$

$\alpha$  = rapporto tra  $a_g$  valutata con sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$

$S$  = coeff. che tiene conto della categoria del sottosuolo e condizioni topografiche secondo il punto 3.2.3.2.1

$T_a$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

$Z$  = quota baricentro elemento non strutturale dal piano di fondazione

$H$  = altezza della costruzione dal piano di fondazione

$q_a$  = fattore di struttura dell'elemento

Tabella 7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	2,0
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Il momento resistente del pannello può essere calcolato con la formula 7.8.2 dell'NTC:

(invertendo spessore e lunghezza del pannello per passare dalla resistenza a pressoflessione nel piano a fuori dal piano)

$$M_{rd} = (l^2 \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

## PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA

Classe edificio	Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi...	NTC 2.4.2
Vita nominale $V_d$	75 anni	NTC 2.4.1
accelerazione massima orizzontale del terreno $a_g$	$a_g$ (g)	
	0.197	
valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro $F_0$	$F_0$	
	2.385	

## ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad \times \quad 2.592 = 0.511 \text{ g}$$

## ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO CON SOTTOSUOLO TIPO A

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad \times \quad 1 = 0.197 \text{ g}$$

categoria sottosuolo	B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti...	NTC 3.2.2
----------------------	--	-----------

coeff. $S = S_s \cdot S_T$		coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		T2 pendii con inclinazione >15%			NTC 3.2.3.2.1	
				$S_T =$		2.16	Tab. 3.2.IV	
		$S_s$		coefficiente di amplificazione stratigrafica		categoria sottosuolo	B	Tab. 3.2.VI
						$S_s =$	1.2	Tab. 3.2.VI
	categoria terreno	A	B	C	D	E	Tab. 3.2.V	
	valore di $S_s$	1	$1.4-0.4 \cdot F_0 \cdot a_g / g$	$1.7-0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g$	$2.4-1.5 \cdot F_0 \cdot a_g / g$	$2.0-1.1 \cdot F_0 \cdot a_g / g$		
	limitazioni		$10 \leq S_s \leq 12$	$10 \leq S_s \leq 15$	$0.9 \leq S_s \leq 18$	$10 \leq S_s \leq 16$		
	valore calcolato		138	167	233	195		
	valore effettivo	1	120	150	180	160		
coeff. $S = S_s \cdot S_T =$		=	1.2	x	2.16	=	2.592	

Verifica del pannello a quota 8.30 m	
Z	8.30 m
H	12.70 m
S	2.592
h	8.40 m
$\gamma$ mur	2200 kg/mc
t	0.15 m
W	2772 kg
$E_m$	3000000 kN/mq
l	1.00 m
$T_1$	0.11 s
$T_a$	$T_a = 0.2 \cdot u^{0.5}$ 1.26735 s
$T_a / T_1$	0.00
$a_g$	0.511 g
$\alpha$	0.197
$S_a$	1.011
$q_a$	2
$F_a$	166.85 kg/ml

Si utilizzano connettori  $\phi 8$ , n° 9 al mq.  
come da particolare esecutivo

#### 24.6.3 Verifica Connettori Per Controsoffitti e pareti interne

Normativa di riferimento:

DM 14/02/2008 Norme Tecniche sulle Costruzioni e Circolare n. 617/2009

La forza risultante  $F_a$  valutata al baricentro dell'elemento non strutturale è calcolata secondo la seguente relazione:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

NTC 7.2.3

$F_a$  = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale

$W_a$  = peso dell'elemento

$S_a$  = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left( \frac{3 \cdot (1+Z/H)}{1+(1-T_d/T_1)^2} - 0.5 \right) \quad S_a \geq \alpha \cdot S$$

$\alpha$  = rapporto tra  $a_g$  valutata con sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$

$S$  = coeff. che tiene conto della categoria del sottosuolo e condizioni topografiche secondo il punto 3.2.3.2.1

$T_d$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

$Z$  = quota baricentro elemento non strutturale dal piano di fondazione

$H$  = altezza della costruzione dal piano di fondazione

$q_a$  = fattore di struttura dell'elemento

Tabella 7.2.1 - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramanzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

#### PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA

Classe edificio	Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi...	NTC 2.4.2
Vita nominale $V_N$	75 anni	NTC 2.4.1
accelerazione massima orizzontale del terreno $a_g$	$a_g (g)$	
	0.197	
valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro $F_0$	$F_0$	
	2.385	

#### ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad x \quad 2.592 = 0.511 \text{ g}$$

#### ACCELERAZIONE DI PICCO DEL TERRENO CON SOTTOSUOLO TIPO A

$$a_g \cdot S = 0.197 \quad x \quad 1 = 0.197 \text{ g}$$

categoria sottosuolo	B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti...	NTC 3.2.2
----------------------	--	-----------

NTC 3.2.3.2.1

coeff. $S_1 = S_2 \cdot S_3$		coefficiente di amplificazione topografica $S_1$		T2 pendii con inclinazione >15%					Tab. 3.2.IV
				$S_1 =$		2.16			Tab. 3.2.VI
		coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_2$		categoria sottosuolo					Tab. 3.2.IV
				$S_2 =$		1.2			Tab. 3.2.VI
		categoria terreno	A	B	C	D	E	Tab. 3.2.V	
		valore di $S_2$	1	$1.4-0.4 F_0 \cdot a_g$	$1.7-0.6 F_0 \cdot a_g$	$2.4-1.5 F_0 \cdot a_g$	$2.0-1.1 F_0 \cdot a_g$		
		limitazioni		$10 \leq S_2 \leq 12$	$10 \leq S_2 \leq 15$	$0.9 \leq S_2 \leq 18$	$10 \leq S_2 \leq 16$		
		valore calcolato		138	167	233	195		
		valore effettivo	1	120	150	180	160		
coeff. $S_3 = S_4 \cdot S_5$		=	1.2	x	2.16	=	2.592		

Tab. 3.2.IV

Tab. 3.2.VI

Tab. 3.2.II

Tab. 3.2.V

Tab. 3.2.V

Verifica del pannello acustico a quota media		3.00 m
Z	3.00 m	quota baricentro elemento non strutturale dal piano di fondazione
H	8.40 m	altezza della costruzione dal piano di fondazione
S	2.592	amplificazione locale
h	5.35 m	altezza media del pannello
$\gamma$ pan.	600 kg/mc	peso specifico pannello (15 + 15 kg/mq)
t	0.10 m	spessore pannello
W	321 kg	peso pannello
$E_m$	0 kN/mq	modulo elastico muratura
l	1.00 m	lunghezza parete
$T_1$	0.00 s	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata
$T_d / T_1$	0.00	In quanto vengono rispettati i limiti 7.8.II
$a_g$	0.511 g	accelerazione al suolo
$\alpha$	0.197	$a_g$ (sottosuolo A) / g $\alpha \cdot S = 0.511$
$S_a$	0.784	accelerazione adimensionale pannello $\geq \alpha \cdot S$
$q_a$	2	fattore di struttura del pannello
$F_a$	23.53 kg/ml	forza fuori piano pannello

Si allega specifica tecnica del produttore, dove si evince un ancoraggio puntuale ogni 60 cm.

#### b.) Modalità di Esecuzione

Prima dell'installazione AP-4AKUSTIK deve essere immagazzinato in ambiente chiuso e protetto dall'umidità.

#### Installazione

Gli imballi delle lamelle/pannelli devono essere aperti 48 ore prima della posa nei medesimi locali d'installazione in modo che il materiale raggiunga idonee condizioni di equilibrio con l'ambiente.

AP-4AKUSTIK deve essere installato in:

- locali con temperatura minima di 15°C
- locali con umidità ambientale compresa tra 40% e 60%
- locali condizionati almeno 24 ore prima dell'installazione

Tali condizioni dovranno comunque essere rispettate nel tempo. Le superfici alle quali andranno aggregate struttura e rivestimento di AP-Topakustik dovranno essere idonee a sostenere il peso di 15 kg/m².

La posa in opera del sistema sfrutta profili metallici rettilinei o curvi per superfici non piane, con tipica sezione "ad omega" (l 24mm, h 18mm), sui quali i pannelli vengono ancorati con particolari ed apposite piastrelle metalliche stampate (l'intercapedine assume complessivamente 20mm di profondità).

Il sistema di rivestimento in opera, costituito da lamelle, mollette d'aggancio e profili omega, assume uno spessore complessivo di 36mm, con una massa per superficie di circa 15kg/m². Il sistema di rivestimento è disponibile con classe di reazione al fuoco "B-s1,d0" per il melamminico, "B-s2,d0" per il laccato e senza certificato CE per l'impiallacciato, secondo Eurocodice vigente e marcatura CE per i materiali da costruzione. I pannelli in fibra di legno possono evidenziare modifiche delle dimensioni geometriche proprie, secondo EN317.

Poste in opera mediante sotto struttura in profilo metallico a omega da mm. 18x24 e apposite squadrette di aggancio a scomparsa in acciaio stampato da mm. 44x38.

Il profilo di sostegno sarà posto in opera con un passo di circa 60 cm.

Il profilo potrà essere sospeso (controsoffitto) mediante appositi sistemi di pendini in tondino di acciaio e relative molle in acciaio.

#### 24.6.4 Prescrizioni per impianti

##### Note

In fase di realizzazione, in relazione alle eventuali variazioni proposte dall'impresa, si renderà comunque necessaria una valutazione da parte di un tecnico incaricato per lo sviluppo degli elaborati costruttivi delle controsoffittature anche in relazione alle schede tecniche dei materiali realmente posati.

##### 2 Verifiche di funzionamento [FUN] a SLO degli impianti [IMP] e Verifiche di stabilità [STA] a SLV degli impianti [IMP]

Gli impianti a soffitto consistono in canalizzazioni dell'aria, canaline elettriche, impianti per l'acqua calda sanitaria e tubazioni per impianto antincendio, non sono previste altre tipologie di impianti pericolosi a soffitto come ad esempio le tubazioni del gas.

Data la tipologia ed il modesto peso dell'impiantistica prevista si prescrive che le staffature degli stessi dovranno essere progettate secondo le seguenti indicazioni:

##### SISTEMA DI STAFFAGGIO SISMICO PER CANALI ELETTRICI



Per garantire il requisito della (FUN) agli SLO si prescrive che l'impiantistica con le relative staffature sia in grado di garantire la funzionalità degli impianti in conformità con gli spostamenti relativi massimi, siccome non sono previsti giunti sismici la struttura è unica, non si predispongono accorgimenti tecnici particolari



Albo Ingg. Re n.2004