

RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DELLA EX CASA DEL CUSTODE DI VILLA GANDINI PNRR MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO 2.1



PROGETTO ESECUTIVO

DATA : 15 febbraio 2023	ELABORATO: PROGETTO STRUTTURE	Tavola S
Aggiornamento : 11 aprile 2023	CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE - RELAZIONE VERIFICA DELLA SICUREZZA - TABULATI	07 R E V. 0
		Scala -

Responsabile di progetto
Progetto architettonico
Progetto delle strutture
Progetto degli impianti
Relazione geologica
Coordinatore della sicurezza in fase di progetto
Relazione stratigrafica

Arch. Marco Lugli
Arch. Marco Lugli
Ing. Pietro Pincelli
P.I. Stefano Gianasi
Dott. Franco Gemelli
Arch. Giovanni Malaguti
Giorgia Cavalieri

Coordinamento alla Progettazione
COMUNE DI FORMIGINE
AREA 3 - SERVIZIO LAVORI PUBBLICI E PATRIMONIO
Dirigente
Arch. Alessandro Malavolti
Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Sabrina Bocedi
Collaboratore
Ing. Laura Fantini

Comune di Formigine
RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DELLA
EX CASA DEL CUSTODE DI VILLA GANDINI
PNRR MISSIONE 5 - COMPONENTE 2 - INVESTIMENTO 2.1

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE
RELAZIONE
VERIFICA DELLA SICUREZZA
TABULATI
relativa a
INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

INTERVENTO:

INTERVENTO DI RESTAURO E
RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL COMPLESSO
DENOMINATO "EX CASA DEL CUSTODE DI VILLA
GANDINI" PNRR – MISSIONE 5 COMPONENTE 2
INVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"

SOGGETTO ATTUATORE:

CUP
CIG

COMUNE DI FORMIGINE
E13D21000900005
9512637C60

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO:

Ing. Laura FANTINI
C/O Comune di Formigine
N. 3234 Albo ingegneri provincia di Modena

PROGETTISTA ARCHITETTONICO:

Arch. Marco LUGLI
Strada Contorno Cognento n. 60 – Modena (MO)
N. 689 Ordine Architetti di Modena

PROGETTISTA STRUTTURALE:

Ing. Pietro PINCELLI
Via G. Guarini N. 73 – 41124 - Modena
N. 2265 Albo ingegneri provincia di Modena

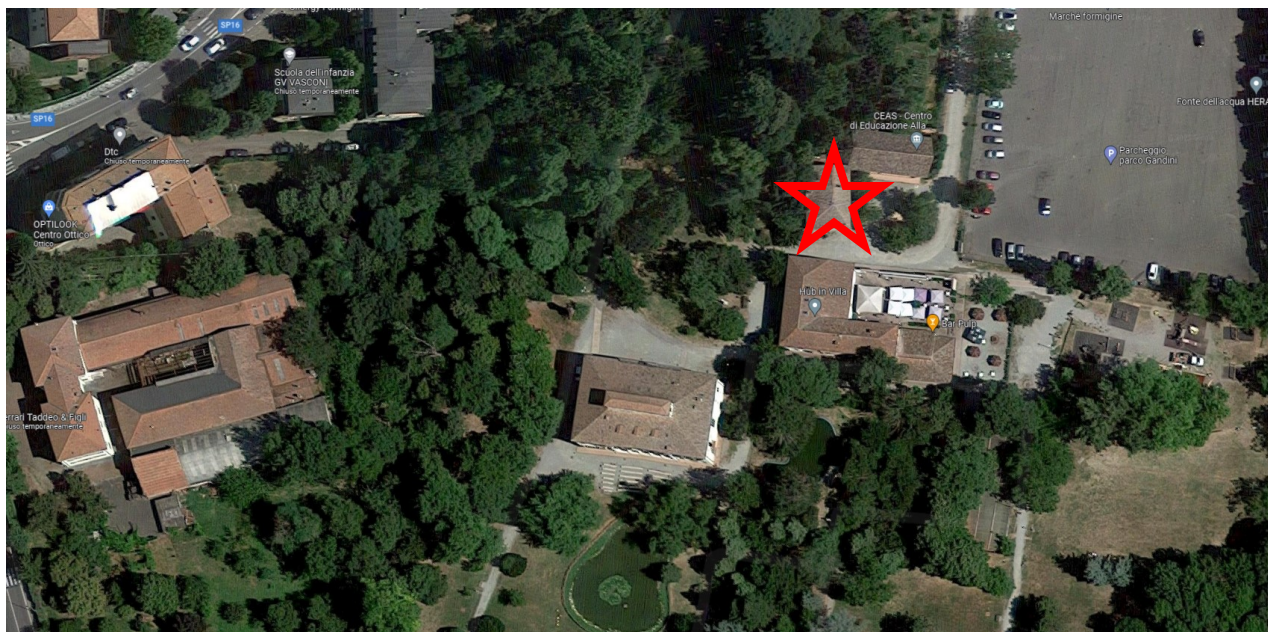
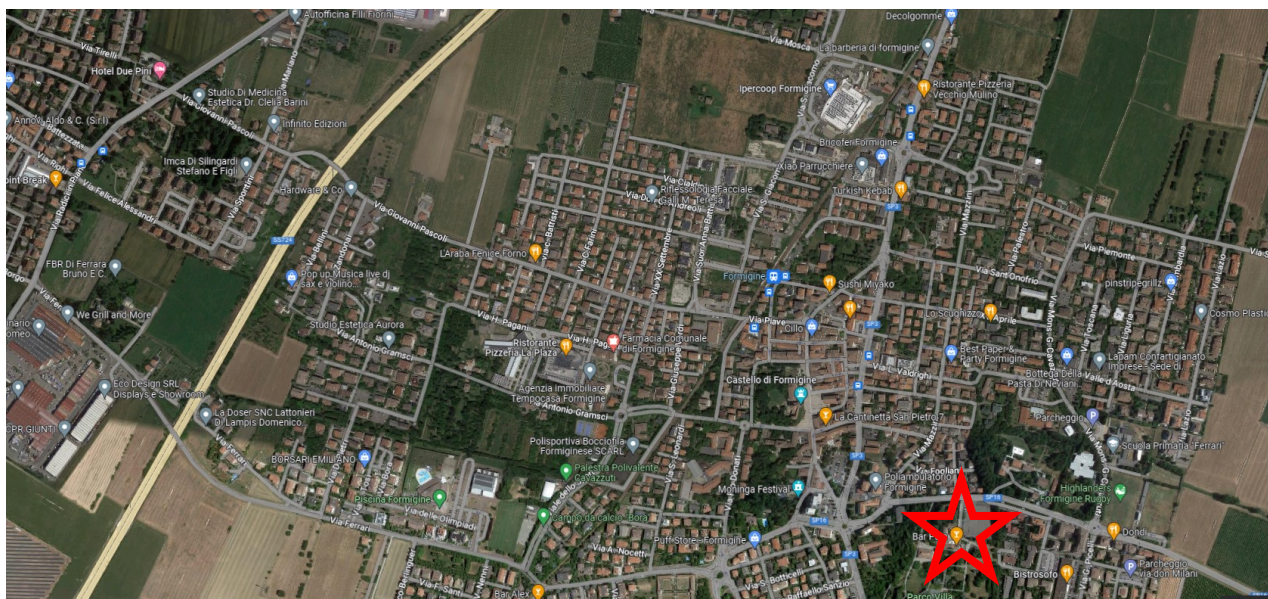
Modena, 11 Aprile 2023

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
Dott. Ing. PIETRO PINCELLI

Ubicazione e riferimento catastale dell'immobile

Formigine (MO), via S. Antonio, interna al Parco di Villa Gandini.

Foglio – Mappale – sub. NON DISPONIBILI



Coordinate geografiche del sito

Le coordinate geografiche del sito sono: Latitudine 44.572667, Longitudine 10.850594

PREMESSA

La presente relazione calcolo descrive gli aspetti di verifica locale e globale nonché di calcolo degli elementi strutturali che intervengono nell'opera di MIGLIORAMENTO SISMICO di edificio pubblico (EX CASA CUSTODE VILLA GANDINI) a struttura portante interamente realizzata in muratura da eseguire nell'ambito di restauro e risanamento conservativo dell'edificio possibile grazie ai fondi PNRR – MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA".

Tale documentazione è a supporto del deposito del progetto esecutivo delle strutture e ne costituisce la relazione esecutiva dei calcoli strutturali prevista dalle normative tecniche del 2018.

L'edificio, in disuso da molti anni, oggi si presenta in profondo stato di abbandono e viene impiegato unicamente come locale magazzino a piano terra e, dopo lavori intervenuti negli anni, come sede della centrale termica che alimenta le funzioni della Villa ad uso biblioteca di recente ristrutturazione.

L'intervento strutturale in oggetto viene classificato come intervento di miglioramento sismico con adeguamento statico dell'intera costruzione in quanto si interviene globalmente su tutto l'edificio (di tipo isolato) e la richiesta funzionale impone un cambiamento di destinazione d'uso (da abitazione/sottotetto ad uso ricreativo con affollamento per entrambe gli orizzontamenti). La costruzione, sede appunto dell'abitazione del custode della Villa del Parco, sarà ristrutturata in profondità e strutturalmente rigenerata con interventi profondi, funzionali sia alle nuove destinazioni (uso attività ludo-ricreative e di svago per giovani) sia alle mutate richieste in materia di costruzioni in zona sismica.

Nella relazione di calcolo che segue si riportano le verifiche condotte per il dimensionamento statico allo SLU e sismico (SLV) degli elementi strutturali rinforzati o sostituiti (murature e relative fondazioni, i solai in legno calcestruzzo, la copertura in legno); tali interventi nel complesso determinano il miglioramento sismico e l'adeguamento funzionale ai carichi statici richiesto.

Ove possibile si farà riferimento alla nomenclatura specifica impiegata negli elaborati grafici esecutivi.

NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- **L. 05.11.1971, n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 Febbraio 1974 n. 64** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto Ministeriale 17.01.2018** - Approvazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni. C.S.LL.PP e Ministero Infrastrutture e Trasporti.
- **Circolare n. 7 del 21.01.2019** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni. C.S.LL.PP.
- **Legge Regione Emilia-Romagna N. 19 del 30 ottobre 2008** - "Norme per la riduzione del Rischio sismico";
- **D.G.R. n. 2272/2016 - Regione Emilia Romagna** – "Interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici;
- **D.G.R. n. 1373/2011 - Regione Emilia-Romagna** - "Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1 e dell'art. 4, comma 1 della L.R. N. 19 del 2008".

➤ **Eurocodice 2: EN 1992-1.1, 1.2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo

➤ **Eurocodice 6 – EN 1996-1-1:2006** - Progettazione delle strutture in muratura

Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

➤ **Eurocodice 7: EN 1997-1** - Progettazione geotecnica

➤ **Eurocodice 8: EN 1998-1/EN 1998-5** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Documentazione tecnica a supporto

➤ **RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA E SISMICA** redatta a cura del Dott. Geol. Franco Gemelli di Sassuolo;

Riferimenti bibliografici

➤ Manuale delle Murature Storiche -Direttore Scientifico Antonio Borri;

➤ "Edifici in muratura" – Autore A. Ghersi - P. Lenza - B. Calderoni, ed. D. Flaccovio - 2011;

➤ "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura" - G. Maganes, D. Bolognini, C. Baggio - Gruppo Nazionale di Difesa dai Terremoti - CNR - Roma 2000.

➤ Il calcolo sismico di edifici in muratura - N. Augenti UTET, Torino 2000;

➤ Atti del Corso di Formazione "La realizzazione di nuove aperture nelle costruzioni in muratura esistenti" - Bologna 4-5 marzo 2011 a cura di S. Lagomarsino - S. Cattari DICAT, Università di Genova.

LO SCHEMA DI RIFERIMENTO

Come già evidenziato nella relazione illustrativa, l'intervento in oggetto si occupa di rigenerare" globalmente l'intera costruzione in quanto l'attuale schema strutturale non è in grado di rispondere con adeguato livello di sicurezza alla nuova funzione dell'edificio in un quadro normativo che richiede interventi di messa in sicurezza per edifici esistenti. Nel caso particolare, essendo l'edificio sottoposto a vincolo di tutela sono previste opere di adeguamento statico e di miglioramento sismico (e non adeguamento sismico come sarebbe richiesto nel caso particolare ad edificio non sottoposto a vincolo di tutela ma oggetto dei cambiamenti previsti.

L'edificio presenta forma in pianta rettangolare non regolare con assi principali (X e Y) scelti avere direzione nord sud il primo (allineamenti dir. X) ed est ovest il secondo (allineamenti Y).

All'interno del reticolo di pareti già descritto nella relazione illustrativa si realizza un modello tridimensionale ad elementi finiti in grado di schematizzare il comportamento della struttura principale in muratura (modello a telaio equivalente).

Come già indicato la struttura muraria presenta n. 5 allineamenti in direzione X (di cui solo X01 e X03 completi) e n. 5 allineamenti dir. Y trasversale. Di questi ultimi solo una parte risulta continua su tutta l'estensione della costruzione.

Se la muratura viene schematizzata con il metodo del telaio equivalente, gli orizzontamenti vengono schematizzati nel modello mediante introduzione della sola orditura primaria in legno con vincoli del tipo a cerniera agli appoggi. Nella condizione di progetto si adotta l'ipotesi di piano rigido per tutti i livelli in quanto son previste solette collaboranti in c.a. (alleggerito) ai piani orizzontali interni, mentre in copertura si prevede l'impiego di doppio assito incrociato (sp. 33+25 mm) in grado di rendere uniforme la risposta delle falde sulle murature distribuendo le azioni inerziali proporzionalmente alle rigidzze degli elementi portanti che le sostengono. Di seguito si riporta nel dettaglio l'analisi dei carichi prima e dopo gli interventi.

Altro aspetto importante della schematizzazione di calcolo adottata è quello che riguarda le fasce di piano in muratura che, nella condizione di progetto risultano collaboranti efficacemente nello schema a telaio in quanto protette da elementi resistenti a trazione (architravi) oltre che sovrastate a quota dei piani da armature longitudinali inserite nell'armatura della soletta e vincolate ai muri a quota dei solai). Altro aspetto importante che riguarda le fasce è l'ammorsamento che viene realizzato tra impalcati e murature. In tale condizione è infatti ipotizzabile pensare che la fascia di piano risulta superiormente impossibilitata ad aprirsi in caso di evento sismico in quanto i maschi che congiunge sono efficacemente collegati all'impalcato che funziona da diaframma rigido.

Si dovranno operare verifiche (statiche SLU) singolari per:

- le travi principali in legno massiccio e l'orditura minuta dei solai (compresa la copertura) ipotizzando piena collaborazione con la soletta realizzata a completamento degli impalcati orizzontali.
- Le zone di appoggio delle travi principali – presidiate da architravi se in corrispondenza di apertura.
- Murature rinforzate e murature di nuova costruzione (vedasi verifiche riportate nella relazione illustrativa);
- Opere di fondazione.

IPOTESI SUI CARICHI

Considerate le stratigrafie rilevate e quelle in progetto, valutate le destinazioni d'uso attualmente ammesse ai piani primo e sottotetto e quelle in previsione, si perviene alla seguente analisi dei carichi agenti sulla struttura prima e dopo gli interventi.

Tale analisi sarà presa a riferimento per il dimensionamento delle strutture verticali ed orizzontali in legno portanti gli orizzontamenti.

STATO DI FATTO

SOLAIO PIANO PRIMO – Solaio a doppia orditura in legno massiccio con sovrastante piano di lambrecchie in laterizio, sottotetto e pavimento.

Peso proprio strutture in legno massiccio:	40 kg/mq	[G1]
Lambrecchie in laterizio sp. 4 cm:	70 kg/mq	[G2]
Sottotetto arido e pavimento sp. 8-10 mm:	150 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Cat. A)	200 kg/mq	[Q]

Carico specifico nominale 460 kg/mq

STATO DI PROGETTO

SOLAIO PIANO PRIMO – Il solaio viene rinforzato mediante completo rifacimento della struttura in legno (in legno massiccio) sormontata da piano di lambrecchie, getto di soletta strutturale (4 cm) in cls alleggerito, sottotetto leggero per impianti, caldaia e pavimento.

Peso proprio strutture in legno lamellare:	40 kg/mq	[G1]
Lambrecchie in laterizio sp. 4 cm:	70 kg/mq	[G2]
Soletta strutturale LC – 1800 kg/mc	70 kg/mq	[G1]
Sottotetto per impianti sp. 8 cm	40 kg/mq	[G2]
Caldaia e pavimento	90 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Cat. C)	300 kg/mq	[Q]

Carico specifico nominale 610 kg/mq

Complessivamente l'intervento determina un incremento complessivo del carico del primo solaio stimato in 610-460/460 = +30% compresi carichi variabili.

STATO DI FATTO

SOLAIO PIANO SECONDO SOTTOTETTO – Solaio a doppia orditura in legno massiccio con sovrastante piano doppio in lambrecchie in laterizio.

Peso proprio strutture in legno massiccio:	40 kg/mq	[G1]
Lambrecchie in laterizio sp. 4+4 cm:	140 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Cat. H)	150 kg/mq	[Q]
Carico specifico nominale 330 kg/mq		

STATO DI PROGETTO

SOLAIO PIANO SECONDO SOTTOTETTO – Come solaio piano primo.

Peso proprio strutture in legno massiccio:	40 kg/mq	[G1]
Lambrecchie in laterizio sp. 4 cm:	70 kg/mq	[G2]
Soletta strutturale LC – 1800 kg/mc	70 kg/mq	[G1]
Sottofondo per impianti sp. 8 cm	40 kg/mq	[G2]
Caldana e pavimento	90 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Cat. C)	300 kg/mq	[Q]
Carico specifico nominale 610 kg/mq		

Complessivamente l'intervento determina un incremento complessivo del carico del primo solaio stimato in 610-330/330 = +85% compresi carichi variabili.

STATO DI FATTO

COPERTURA – La copertura, a tre acque con pendenza del 36% circa è attualmente realizzata mediante struttura lignea a doppia orditura in legno massiccio. Terzere e travicelli in semplice appoggio non sempre risultano inchiodati o vincolati adeguatamente alle strutture murarie. Superiormente la copertura si compone di semplice piano in pianelle di laterizio e doppio ordine di coppi (coppo e canale) in laterizio.

Peso proprio struttura in legno (travetti passo 40 cm):	40 kg/mq	[G1]
Pianelle di laterizio sp. 4 cm	70 kg/mq	[G2]
Doppio ordine di coppi in laterizio:	70 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Neve – Zona I Medit. H< 100 m slm)	120 kg/mq	[Q]
Carico specifico nominale 300 kg/mq		

STATO DI PROGETTO

COPERTURA – La copertura sarà completamente rimossa e realizzata una nuova struttura portante in legno massiccio (di castagno) che mantiene la medesima impostazione geometrica di quella attuale.

La nuova struttura prevede orditura doppia con orditura principale cantonali/terzere/colmo e secondaria (travicelli dim. 8x8 cm passo 40 cm) realizzate in appoggio e con doppio assito incrociato sovrastante; l'isolamento esterno è chiuso da ondulina sottocoppo e coppo. In questa fase non si prevede l'installazione di pannelli fotovoltaici ma si tiene conto che possa in futuro essere introdotto tale impianto.

Peso proprio struttura in legno:	40 kg/mq	[G1]
Doppio assito 25+33 mm	30 kg/mq	[G2]
Guaina, isolamento ondulina sottocoppo e coppo in laterizio (unico):	50 kg/mq	[G2]
Fotovoltaico	20 kg/mq	[G2]

Carico variabile di esercizio (Neve – Zona I Medit. H< 100 m slm)

120 kg/mq [Q]

Carico specifico nominale 260 kg/mq

Complessivamente l'intervento determina un incremento complessivo del carico del primo solaio stimato in 260-300/300 = -13% compresi carichi variabili.

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Considerata la classe d'uso dell'edificio e la tipologia di intervento (MIGLIORAMENTO SISMICO) si valuta la sicurezza strutturale nei confronti di due principali SL.

Stato limite ultimo per azioni statiche: per tale SL le azioni vengono combinate secondo la modalità prevista dalla normativa con valori G1 moltiplicati per 1,3, azioni di tipo G2 amplificate di un fattore 1,5, azioni variabili amplificate di un fattore 1,5.

Per le azioni variabili si adotteranno alternativamente i coefficienti di contemporaneità previsti (NEVE 0,5 – CAT. C 0,70) con carico variabile prevalente avente $\Psi_{0i}=1,00$.

Per la verifica delle strutture di fondazione e dei collegamenti si impiega medesima combinazione.

Stato limite ultimo per azioni sismiche: per tale SL le azioni vengono combinate secondo la modalità prevista dalla normativa con valori G1 e G2 non amplificati, azioni variabili ridotte secondo il coefficiente Ψ_{2i} (NEVE 0 – cat. C 0,6).

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE

Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi prosegue fino a che non si verifica il decadimento del taglio al 80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente permette di VALUTARE il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

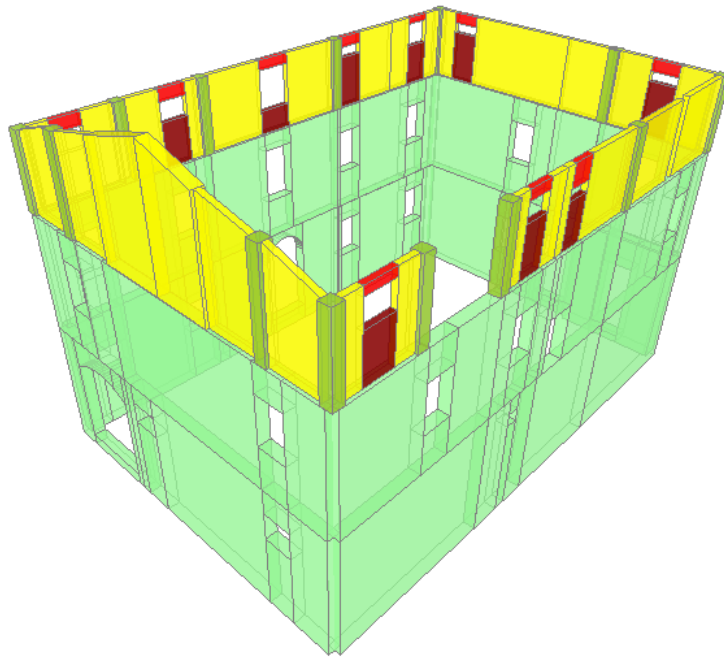
- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si eseguono le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma comprendendo la possibilità di eccentricità accidentali e di combinazione della direzione sismica ($\pm 30\%$ in una direzione accoppiata alla direzione 100% ortogonale).

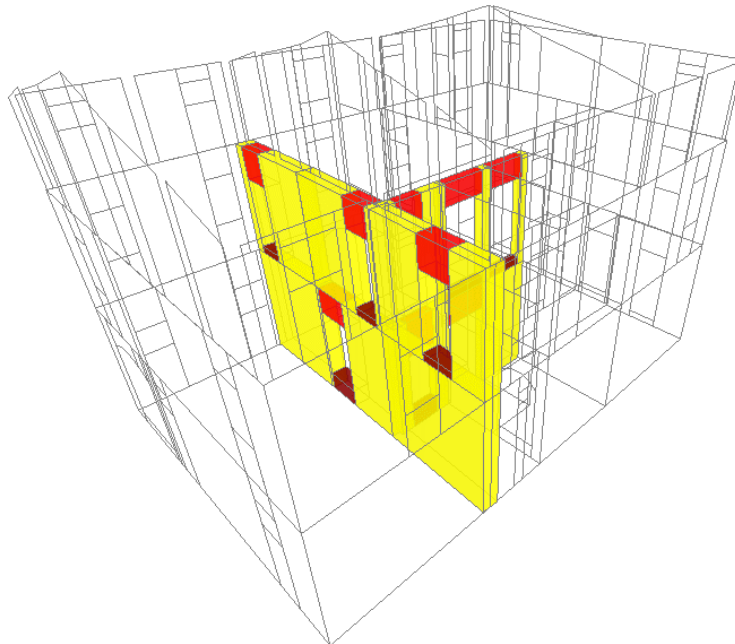
LE PROPRIETA' MECCANICHE DELLE MURATURE

Dal punto di vista meccanico, pur in una condizione di conoscenza limitata ($FC=1,35$), si valuta coerente con la situazione osservata l'adozione di un'unica tipologia muraria presente in quanto prevalente per tutte le pareti murarie della costruzione costituita da paramenti ad uno o due teste realizzati con mattoni di laterizio pieno legati con malta di calce di modesta qualità localmente di scarsa qualità in quanto a base calce abbondantemente dilavata per almeno $1/3$ di ciascuna testa muraria (parte esposta).

Per le pareti a due teste si riconosce un fattore correttivo legato alla presenza di collegamento trasversale tra i paramenti.



Le murature perimetrali in mattoni pieni e malta di calce, malta scadente e connessione trasversale



Le murature interne in mattoni pieni e malta di calce, malta scadente e connessione trasversale

Le murature del sottotetto e trasversali presentano spessore di una testa localmente rinforzate mediante lesene murarie di due teste. L'incremento per connessione trasversale non viene attribuito alle murature del piano sottotetto.

Si premette che, per motivi di tempo nell'approntamento del progetto, non è stato possibile eseguire prove dirette sulle murature: a parere del sottoscritto per la definizione di un parametro unitario di resistenza e deformabilità sarebbe stato necessario operare molte prove di caratterizzazione della resistenza meccanica. Considerata l'entità dell'intervento e l'ipotesi progettuale di rinforzo delle murature è stato ritenuto sufficiente nonché cautelativo) ricondurre la tipologia muraria – regolare benchè danneggiata e con all'interno interventi di parziale rifacimento – ad una tipologia muraria prevista da normativa e sui valori medi applicare adeguati coefficienti di sicurezza e riduzione delle resistenze medie.

i riconduce la tipologia muraria a quella indicata in tabella C8.5.I della circolare n.7/C.S.LL.PP. del 21/01/2019. Muratura di mattoni pieni e malta di calce – regolare.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Gli interventi strutturali previsti sulle murature del fabbricato sono distinti tra pareti esterne, in cui è necessario preservare il paramento esterno faccia vista (ristilatura armata dei giunti) e pareti interne, in cui si opera mediante adeguamento dello spessore murario (minimo 2 teste) e poi procedendo con intervento di rinforzo mediante esecuzione di intonaco armato. Tutti gli interventi sono volti a perseguire un "miglioramento delle caratteristiche di stabilità e resistenza di elementi e alla loro riparazione (paramenti danneggiati)", così come descritto dal §8.4.1 delle NTC2018. Il ricorso ai metodi indicati di rinforzo quali ristilatura armata e intonaci armati consentirà di incrementare resistenze e moduli elastici di fattori predeterminati grazie ai riferimenti normativi che si intende utilizzare:

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

L'assunzione di ipotesi di malta scadente si estende a tutte le murature M1 adottando un coefficiente riduttivo pari a 0,70. Per la muratura al sottotetto ricostruita o soggetta a raddoppio di spessore non si considera il fattore 0,70.

Questa assunzione rispecchia, a parere del sottoscritto, la reale situazione compositiva e materica delle murature ad eccezione di qualche zona in cui sono presenti corsi di ciottoli e pietrame (vedasi scheda murature storiche pag. seguente).


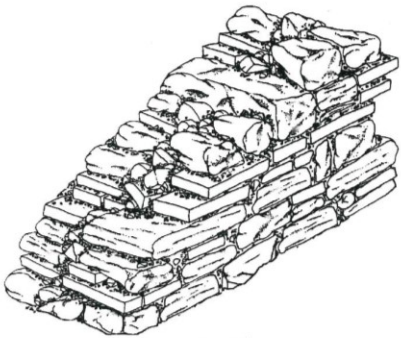
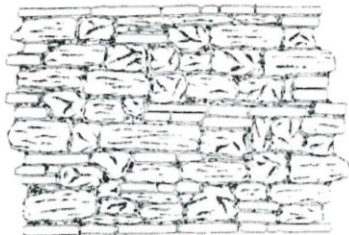
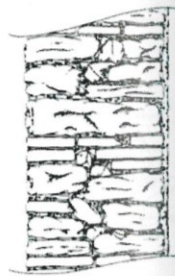
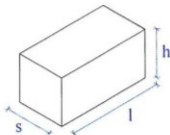

A fini della definizione delle proprietà meccaniche della muratura si distingueranno quindi i casi:

- MURATURA M1 ESISTENTE – 2 TESTE (muri perimetrali a due teste piano terra e primo)
- MURATURA M1 ESISTENTE – 1 TESTA (muri interni piano terra e primo)
- MURATURA M2 ESISTENTE – sp. 20 cm (muro separazione centrale termica)
- MURATURA M1 RINFORZATA CON RISTILATURA ARMATA GIUNTI E COLLEGAMENTO
- MURATURA RADDOPPIATA DI SPESSORE – TIPOLOGIA M1 A DUE TESTE, realizzata con mattoni pieni ($f_{bk} > 15 \text{ N/mm}^2$) e malta M10, spessore due teste (muri esterni sottotetto e muri interni sottotetto);

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei valori medi adottati.

MURATURA	Resistenza media a compressione (N/mm ²)	Resistenza media a taglio (N/mm ²)	Modulo elastico normale (N/mm ²)	Modulo elastico normale (N/mm ²)
M1 SDF – 2 TESTE	$0,70 \cdot 2,6 \cdot 1,3 = 2,4$	$0,70 \cdot 0,13 \cdot 1,3 = 0,12$	$0,7 \cdot 1.500 = 1.050$	$0,7 \cdot 500 = 350$
M1 SDF – 1 TESTA	$0,70 \cdot 2,6 = 1,82$	$0,70 \cdot 0,13 = 0,09$	$0,7 \cdot 1.500 = 1.050$	$0,7 \cdot 500 = 350$
M2 SDF – 1 TESTA	5,00	0,20	4.550	1.138
M1 SDP – RA	$2,60 \cdot 1,3 \cdot 1,20 = 4,06$	$0,13 \cdot 1,3 \cdot 1,20 = 0,20$	$1.500 \cdot 1,10 = 1.650$	$500 \cdot 1,10 = 550$
M1 SDP – CRM	$2,60 \cdot 1,8 = 4,68$	$0,13 \cdot 1,8 = 0,23$	$1.500 \cdot 1,30 = 1.950$	$500 \cdot 1,30 = 650$
M1 SDP – MALTA BUONA E MORSE	$2,6 \cdot 1,3 = 3,40$	$0,13 \cdot 1,3 = 0,17$	1.500	500

Si potrebbe quindi fare riferimento alle seguenti tipologie murarie (identificate con schede N. 23 e 24 nel catalogo murature storiche del manuale Borri).

SCHEDA 23							5. METODI QUALITATIVI PER LA VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ MURARIA			
292							Muratura mista di ciottoli, pietrame e laterizi legati con malta di calce e sabbia			
							FOTO			
 <p>Assonometria</p>							SCHEMI			
 <p>Prospetto</p>							 <p>Sezione</p>			
<p>I paramenti esterni ed interni sono simili. Gli elementi in laterizio sono posti in opera in maniera disordinata e, pertanto, non concorrono alla formazione di piani di posa regolari. Le caratteristiche costruttive non variano con l'aumentare dello spessore. Per l'abbondanza di materiale di risulta questo tipo murario è riscontrabile in opere di trasformazione edilizia o di ricostruzione di edifici danneggiati a causa di terremoti.</p>							DESCRIZIONE			
<p>Calcarei bianchi e rossi, duri e compatti. Macigno di Scheggia e Gubbio: grigio, simile alla pietra serena toscana. Pietra serena del Trasimeno e dell'Alto Tevere: colore grigiastro, con talvolta infiltrazioni giallo marronastre. Laterizio. Malta di calce e sabbia spesso polverulenta.</p>							MATERIALI			
 <p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: $s = 8 \div 15 \text{ cm}$ $h = 8 \div 15 \text{ cm}$ $l = 10 \div 26 \text{ cm}$</p> 							GEOMETRIA			
P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
R	PR	PR	PR	R	PR	NR	Metodo punteggi	B	B	A
<p>N.B. La presenza di zeppe fa in modo che MA. e F.EL. siano parzialmente rispettate.</p>							LMT (sezione)		172	146
							IQM	4,5	6	5,5
							Parametri meccanici:	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)
							valori MIN-MAX	256-413	1199-1713	6,2-9,0

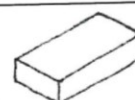


SCHEM

DESCRIZIONE

MAIER.

Malta di calce e sabbia.



GEOMETRIA

ANALISI	QIV
---------	-----

N.B. LMT nel piano di 254 si riferisce solo al migliore dei due paramenti. L'altro paramento è in condizioni peggiori. Perciò si è posto: S.G. = PR.

pag. 13

Si sceglie quindi di adottare come riferimento per la muratura M1 la tipologia indicata in tabella da circolare. MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE.

Per le murature esterne (piani terra e primo) oggetto di consolidamento mediante ristilatura armata (da prevedere su ambo le facce del paramento) si potranno utilizzare i valori indicati amplificati di un fattore 1,20.

Per le murature interne oggetto di consolidamento mediante intonaco armato (da prevedere su ambo le facce del paramento) si potranno utilizzare i valori indicati amplificati di un fattore 1,50.

Per le verifiche in campo statico SLU si adotta un coefficiente di sicurezza sul materiale pari a $3 \cdot 1,35 = 4,05$ applicato alle resistenze medie sopra elencate.

Per le verifiche in campo sismico (analisi non lineare statica) SLV si adotta un coefficiente di sicurezza sul materiale pari a 1,35 applicato alle resistenze medie sopra elencate.

Per le verifiche in campo sismico (analisi cinematica lineare statica) SLV si adotta un coefficiente di sicurezza sul materiale pari a $2 \cdot 1,35 = 2,70$ applicato alle resistenze medie sopra elencate.

I valori di rigidezza della muratura fessurata sono ridotti al 70% del valore non fessurato.

LE STRUTTURE IN LEGNO ESISTENTI

Per le strutture in legno (solai e copertura), valutata la tipologia di legname e le sue condizioni di manutenzione si valuta:

Legno di conifera di bassa qualità e parzialmente fessurato con fessure dirette principalmente in direzione longitudinale.

Caratteristiche di riferimento per le verifiche strutturali

Classificazione resistenza: C16

Resistenza media a trazione per flessione: 16 N/mm²

Coefficiente sul materiale: $1,50 \cdot 1,35 = 2,03$

Condizioni di verifica per travi in legno: classe di servizio 1 per carichi di media durata (solai) – breve durata per la copertura.

MATERIALI NUOVI AD USO STRUTTURALE

Calcestruzzo per getto di strutture di fondazione: Calcestruzzo a resistenza garantita classe di resistenza C25/30 – classe di esposizione XC2, diam. max inerti 24 mm.

Resistenza cubica caratteristica: 30 N/mm²

Peso specifico: 24 kN/mc

Calcestruzzo per getti di completamento (solai): Calcestruzzo a resistenza garantita del tipo con inerte leggero C30/33.

Resistenza cubica caratteristica: 33 N/mm²

Peso specifico: 18 kN/mc

Acciaio da cemento armato: Acciaio saldabile in barre ad a.m. controllato in stabilimento del tipo B450C.

Resistenza nominale a snervamento: 450 N/mm²

Resistenza nominale a rottura: 540 N/mm²

Modulo elastico: 210.000 N/mm²

Acciaio da carpenteria: Acciaio saldabile in profilati e piatti controllato in stabilimento del tipo S275.

Resistenza nominale a snervamento: 275 N/mm²

Resistenza nominale a rottura: 430 N/mm²

Modulo elastico: 210.000 N/mm²

Acciaio per bulloneria di collegamenti

Bulloni classe 10.9

tensione di snervamento $f_{y,b} = 900$ MPa,

tensione di rottura $f_{u,b} = 1000$ MPa.

Dadi classe 6S.

Malta per intonaco armato: Malta ad uso strutturale – classe M15.

Resistenza a compressione a 28 gg: 15 N/mm²

Adesione al laterizio > 1MPa a 28 gg

Modulo elastico: 9 GPa

Legno massiccio ad uso strutturale

I travicelli della copertura saranno realizzati in legno massiccio di castagno D24 classificato a vista avente le seguenti caratteristiche meccaniche e proprietà minime.

Proprietà		Castagno/Italia
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338		D24
Categorie resistenti		S
Flessione (5-percentile), N/mm ²	$f_{m,k}$	28
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	17
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	7,3
Taglio (5-percentile), N/mm ²	$f_{v,k}$	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{0,mean}$	12,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	$E_{0,05}$	10,5
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{90,mean}$	0,83
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G_{mean}	0,78
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	485
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	580

Resine chimiche per collegamenti tra parti strutturali

Tasselli chimici per cemento armato

Tasselli HILTI HIT- HY 170 o equivalenti.

Tasselli chimici per muratura

Tasselli HILTI HIT-HY 270 o equivalenti.

INPUT SISMICO

Il dimensionamento delle opere di miglioramento sismico viene condotto a partire dalla definizione della "pericolosità sismica di base" del sito in cui sorge l'opera in accordo con la normativa vigente in materia e con quanto riportato nell'indagine geosismica svolta a cura del Dott. Geol. Franco Gemelli di Sassuolo

Le coordinate geografiche del sito sono: Latitudine 44.572667, Longitudine 10.850594

Classe d'uso della costruzione: II

Vita nominale VN = 50 anni

Periodo di riferimento = 50 anni

Con riferimento ai dati desunti dall'indagine sismica condotta sul sottosuolo presente nel sito in oggetto, si potranno impiegare i seguenti valori per l'analisi sismica.

Le analisi svolte impiegano input sismico coerente con le risultanze dell'indagine sismica e con quanto riportato nella relazione illustrativa sintetica.

I PRINCIPALI RISULTATI – LA STRUTTURA ESISTENTE

Per i risultati principali ottenuti si fa riferimento alla situazione statica SLU e sismica SLV delle murature ed alla condizione di verifica SLU degli elementi orizzontali portanti.

IPOTESI DI MODELLAZIONE

- Fasce incastrate ai maschi ma prive di resistenza a trazione
- Assenza di piani rigidi;
- Tutte le travi sono considerate in appoggio semplice;
- Eccentricità minima: $1/200$ dell'altezza:

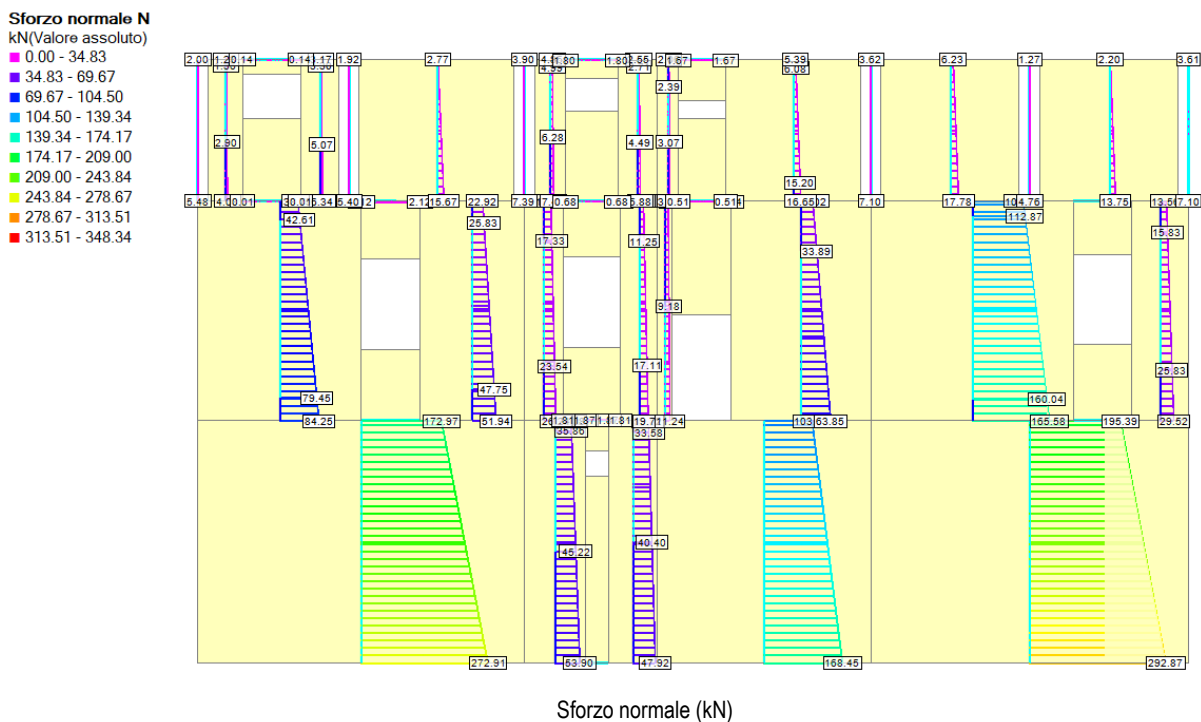
LE VERIFICHE SLU DELLE MURATURE ESISTENTI - QUADRO DI VERIFICA

Si propone un sintetico quadro di verifica per le diverse pareti principali della costruzione evidenziando le problematiche da risolvere in sede progettuale.

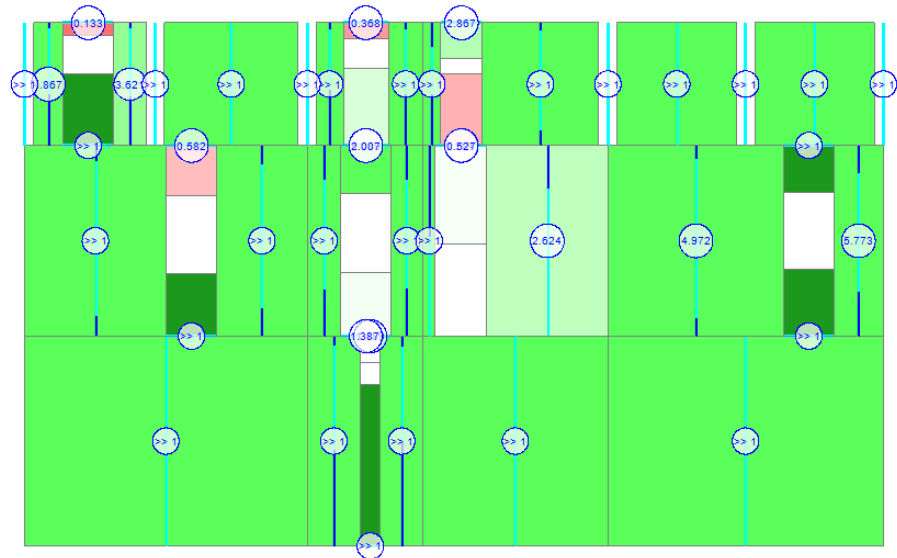
ANALISI STATICA SLU

Si riporta di seguito per le singole pareti principali il quadro di verifica complessiva a carichi verticali – SLU.

PARETE X01

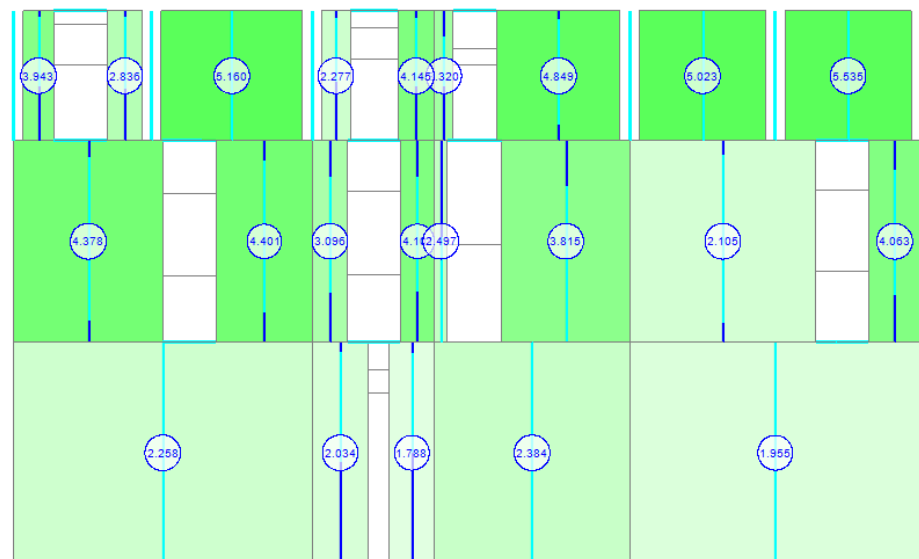


- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Verifica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

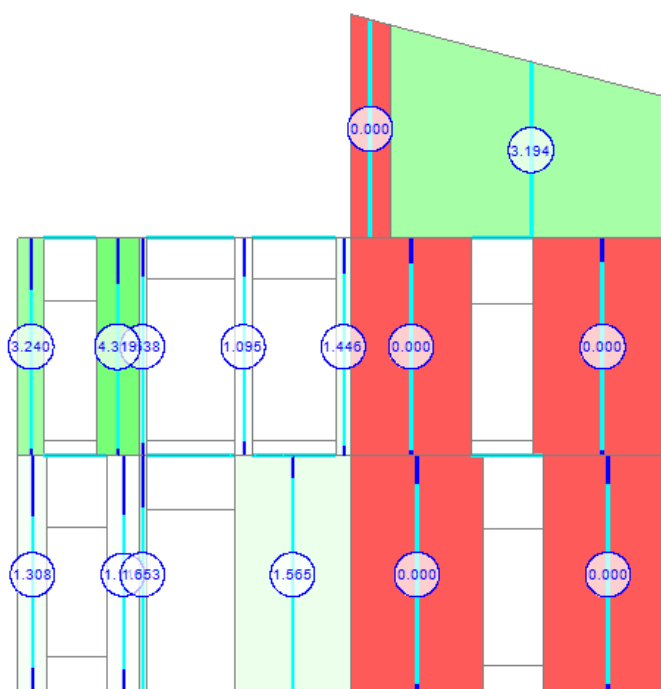
Sforzo normale N

kN(Valore assoluto)

-

pag. 19

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

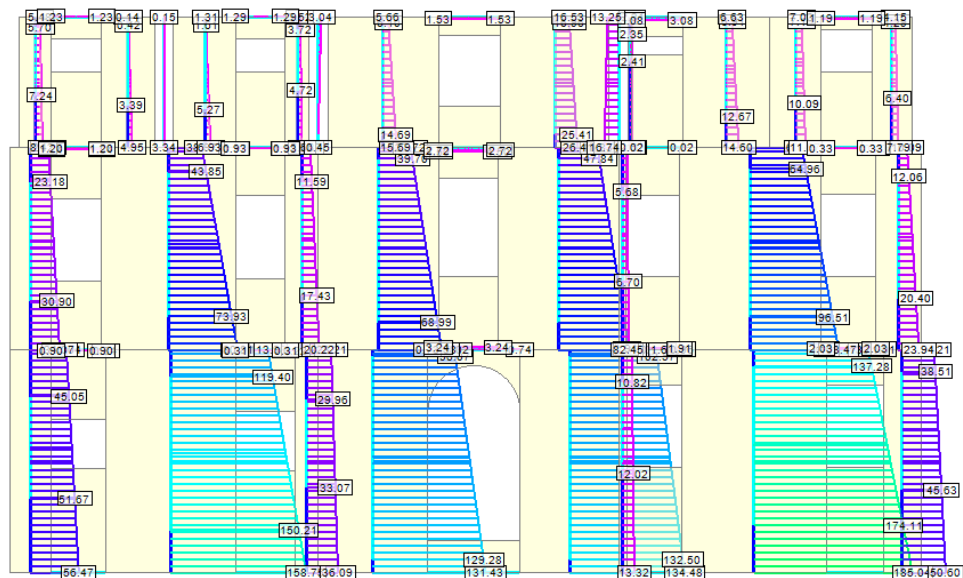


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETE X03

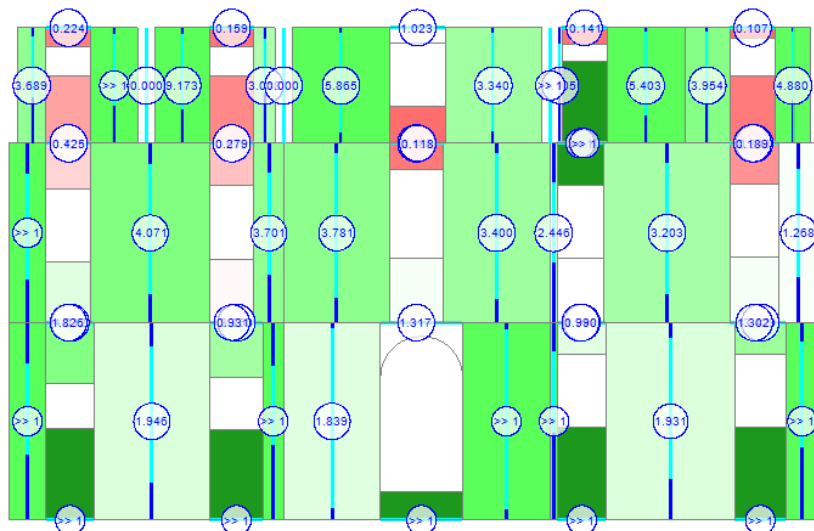
Sforzo normale N
kN (Valore assoluto)

- 0.00 - 34.83
- 34.83 - 69.67
- 69.67 - 104.50
- 104.50 - 139.34
- 139.34 - 174.17
- 174.17 - 209.00
- 209.00 - 243.84
- 243.84 - 278.67
- 278.67 - 313.51
- 313.51 - 348.34



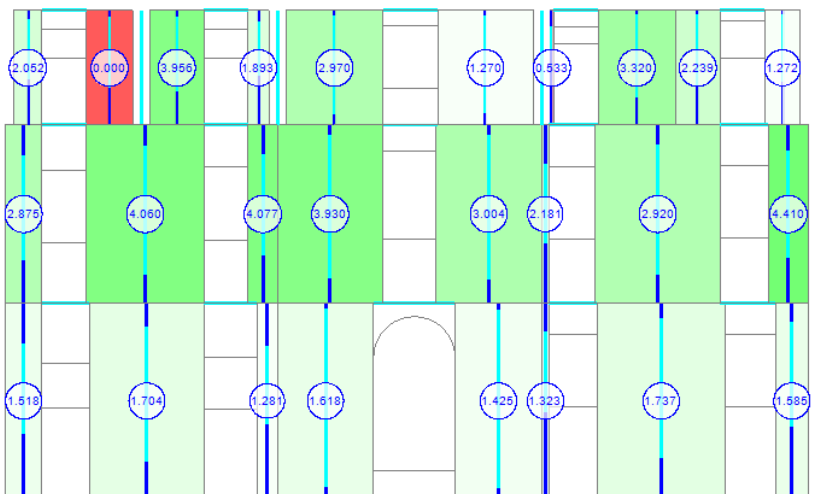
Sforzo normale (kN)

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Verifica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



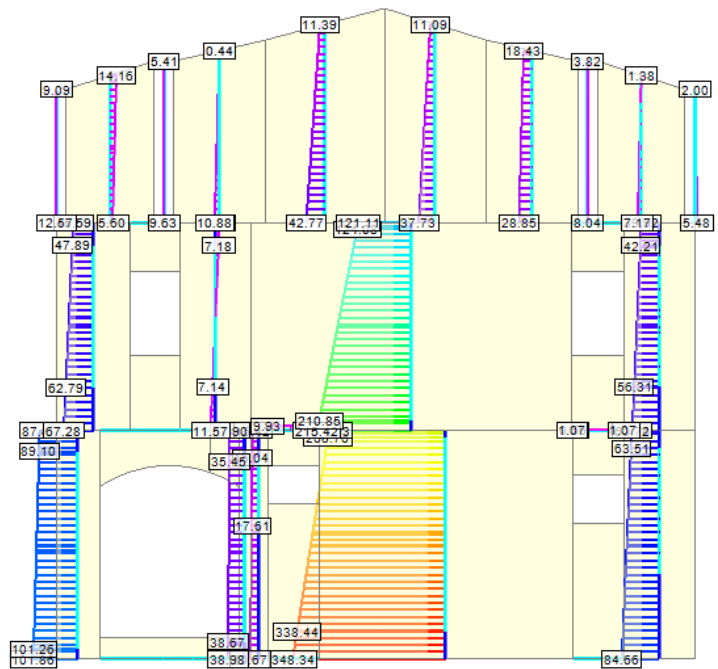
Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETE Y01

Sforzo normale N

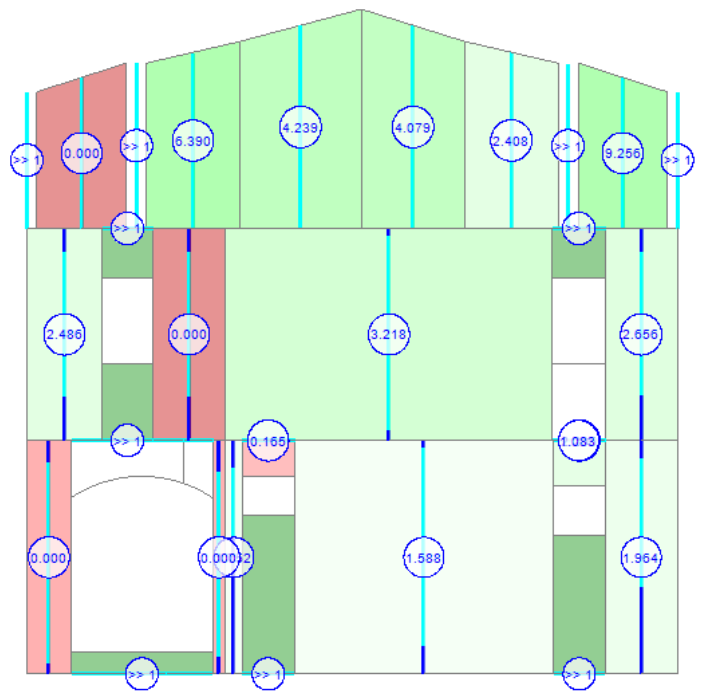
kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 34.83
- 34.83 - 69.67
- 69.67 - 104.50
- 104.50 - 139.34
- 139.34 - 174.17
- 174.17 - 209.00
- 209.00 - 243.84
- 243.84 - 278.67
- 278.67 - 313.51
- 313.51 - 348.34



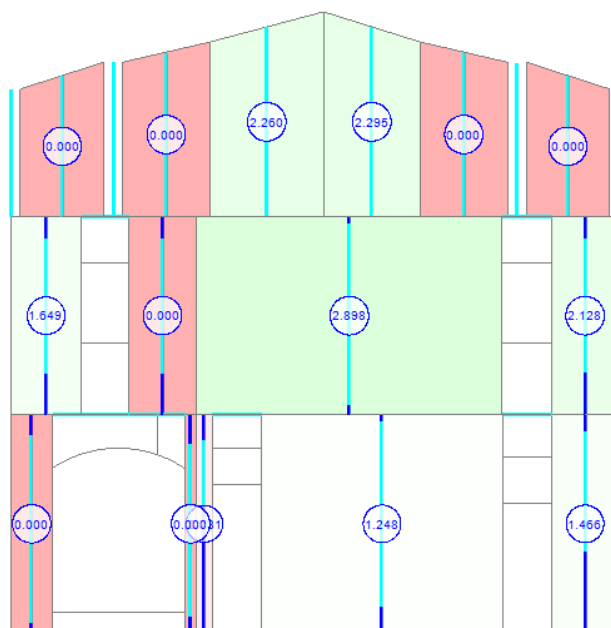
Sforzo normale (kN)

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Verifica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



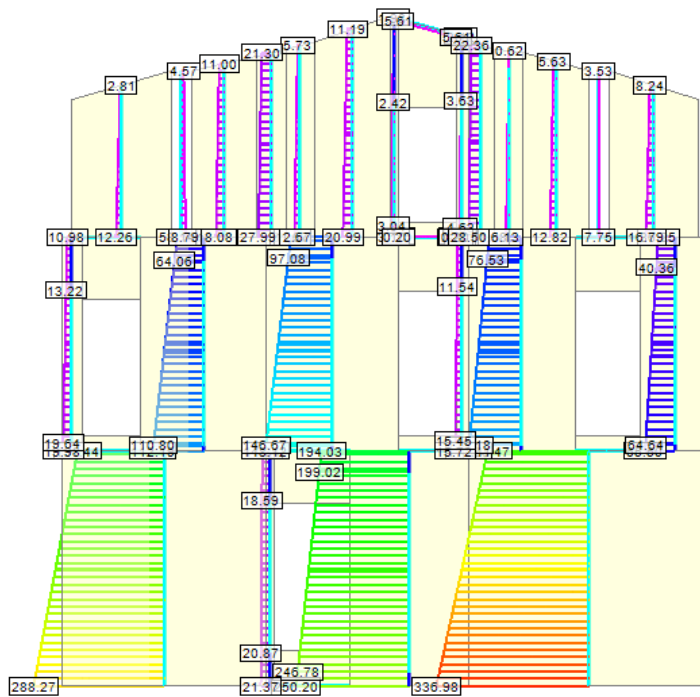
Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETE Y02

Sforzo normale N

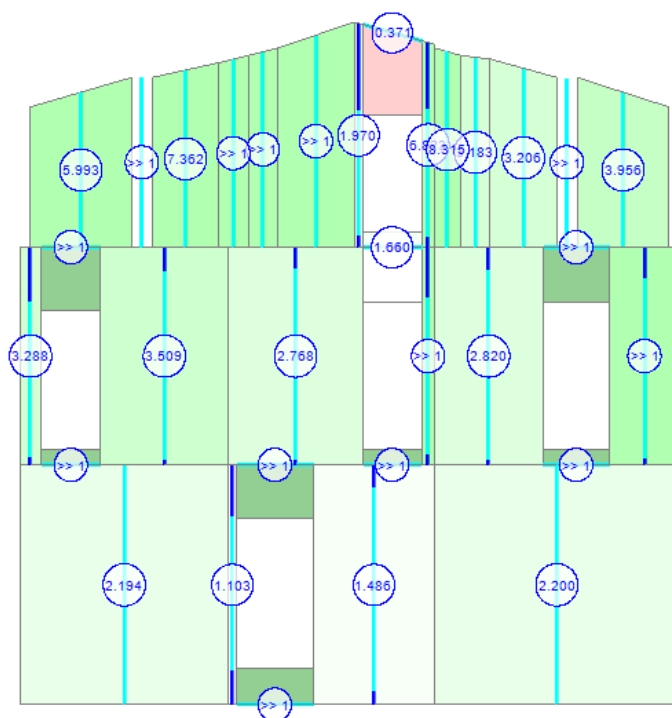
kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 34.83
- 34.83 - 69.67
- 69.67 - 104.50
- 104.50 - 139.34
- 139.34 - 174.17
- 174.17 - 209.00
- 209.00 - 243.84
- 243.84 - 278.67
- 278.67 - 313.51
- 313.51 - 348.34



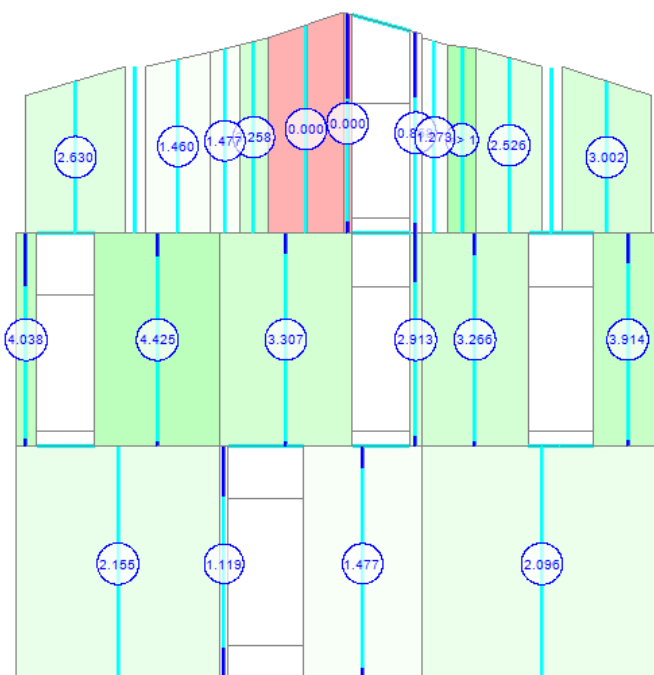
Sforzo normale (kN)

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



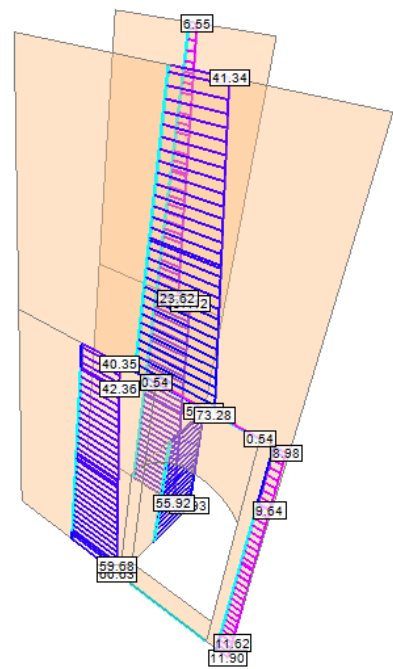
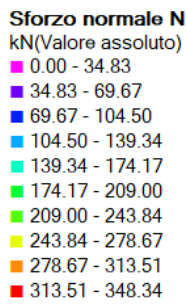
Verifica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

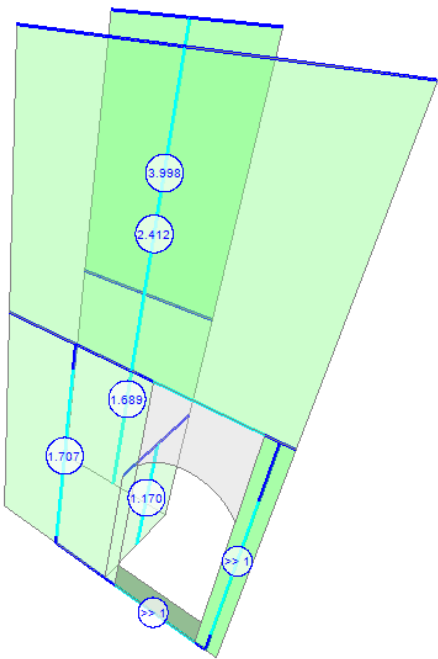
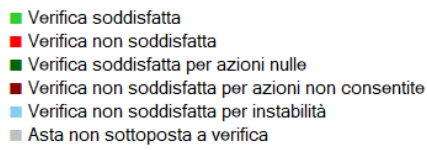


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETI DIR. Y – ZONA SCALA

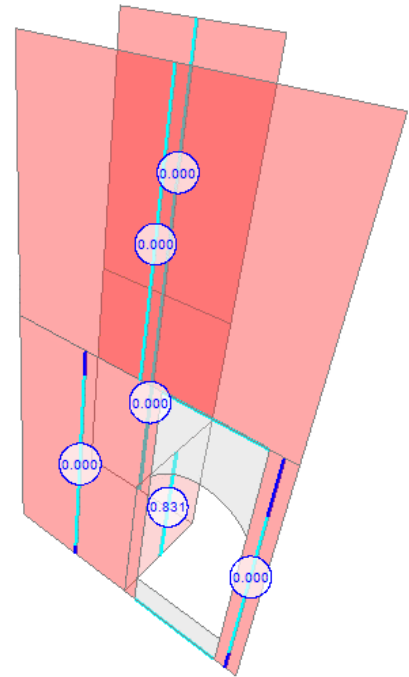


Sforzo normale (kN)



Verifica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

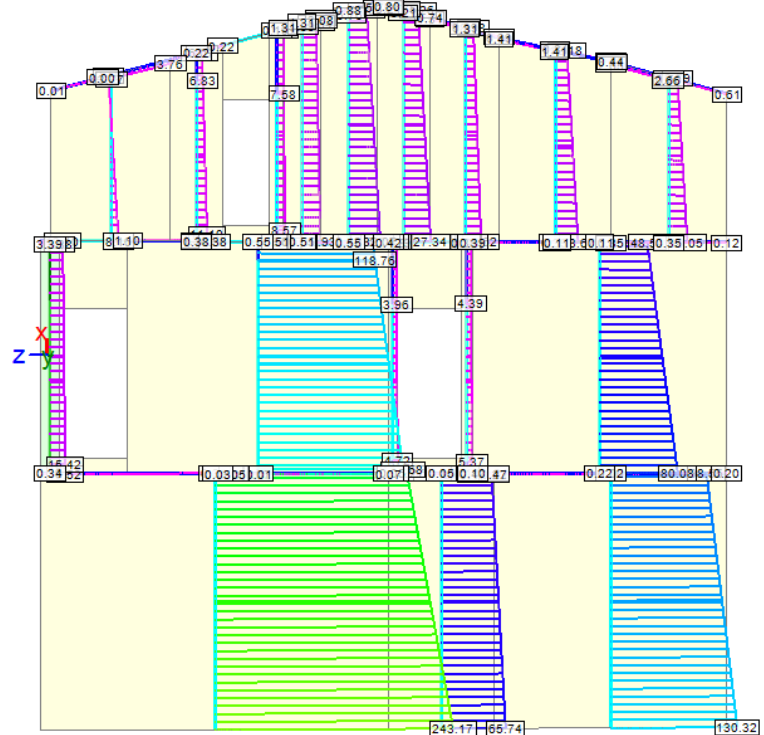


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETE Y04

Sforzo normale N
kN(Valore assoluto)

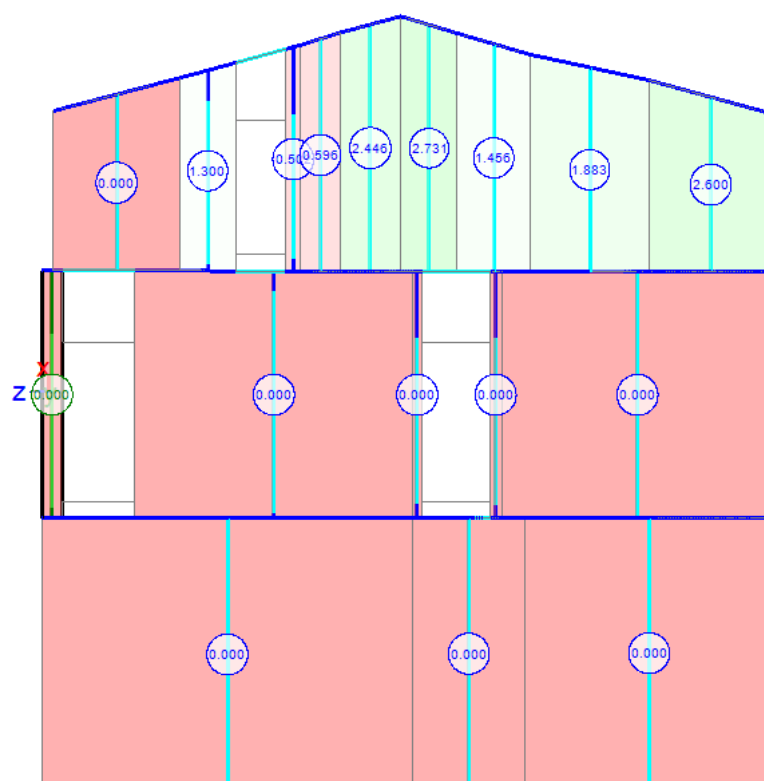
- 0.00 - 34.84
- 34.84 - 69.68
- 69.68 - 104.51
- 104.51 - 139.35
- 139.35 - 174.19
- 174.19 - 209.03
- 209.03 - 243.87
- 243.87 - 278.70
- 278.70 - 313.54
- 313.54 - 348.38



Sforzo normale (kN)

-

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



pag. 27

I PRINCIPALI RISULTATI – LA STRUTTURA RINFORZATA

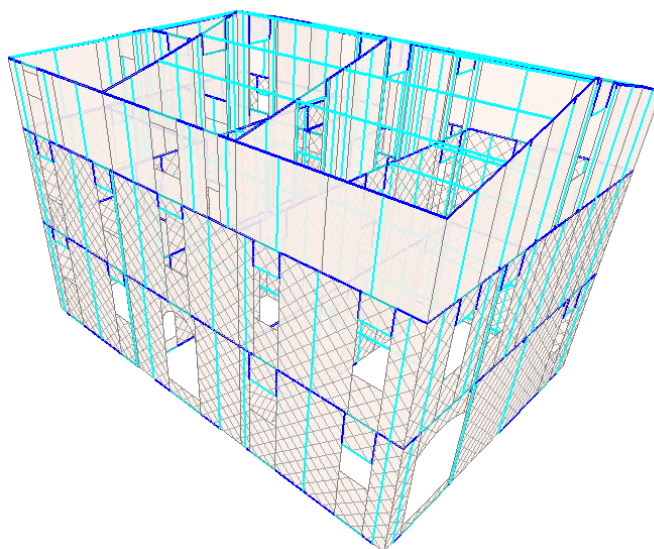
Per la struttura rinforzata secondo le modalità indicate negli elaborati grafici di progetto, i risultati principali ottenuti faranno riferimento alla situazione statica SLU e sismica SLV delle murature ed alla condizione di verifica SLU degli elementi orizzontali portanti.

Di seguito si fornisce una breve descrizione del modello globale (modello a telaio equivalente) impiegato ai fini della verifica di sicurezza dell'edificio "sismicamente migliorato" e del dimensionamento delle strutture di rinforzo. Per l'edificio in oggetto vengono condotte analisi di tipo statico lineare (combinazioni SLU), statico non lineare (per analisi sismiche globali) e cinematiche lineari (meccanismi locali).

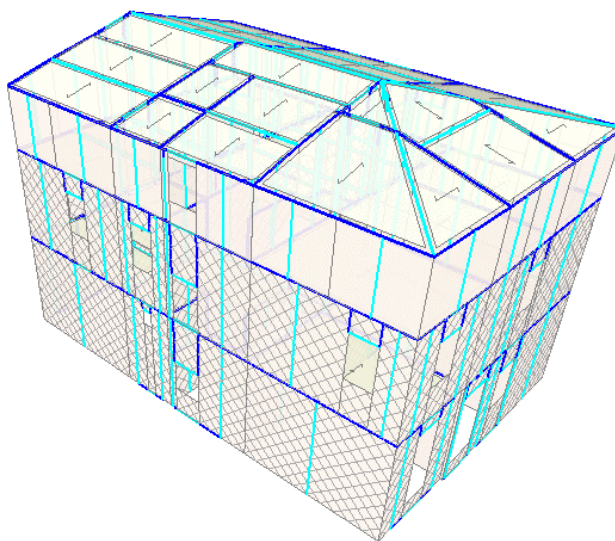
IPOTESI DI MODELLAZIONE

- Fasce incastrate ai maschi con elementi di rinforzo in grado di assorbire trazione per flessione
- Presenza di piani rigidi;
- Tutte le travi sono considerate in appoggio semplice;
- Eccentricità minima: 1/200 dell'altezza;

IL MODELLO DI ANALISI

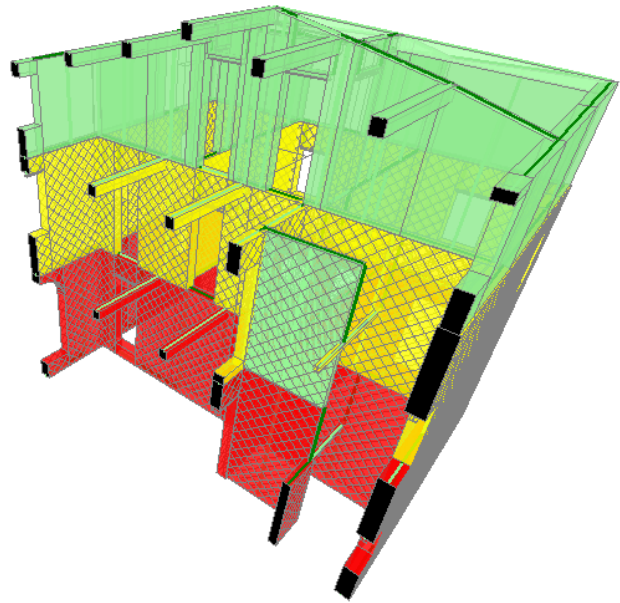


Il modello globale della struttura rinforzata – vista da nord est

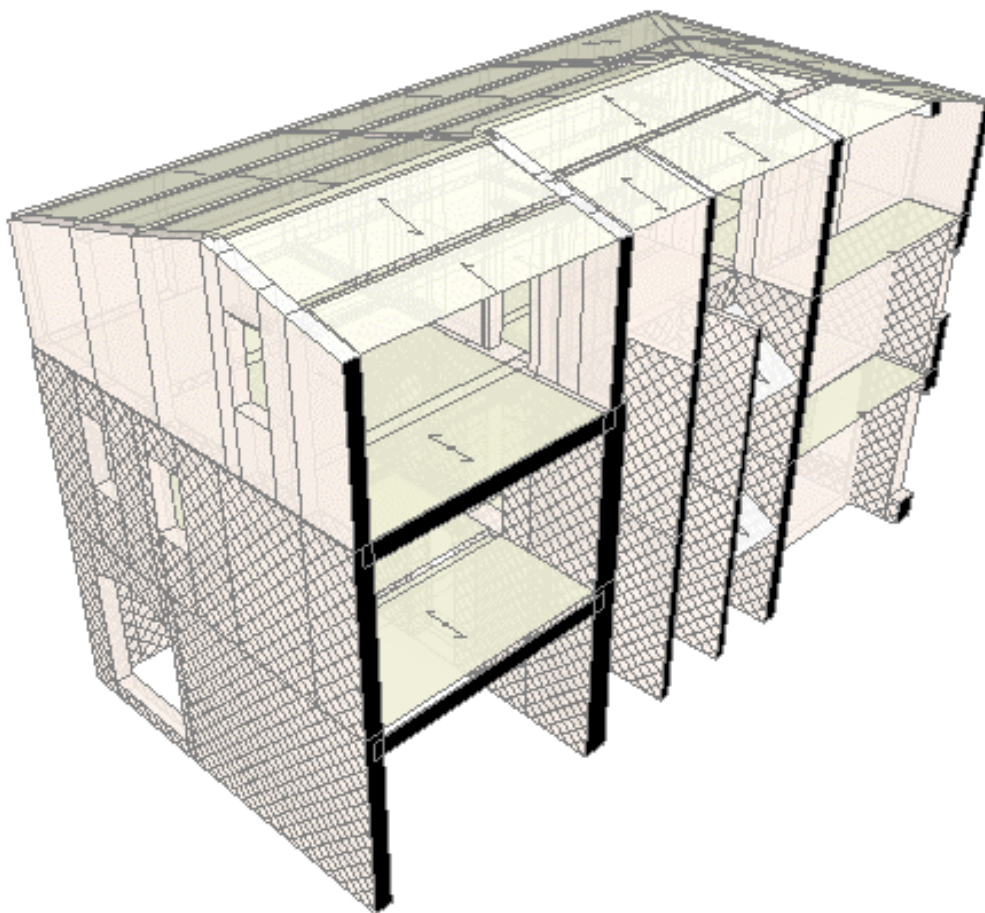


Il modello globale della struttura rinforzata – vista da sud ovest

- Fondazione
- Piano 1
- Piano 2
- Piano 3

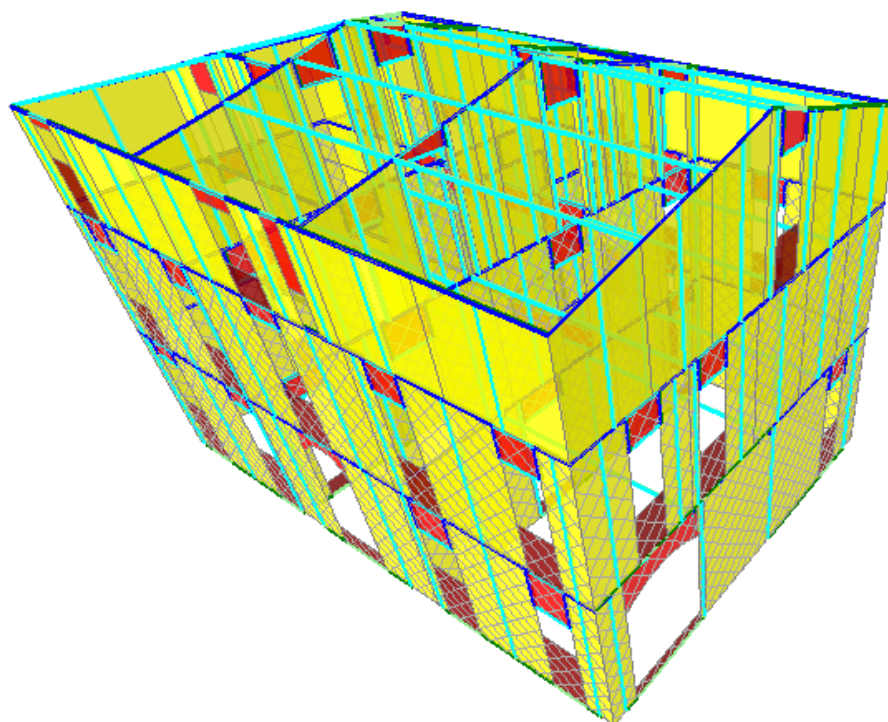


I livelli strutturali

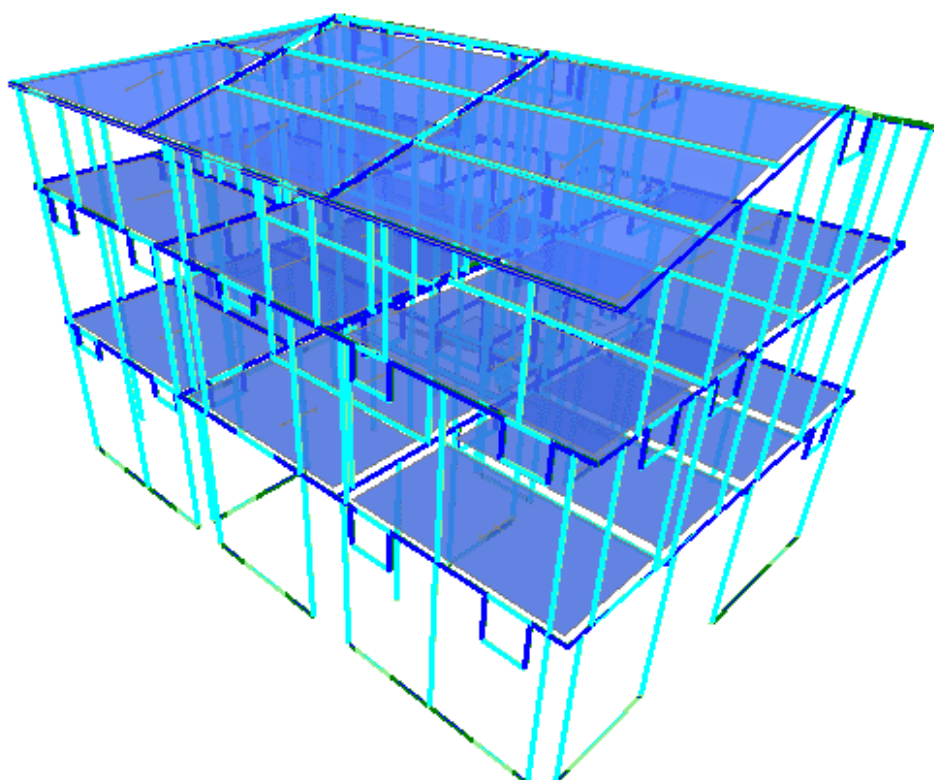


Lo schema delle travi interne e la zona ascensore

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

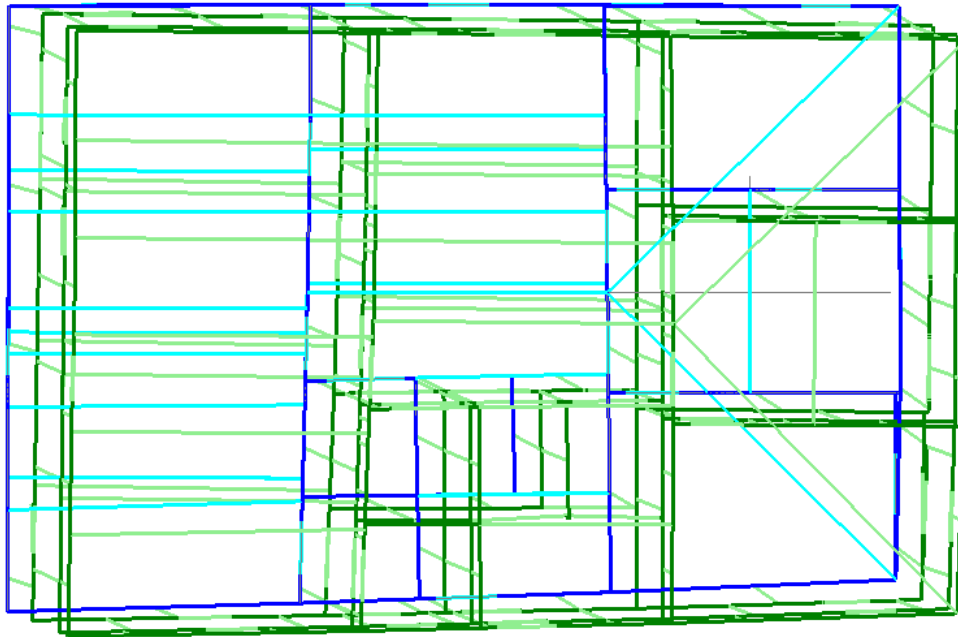


Il telaio equivalente tridimensionale – maschi in giallo – fasce in rosso

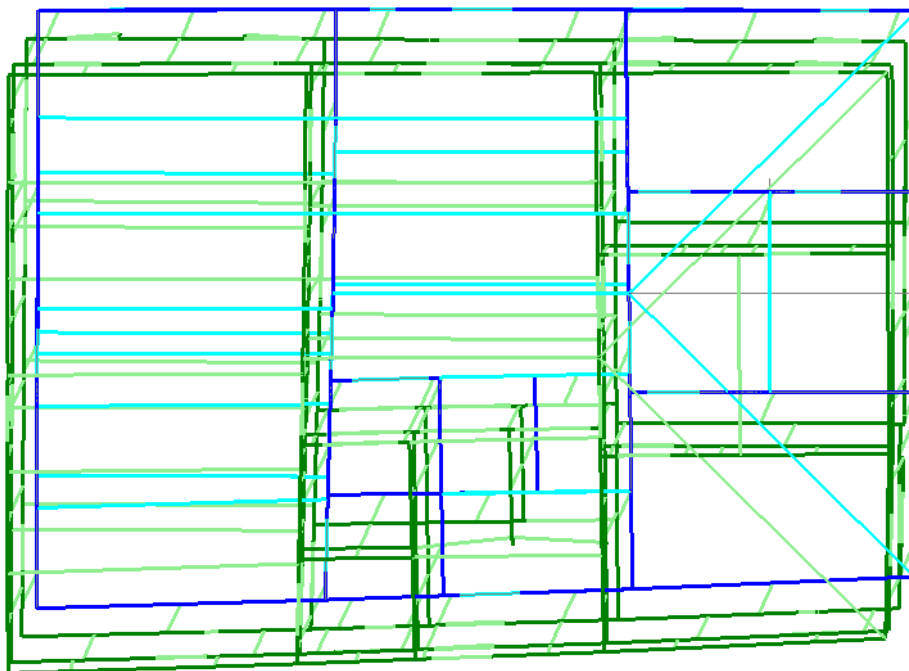


Il telaio equivalente tridimensionale e gli impalcati – in blu le zone rigide – in azzurro le zone flessibili

IL COMPORTAMENTO DINAMICO DELLA STRUTTURA RINFORZATA



Deformata modo principale 1 – Direzione X - Massa partecipante 74%



Deformata modo principale 2 – Direzione Y - Massa partecipante 75%

I periodi propri di vibrazione della costruzione si modificano (in $X = 0,177$ sec, in $Y = 0,171$ sec) valutati secondo analisi modale; si può ritenere che la struttura – nonostante una riduzione del periodo mantiene la propria risposta esposta a valori di accelerazione massimi (pari a $0,52-0,53g$) con riferimento alle componenti orizzontali dello spettro elastico allo SVL.

Trattandosi di edificio esistente in classe d'uso II in zona a bassa sismicità, anche per la struttura rinforzata le valutazioni e le verifiche in campo statico e sismico saranno condotte unicamente con riferimento allo SLV per la condizione sismica e allo SLU in campo statico.

LE VERIFICHE SLU DELLE MURATURE “RINFORZATE”

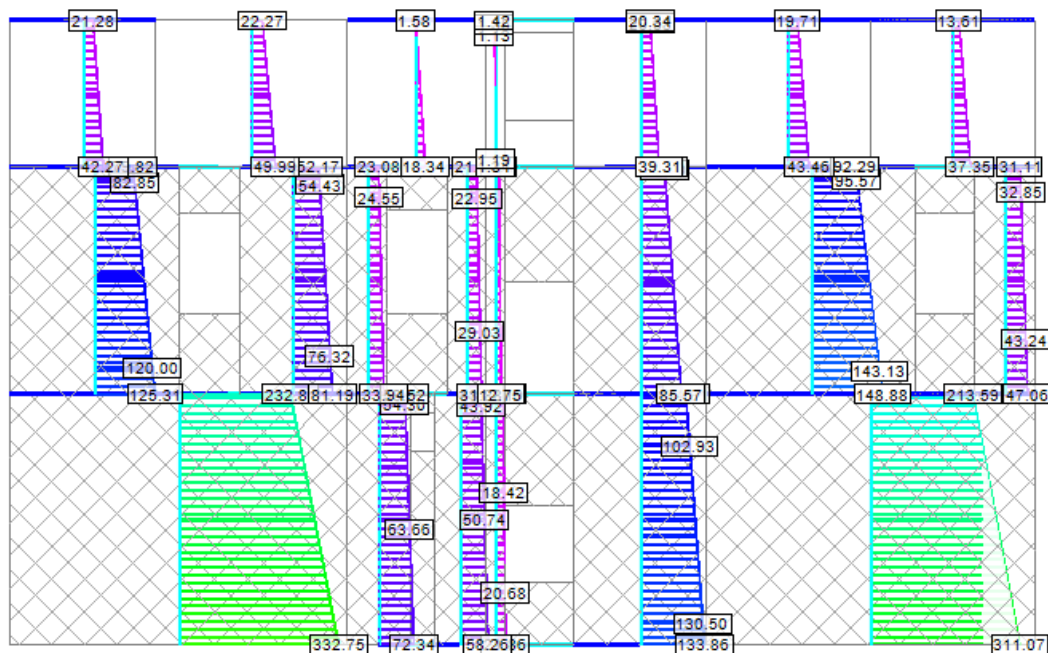
QUADRO DI VERIFICA

Si propone un sintetico quadro di verifica per le diverse pareti principali della costruzione così come rinforzate mediante gli interventi in progetto.

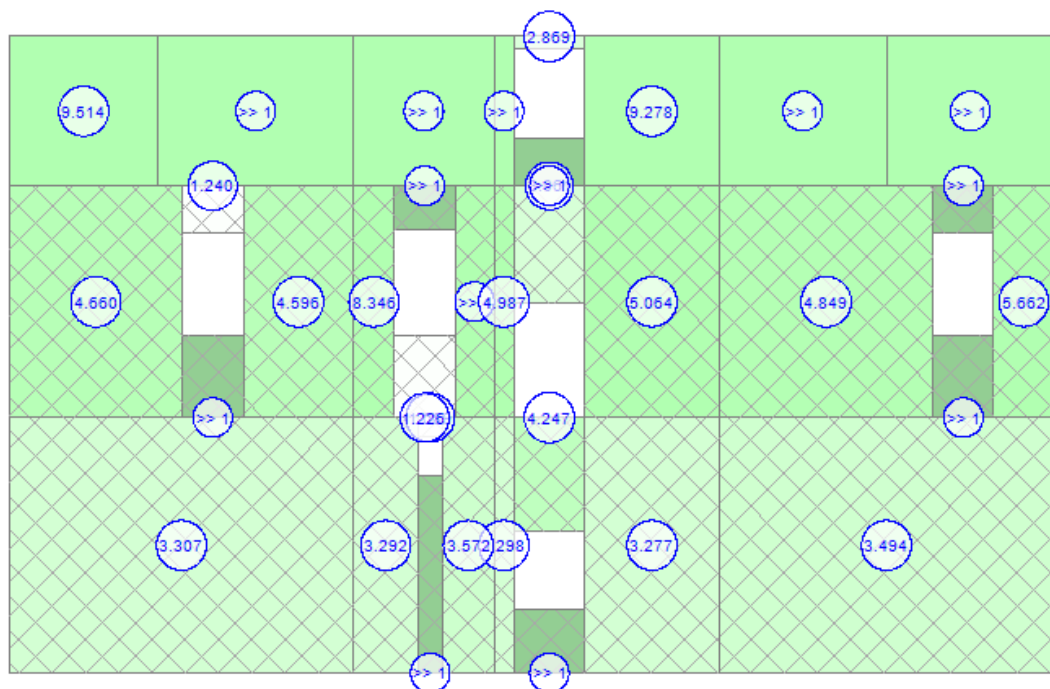
ANALISI STATICA SLU

Si riporta di seguito per le singole pareti principali il quadro di verifica complessiva a carichi verticali – SLU.

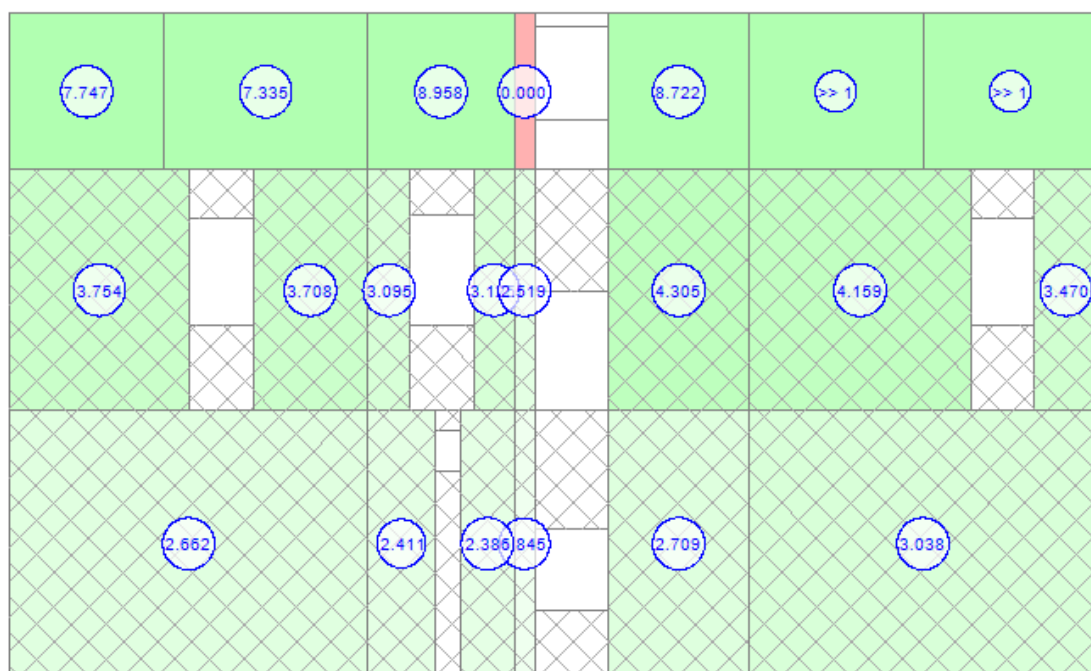
PARETE X01



Sforzo normale (kN)



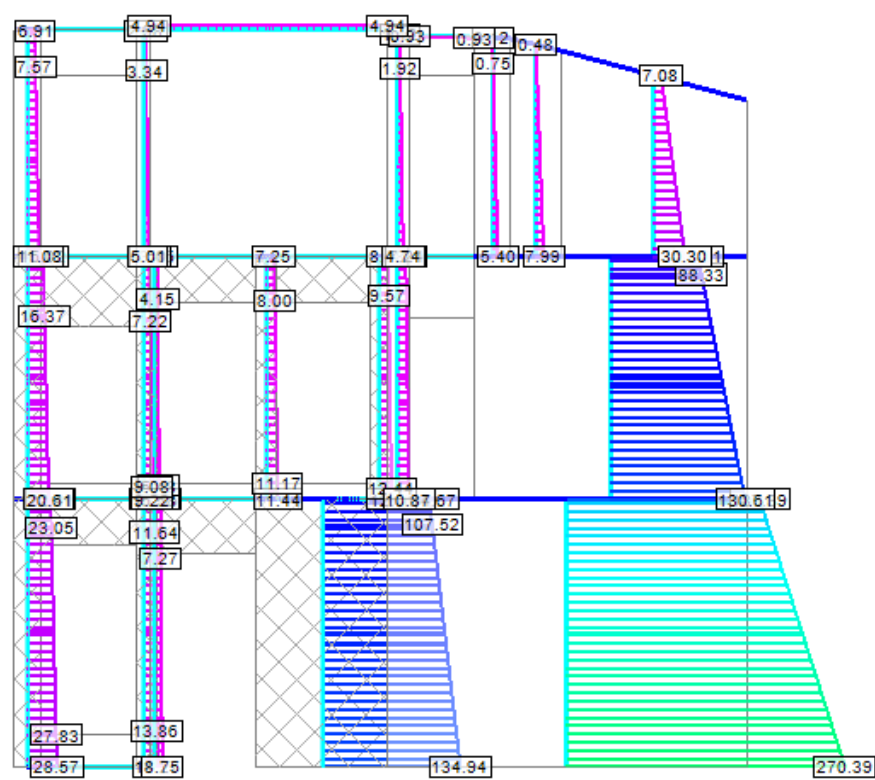
Verifica a pressoflessione nel piano



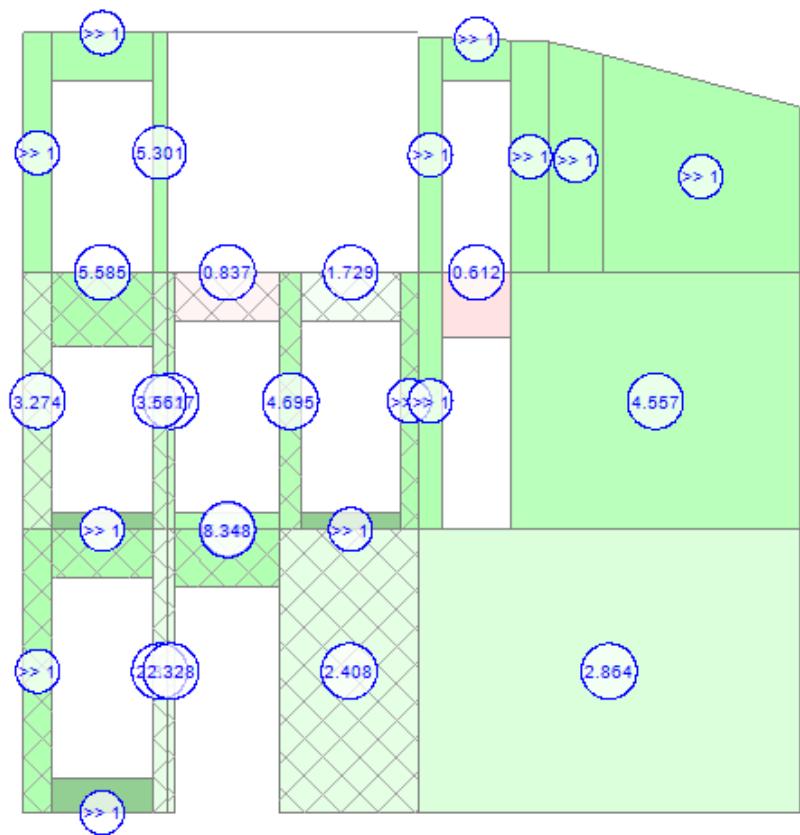
Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

L'unico elemento non verificato al piano sottotetto è conseguenza della modellazione adottata in quanto non trattasi di singolo maschio murario molto stretto. Le verifiche si intendono quindi tutte soddisfatte in campo statico SLU per la parete in oggetto.

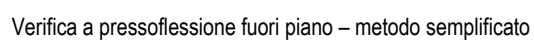
PARETI X02A e X02B



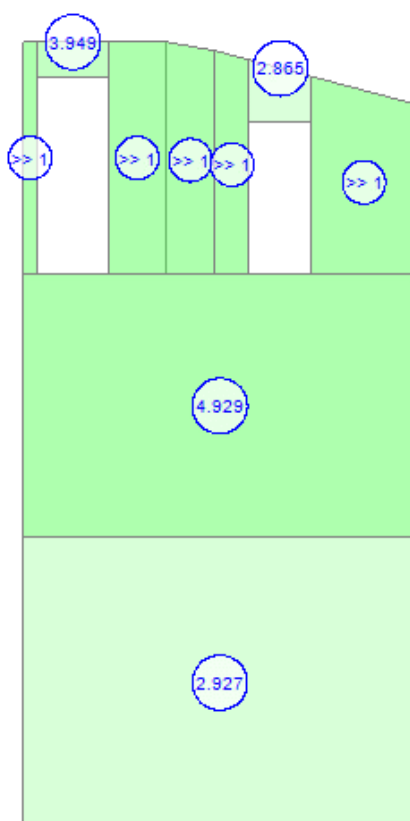
Sforzo normale (kN)



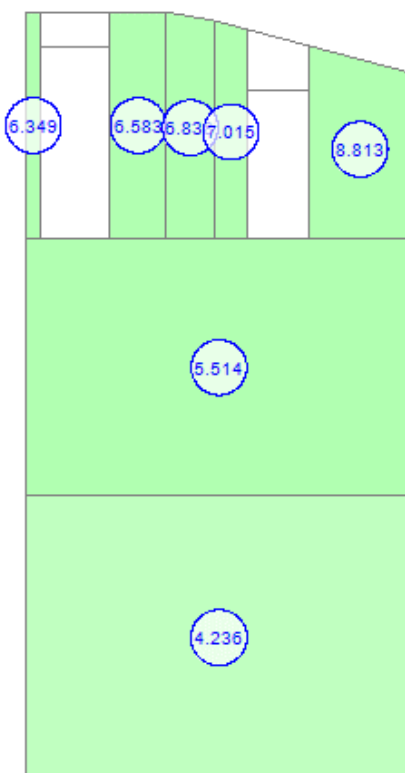
Verifica a pressoflessione nel piano



Sforzo normale (kN)

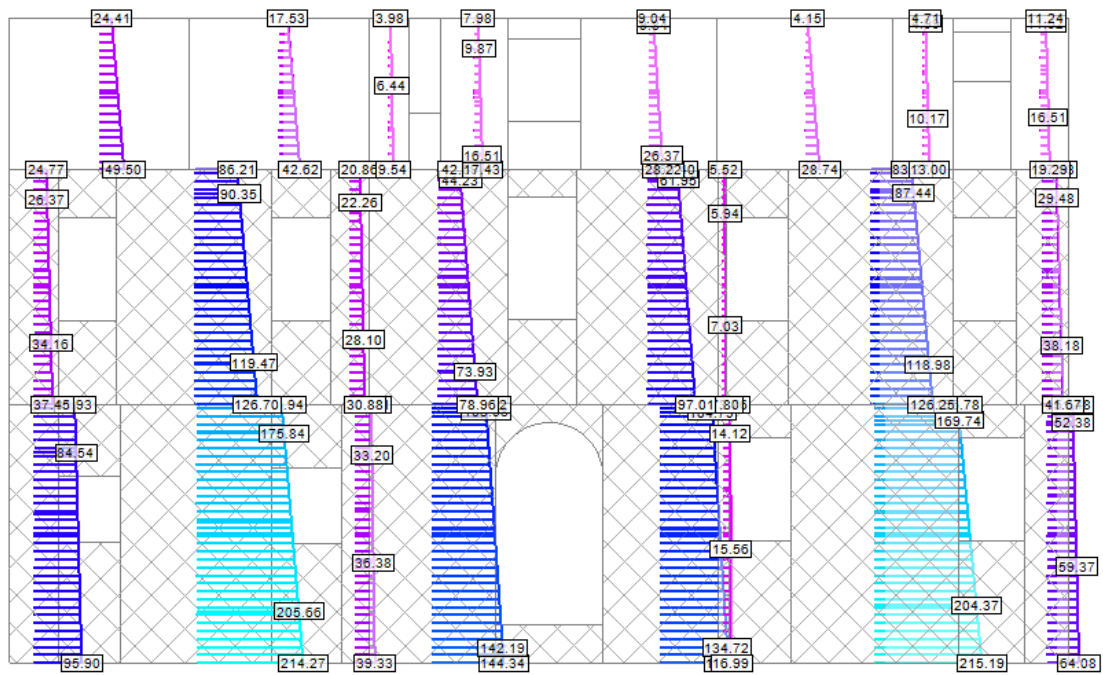


Verifica a pressoflessione nel piano

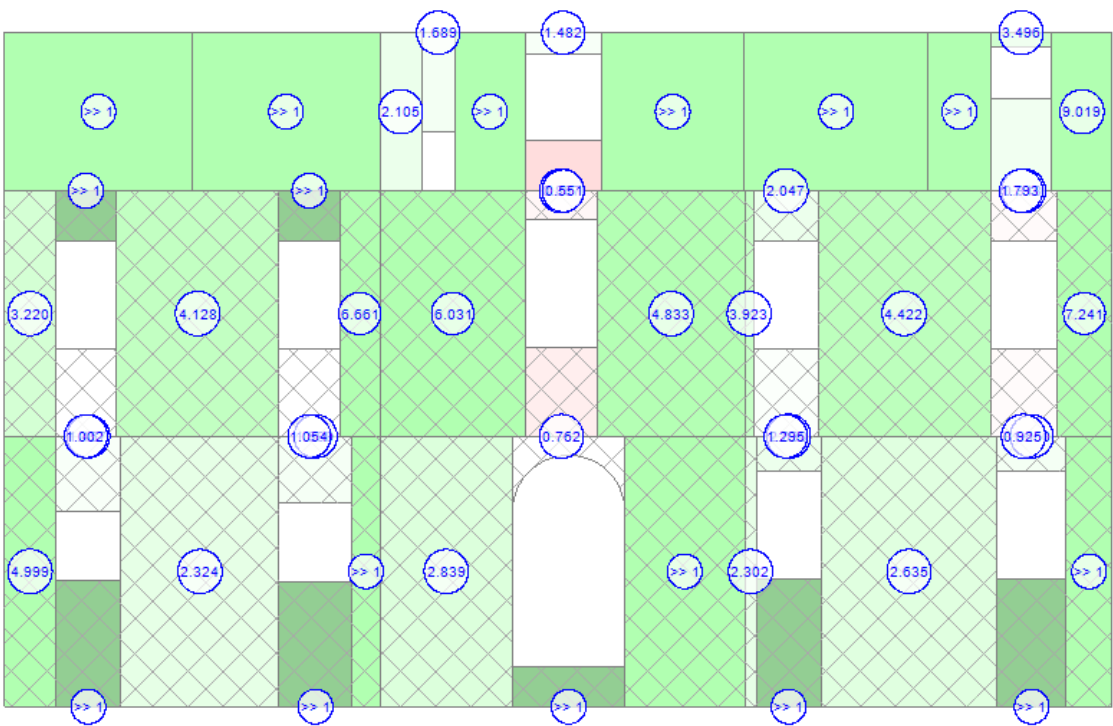


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

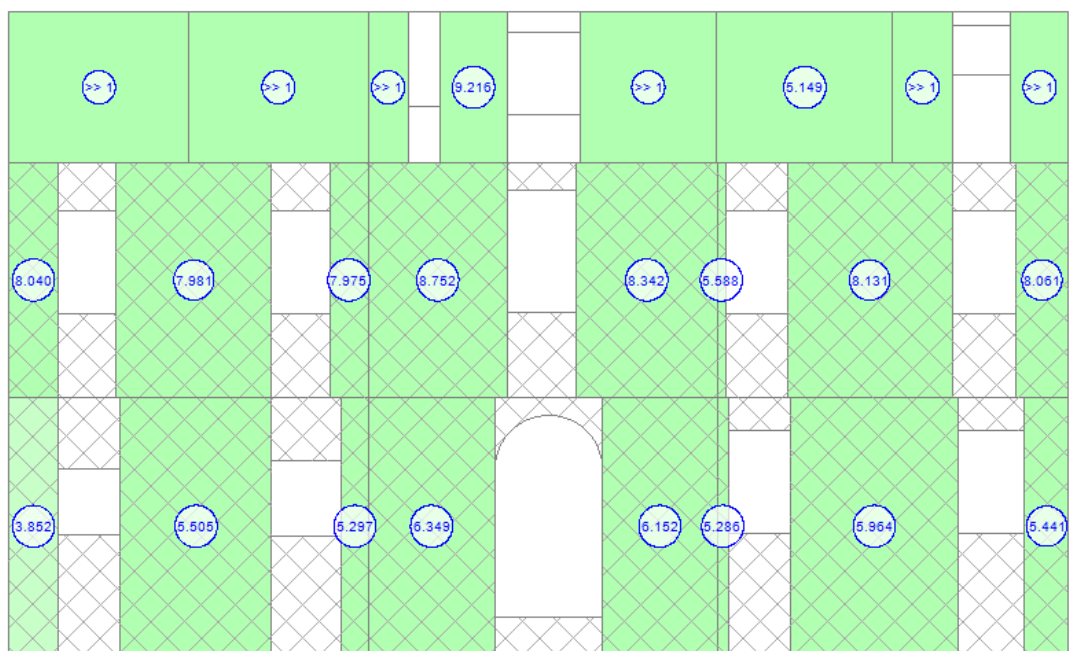
PARETE X03



Sforzo normale (kN)

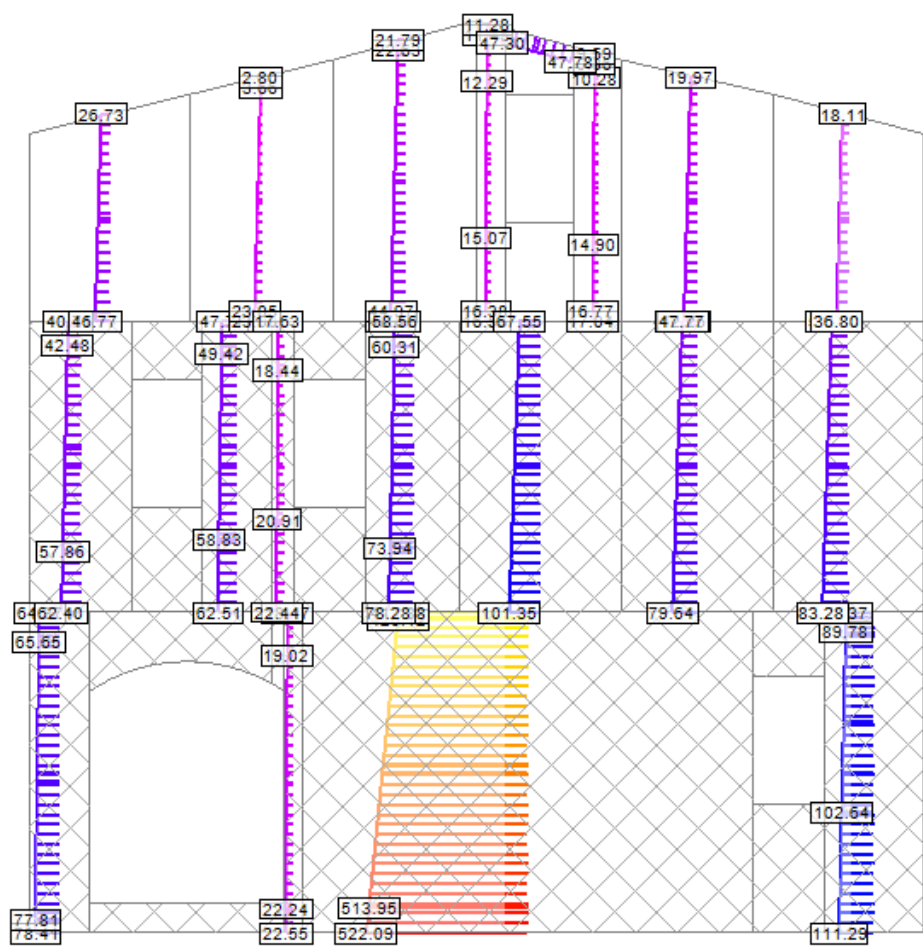


Verifica a pressoflessione nel piano

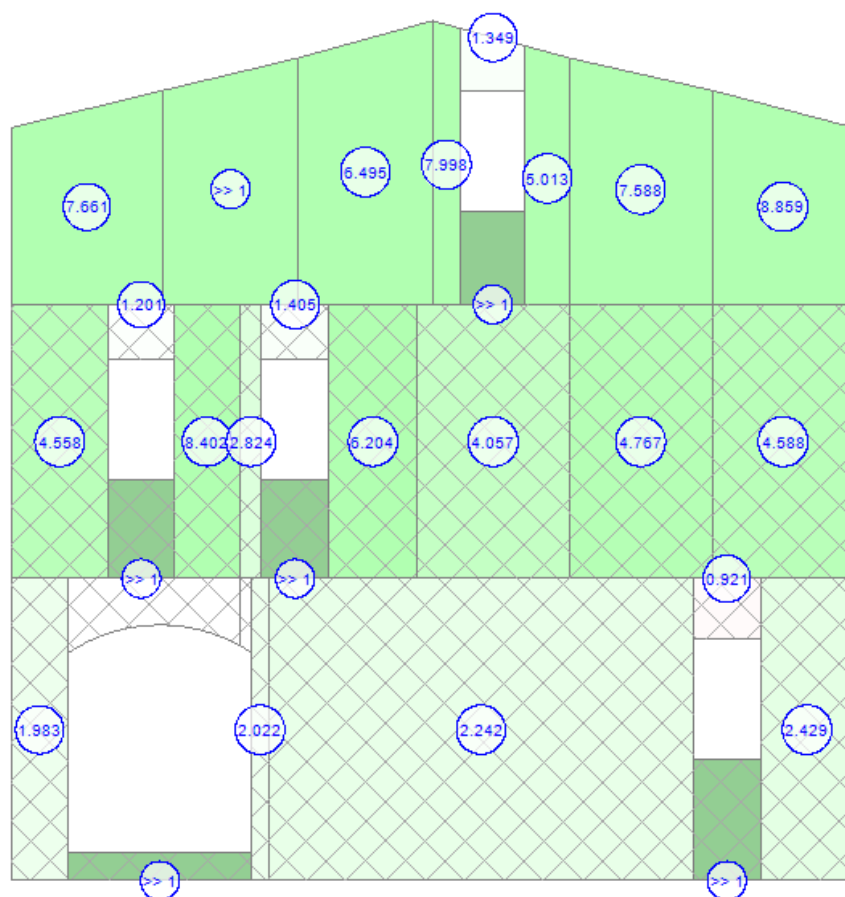


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

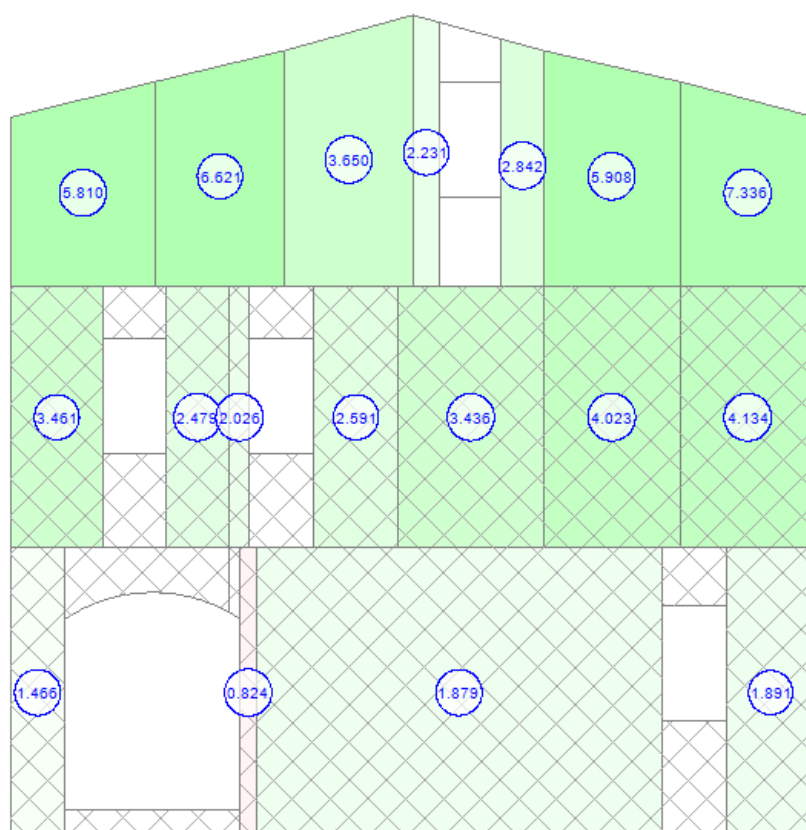
PARETE Y01



Sforzo normale (kN)

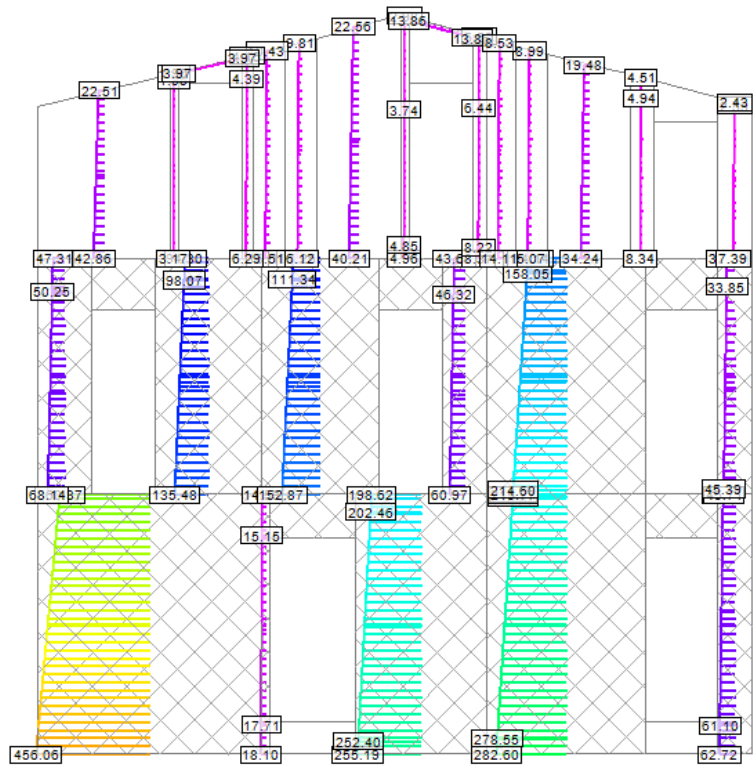


Verifica a pressoflessione nel piano

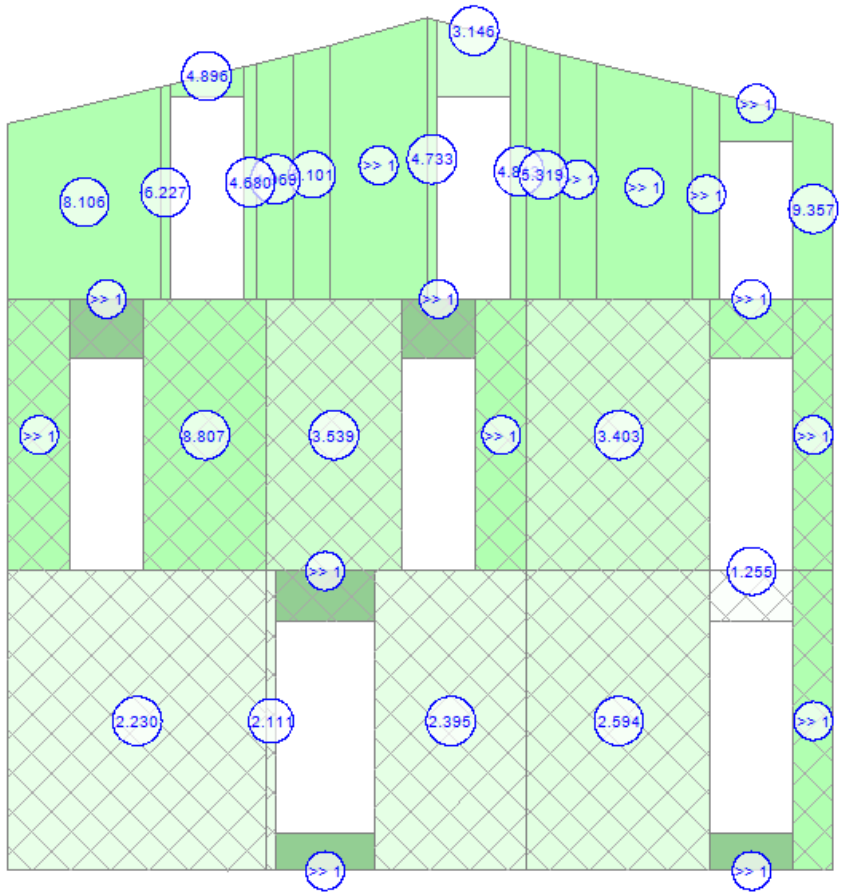


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

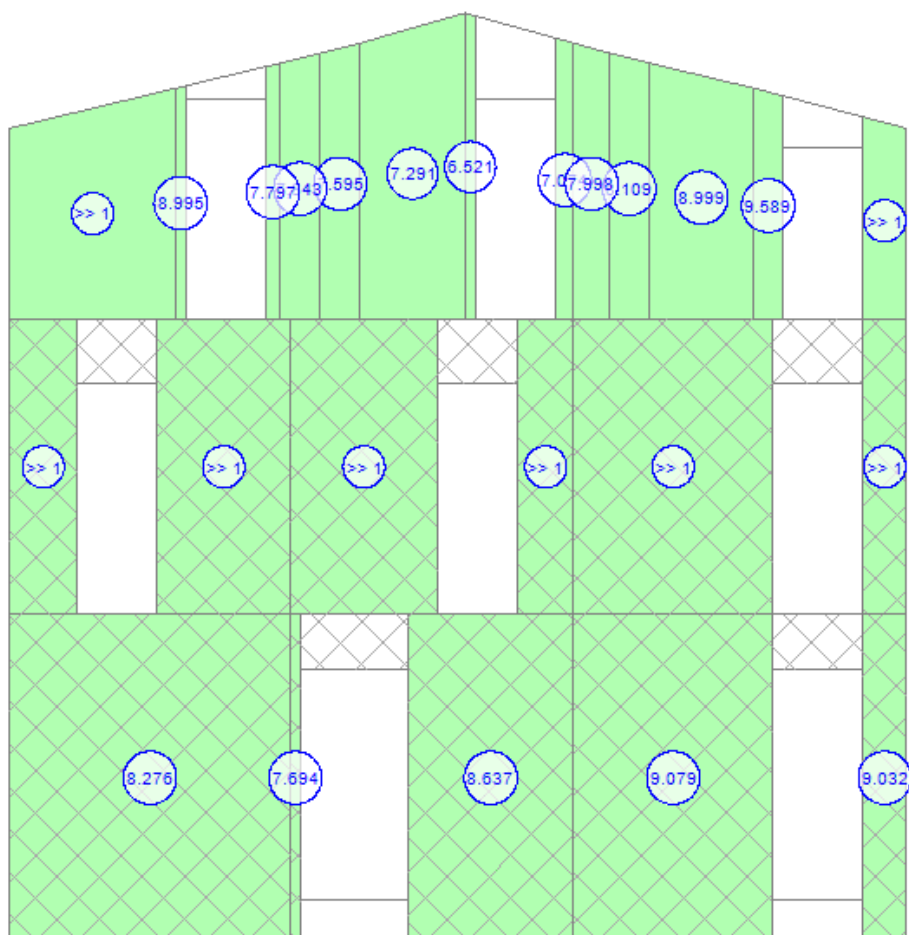
PARETE Y02



Sforzo normale (kN)

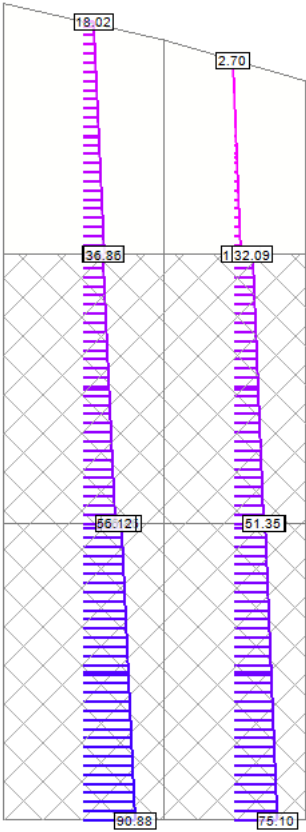


Verifica a pressoflessione nel piano

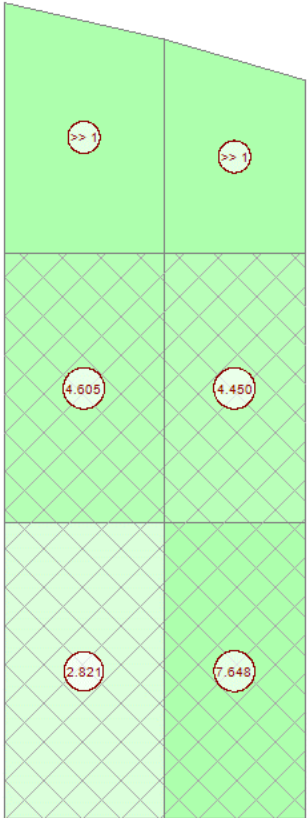


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

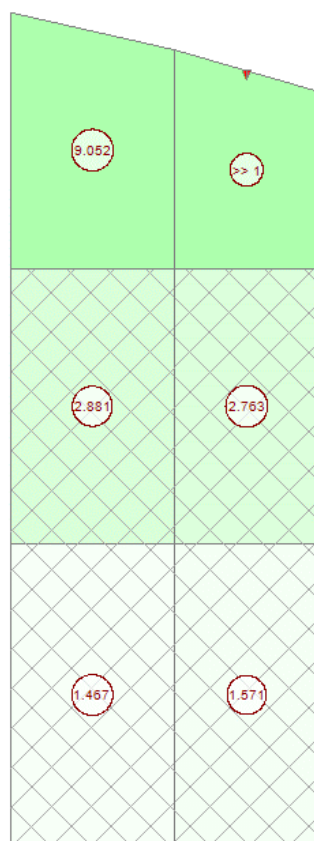
PARETI DIR. Y – ZONA SCALA



Sforzo normale (kN)

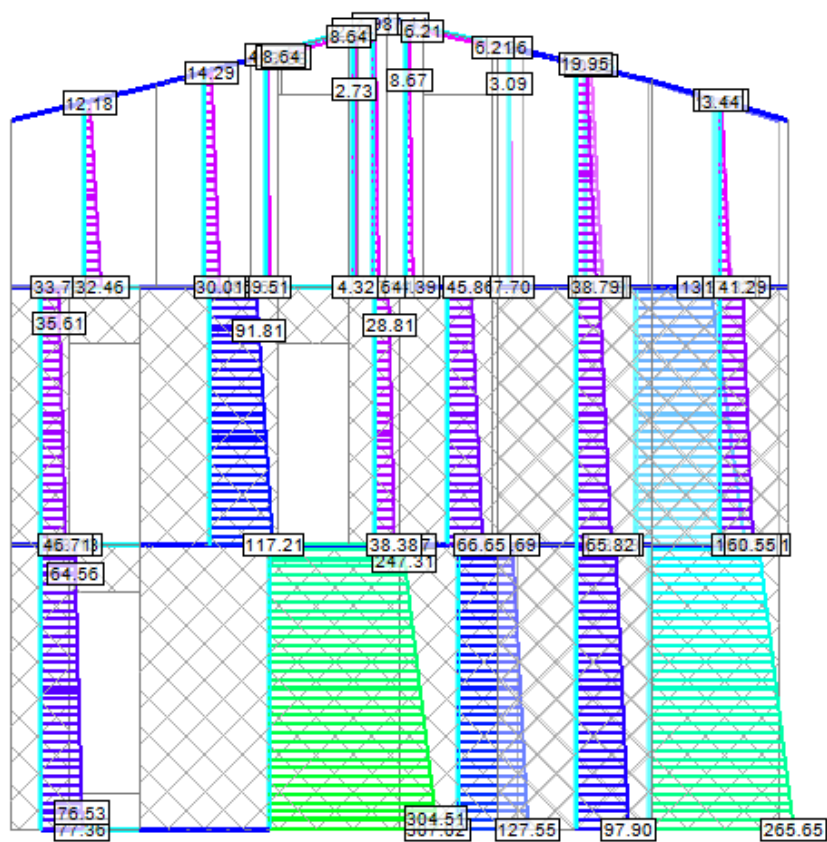


Verifica a pressoflessione nel piano

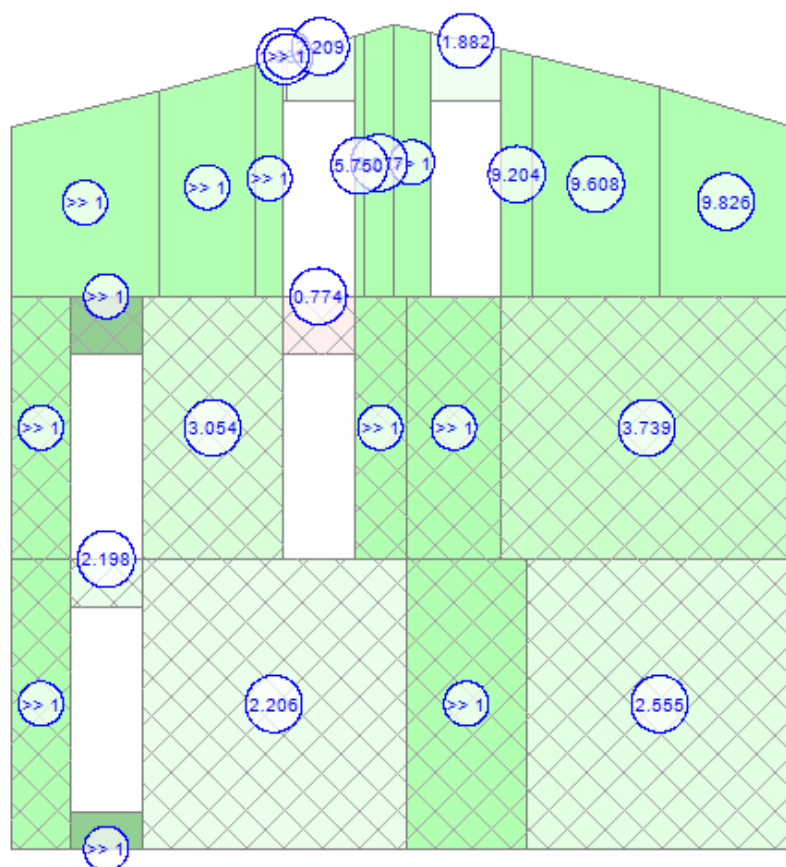


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

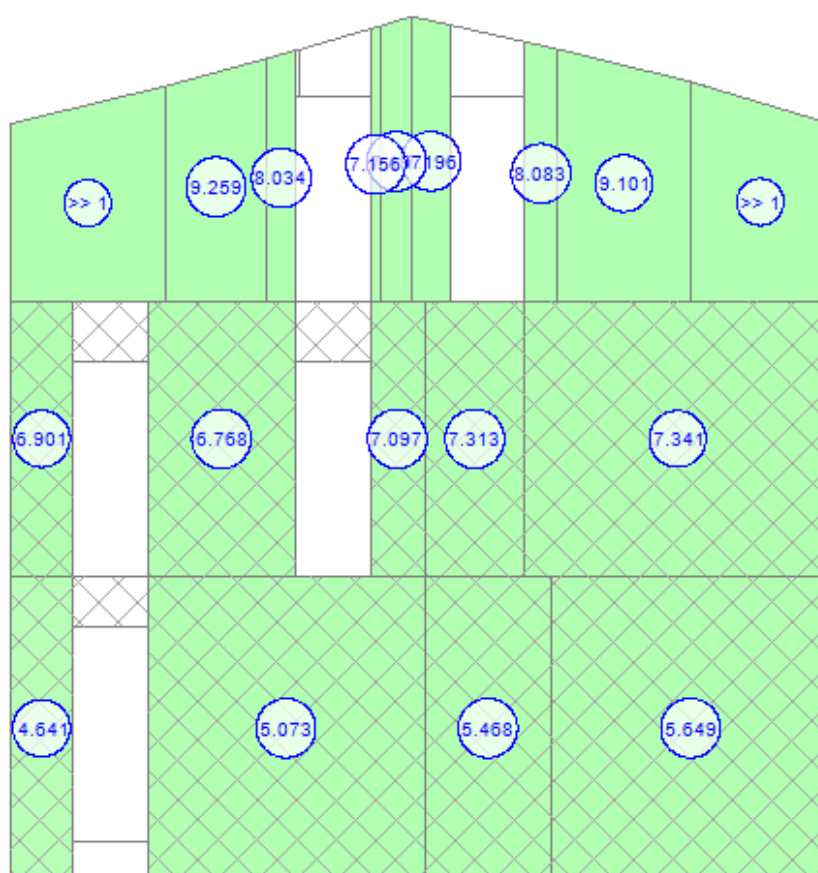
PARETE Y04



Sforzo normale (kN)

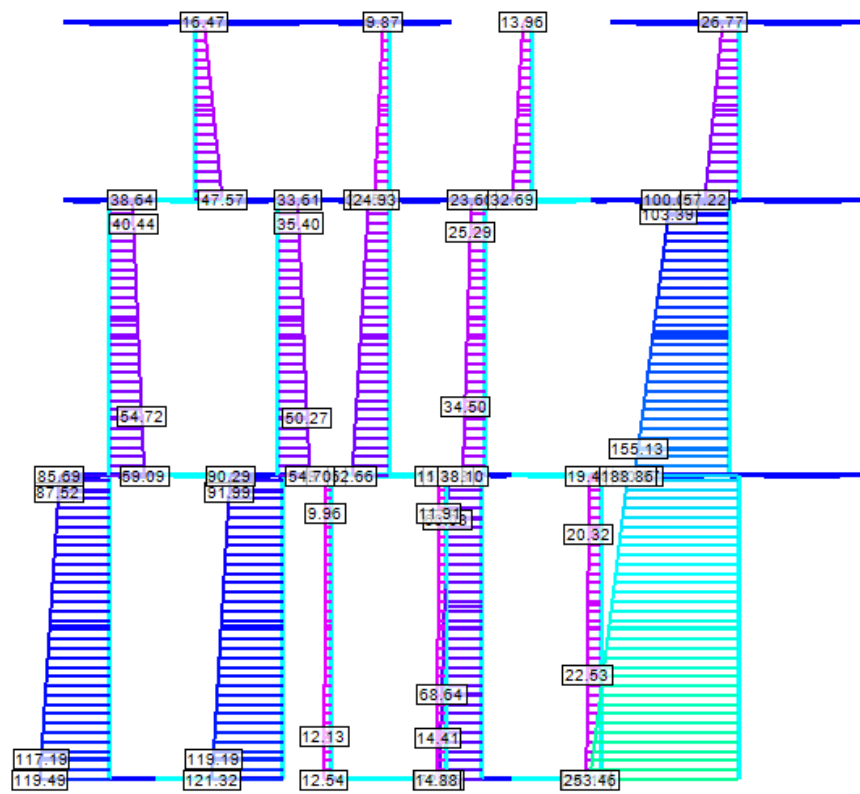


Verifica a pressoflessione nel piano

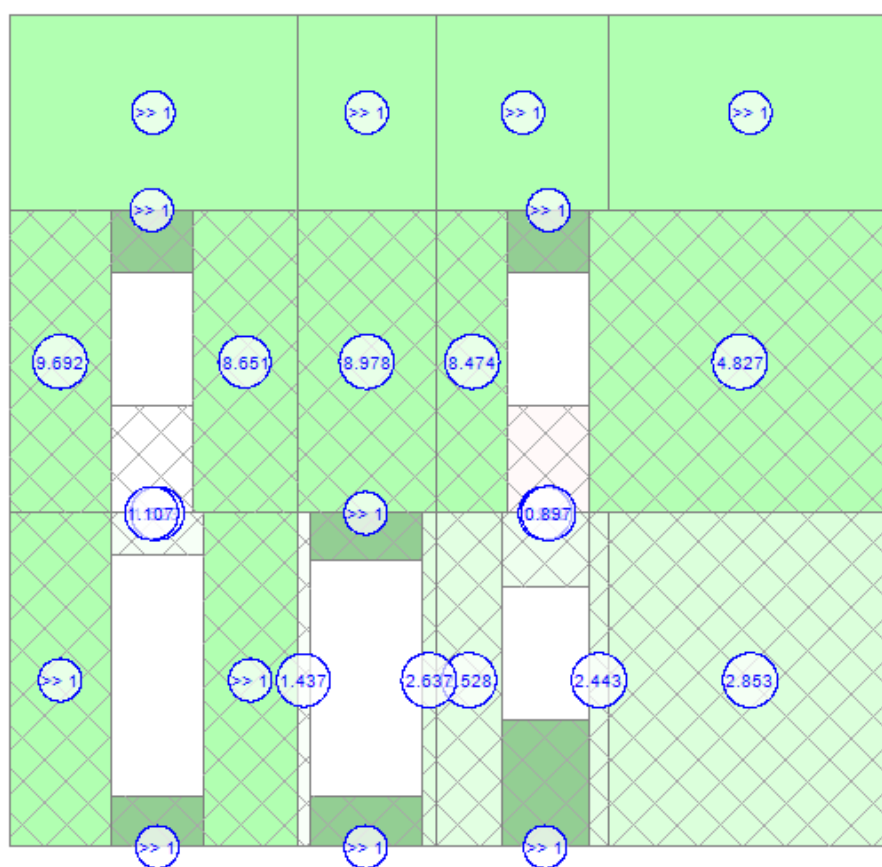


Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

PARETE Y05



Sforzo normale (kN)



Verifica a pressoflessione nel piano

<div> <div>>> 1</div> </div>		<div> <div>>> 1</div> </div>	<div> <div>>> 1</div> </div>	<div> <div>9.410</div> </div>	
<div> <div>3.587</div> </div>	<div> <div>3.991</div> </div>	<div> <div>5.027</div> </div>	<div> <div>3.804</div> </div>	<div> <div>4.104</div> </div>	
<div> <div>3.487</div> </div>	<div> <div>3.106</div> <div>1.085</div> </div>	<div> <div>1.278</div> <div>921</div> </div>	<div> <div>1.593</div> </div>	<div> <div>2.608</div> </div>	

Verifica a pressoflessione fuori piano – metodo semplificato

LE OPERE DI RINFORZO DI FONDAZIONE

A seguito della configurazione attuale delle strutture di fondazione (leggero allargamento della base muraria e presenza di ghiaione arido al di sotto delle murature) e degli interventi (consistenti) previsti in progetto sui solai piano primo e sottotetto e sulla copertura (completo rifacimento), nonché in relazione agli interventi sulle pareti murarie, si ritiene necessario intervenire sul sistema di fondazione esistente allargando in modo diffuso la base di appoggio delle strutture murarie mediante esecuzione di cordolature doppie in calcestruzzo armato in grado di trasferire al terreno un'aliquota del carico delle murature (almeno pari all'incremento di carico dovuto agli interventi in oggetto).

Come da risultanze geologico geotecniche condotte per il sito in esame si potrà fare riferimento a valori di capacità limite per l'approccio di progetto (Approccio 2 - A1-M1, R3):

7.3.1 CONDIZIONI A BREVE TERMINE

FONDAZIONE		TERRENO		SISMICA	
Incastro "D" [m]	0,80	ps [t/mc]	1,70	a(g)suolo	0,22
Larghezza "B" [m]	1,00	CU [Kg/cm ²]	0,45	Kh [SLV]	0,06
Lunghezza "L" [m]	10,00	inclinazione p.c. (w)	0,00	Kv	0,03

CONDIZIONE A BREVE TERMINE	[G]enerale [P]endio [M]uri	G	APPROCCIO 2	CU [Kg/cm ²] R3	0,45 2,30
$N_c =$				5,14	
$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$				1,02	
$d_c = 1 + 0,4 * \frac{D}{B}$ per $B \geq D$				1,32	
$d_c = 1 + 0,4 * \arctan. \frac{D}{B}$ per $B < D$					
$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$				1,91	
$i_c = 1 - \frac{mH}{BL * CUN_c}$				1,00	
$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$				1,00	
$h_{cf} = 1 - 0,32 * Kh$				0,98	
$Q. es. = \frac{CU * N_c * d_c * i_c * g_c * h_{cf} + \gamma D}{R3}$			Kg/cm ²	1,06	

7.3.2 CONDIZIONI A LUNGO TERMINE

FONDAZIONE		TERRENO		SISMICA
Incastro "D" [m]	0,8	ps [t/mc]	1,7	a(q)suolo
Larghezza "B" [m]	1	CU [Kg/cm ²]	0,45	sito
Lunghezza "L" [m]	10	C' [Kg/cm ²]	0,08	Kh[SLV]
		φ	18	Kv
		inclinazione p.c."w"	0	Riduz. [K]

CONDIZIONE	[G]enerale [P]endio [M]uri	G	APPROCCIO 2	C' [Kg/cm ²]	0,08
A LUNGO TERMINE				φ	18,00
				R3	2,3

da Brinch-Hansen & Paolucci - Pecker

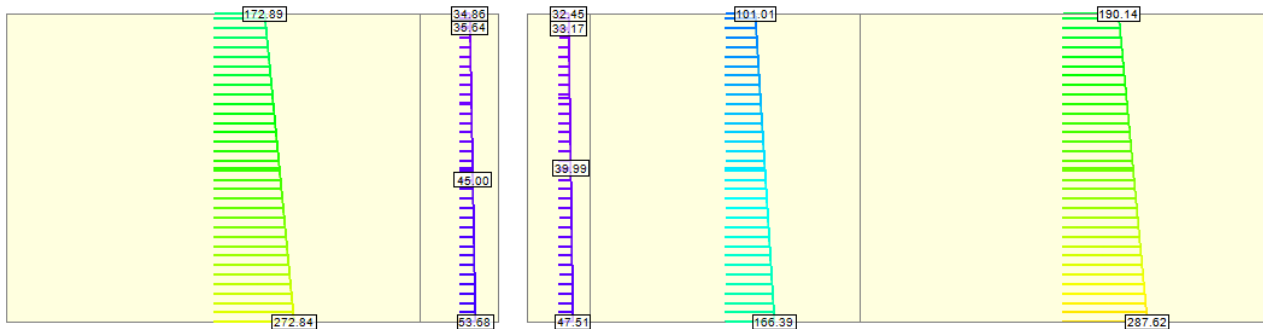
$Nq = \frac{1 + \text{sen. } \varphi}{1 - \text{sen. } \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$					5,25
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) \tan. \varphi$					4,06
$Nc = (Nq - 1) \cotan. \varphi$					13,09
$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$					1,91
$i\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + BL * C \cot. \varphi} \right]^{(m+1)}$					1,00
$S\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$					0,96
$Sq = 1 + \frac{B}{L} \tan. \varphi$					1,03
$Sc = 1 + 0,2 \frac{B * Nq}{L * Nc}$					1,01
$iq = \left[1 - \frac{H}{N + BL * C * \cot. \varphi} \right]^m$					1,00
$dq = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan. \varphi * (1 - \text{sen. } \varphi)^2 \text{ se } "D/B" \leq 1,00$					
$dq = 1 + 2 \tan. \varphi * (1 - \text{sen. } \varphi)^2 * \text{Arctan. } \frac{D}{B} \text{ se } "D/B" > 1,00$			D/B=	0,80	1,25
$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc * \tan. \varphi}$					1,31
$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \tan. \varphi}$					1,00
$d\gamma = 1,00$					1,00
$hcf = 1 - 0,32 * Kh$					1,00
$gq = g\gamma = (1 - \tan. \omega)^2$					0,98
$gc = gq - \frac{1 - gq}{Nc \tan \varphi}$					0,98
$Hqf = h\gamma f = \left(1 - \frac{Kh}{\tan. \varphi} \right)^{0,35}$					0,93
Q.es. = Kg/cm ²					
$\frac{CNc * Sc * dc * ic * gc * hcf + \gamma D * Nq * Sq * dq * iq * gq * hqf + 0,5 B * N\gamma * S\gamma * d\gamma * i\gamma * g\gamma * h\gamma f}{R}$					1,00

Come riferimento per il dimensionamento geotecnico e strutturale, si assumerà il valore inferiore pari a 1,00 kg/cm².

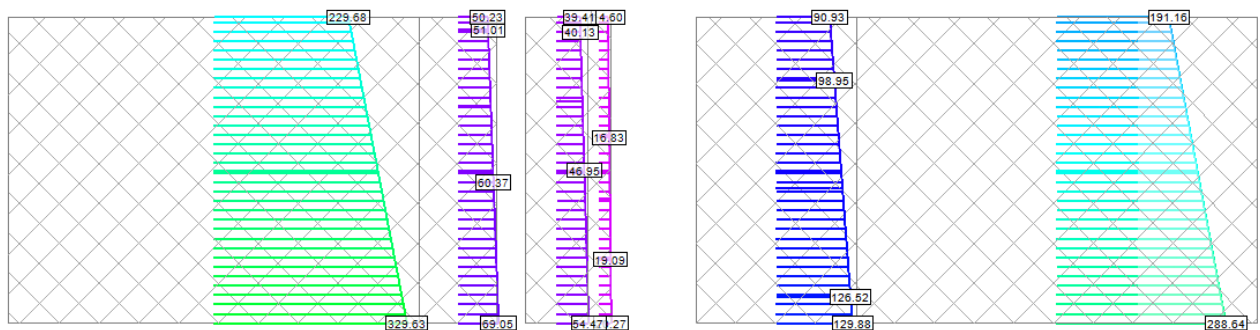
Si riporta ora l'andamento dello sforzo normale nelle pareti principali:

PARETI X01

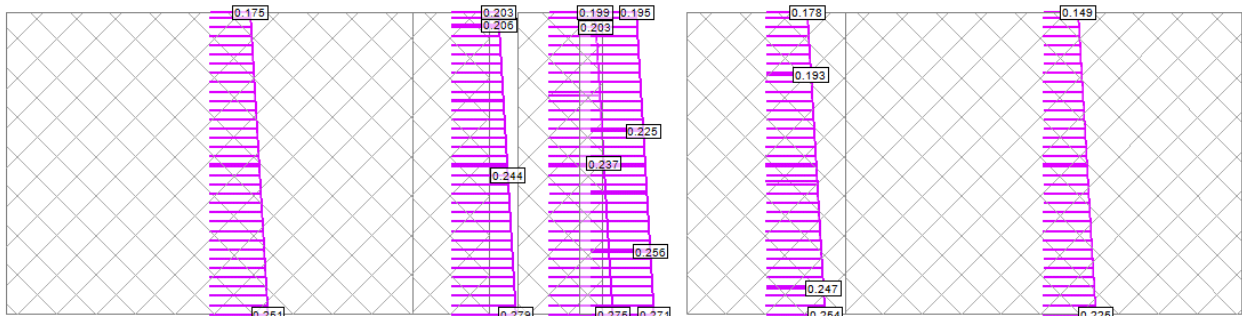
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mmq)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (sollecitazione) N totale = 330+59+54+20+130+289 = 882 kN

Considerando una base allargata (si considera B=1,00 m) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

R = Resistenza = B*L*plim = 14,40*1,00*100 = 1440 kN > N totale

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete X01 = E/R = 882/1440 = 0,61

Pressione media al di sotto della fondazione: 882/14,40/1,00 = 0,61 kg/cmq

La pressione esercitata dal terreno deve essere assorbita dai profili metallici disposti a passo 150 cm circa:

Pressione assunta in progetto: 61 kN/mq

Taglio su 2,00 m di fondazione esercitato sul singolo cordolo (esterno o interno): $61 \cdot 0,35 \cdot 2 = 42,7 \text{ kN/sezione di putrella}$

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: $10,96 \cdot 2750 / 1,05 / \text{radq}(3) = 166 \text{ kN}$

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete X01 = $E/R = 42,7/166 = 0,26$

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

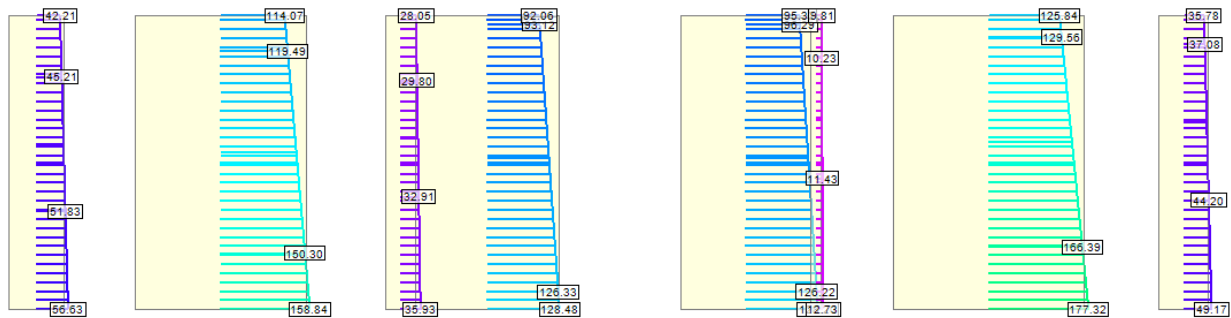
$M_{\text{putrella}} 42,7 \text{ kN} \cdot 0,30 = 12,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Resistenza a flessione della singola putrella: $144,06 \cdot 2750 / 1,05 / 10000 = 37,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

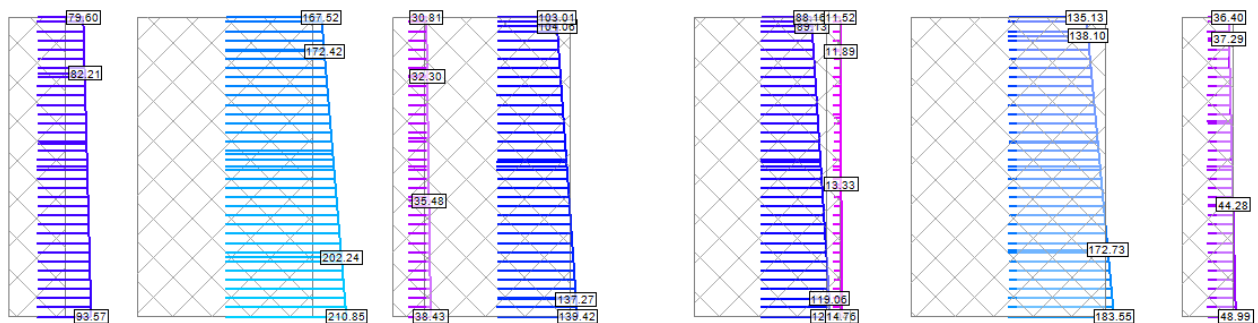
Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete X01 = $E/R = 12,8/37,7 = 0,34$

PARETE X03

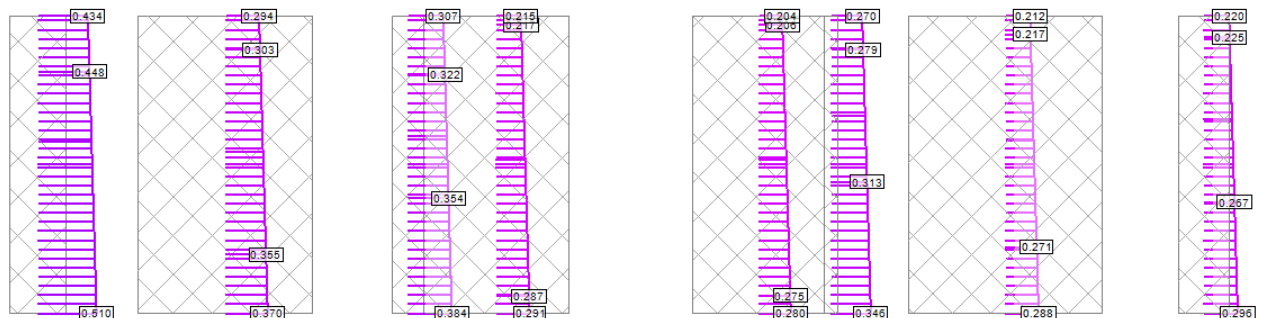
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mm²)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (sollecitazione) N totale = $94 + 211 + 38 + 139 + 120 + 184 + 49 = 835 \text{ kN}$

Considerando una base allargata (si considera $B=1,00 \text{ m}$) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

$R = \text{Resistenza} = B \cdot L \cdot p_{\text{lim}} = 14,33 \cdot 1,00 \cdot 100 = 1433 \text{ kN} > N \text{ totale}$

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete X03 = $E/R = 835/1433 = 0,58$

Pressione media al di sotto della fondazione: $835/14,33/1,00 = 0,58 \text{ kg/cmq}$

La pressione esercitata dal terreno deve essere assorbita dai profili metallici disposti a passo 2,00 cm circa:

Pressione assunta in progetto: 58 kN/mq

Taglio su 2,00 m di fondazione esercitato sul singolo cordolo (esterno o interno): $58 \cdot 0,35 \cdot 2 = 40,6 \text{ kN/sezione}$ di putrella

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: $10,96 \cdot 2750/1,05/\text{radq}(3) = 166 \text{ kN}$

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete X03 = $E/R = 40,6/166 = 0,24$

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

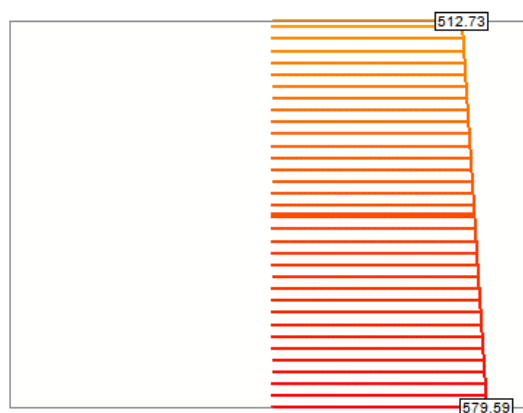
Mputrella $40,6 \text{ kN} \cdot (35/2 + 0,40/2) = 15,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Resistenza a flessione della singola putrella: $144,06 \cdot 2750/1,05/10000 = 37,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete X03 = $E/R = 15,2/37,7 = 0,40$

NUOVA PARETE X2C

Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



E (sollecitazione) N totale = 579 kN

Considerando una base allargata (si considera $B=1,10 \text{ m}$) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

$R = \text{Resistenza} = B \cdot L \cdot \text{plim} = 5,32 \cdot 1,10 \cdot 100 = 584 \text{ kN} > N \text{ totale}$

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete X2C = $E/R = 580/584 = 0,99$

Pressione media al di sotto della fondazione: $580/5,32/1,10 = 1,00 \text{ kg/cmq}$

Momento trasversale sotto ciabatta $M_{\text{trasversale}} = 100 \cdot 0,45 \cdot 0,45/2 = 10,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

La resistenza a flessione è garantita da una sezione resistente $100 \times 40 \text{ cm}$ con armatura trasversale costituita da n. 4 staffe/m diametro 8 mm

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Metodo di calcolo IR s.l.u. proporzionale a N, Mx, My

Indice di resistenza allo s.l.u.: 0.32

Campo di rottura della sezione: 2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale: -0.177

Momento flettente: 310779.875

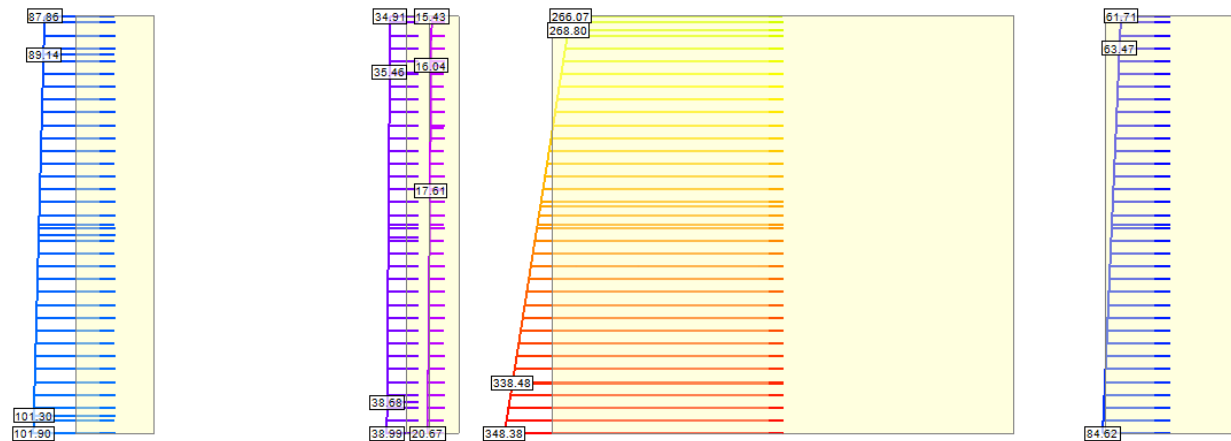
Distanza asse neutro dal bordo compresso: 1.486

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	deformazioni(%)
bordo superiore:	-141.09	-0.28	3982.60	0.29
bordo inferiore:	Allungamento	7.32	3982.60	6.75

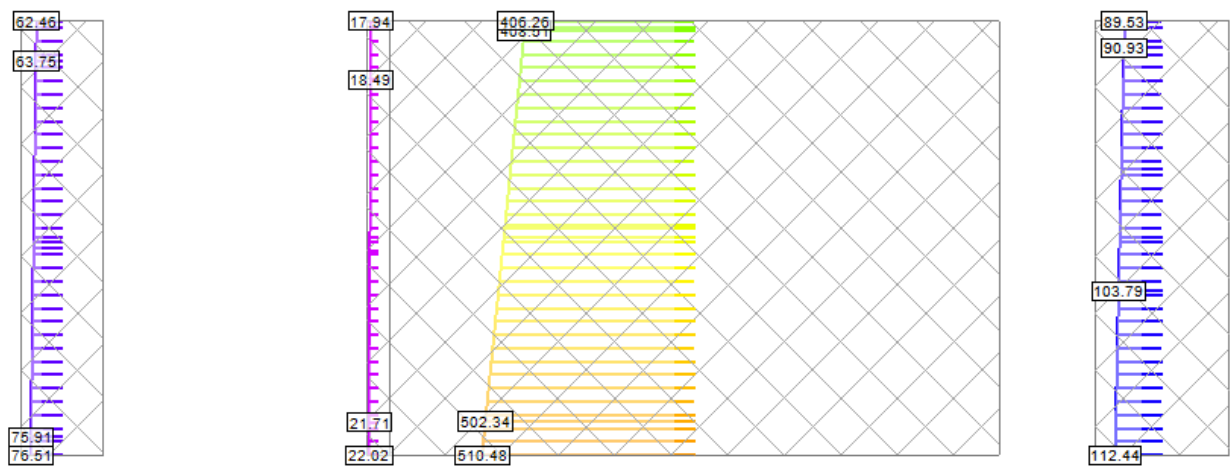
Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01 = $E/R = 0,32$

PARETE Y01

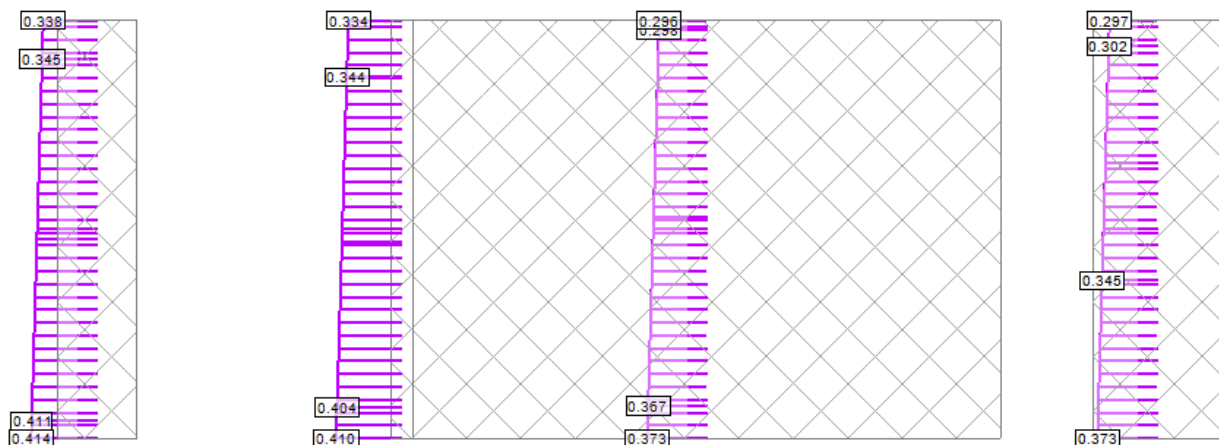
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mm²)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (sollcitazione) N totale = 77+22+510+112 = 721 kN

Considerando una base allargata (si considera B=1,00 m) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

$R = \text{Resistenza} = B \cdot L \cdot p_{lim} = 10,05 \cdot 1,00 \cdot 100 = 1005 \text{ kN} > N_{\text{totale}}$

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete Y01 = $E/R = 721/1005 = 0,72$

Pressione media al di sotto della fondazione: $721/10,05/1,00 = 0,72 \text{ kg/cmq}$

La pressione esercitata dal terreno deve essere assorbita dai profili metallici disposti a passo 2,00 cm circa:

Pressione assunta in progetto: 72 kN/mq

Taglio complessivo che deve essere trasferito mediante n. 5 putrelle trasversali interne alla parete:

$72 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 10,05 = 507 \text{ kN}$

N. di sezioni resistenti a taglio: $2 \cdot 5 = 10$

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: $10 \cdot 166 = 1660 \text{ kN}$

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01 = $E/R = 507/1660 = 0,31$

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

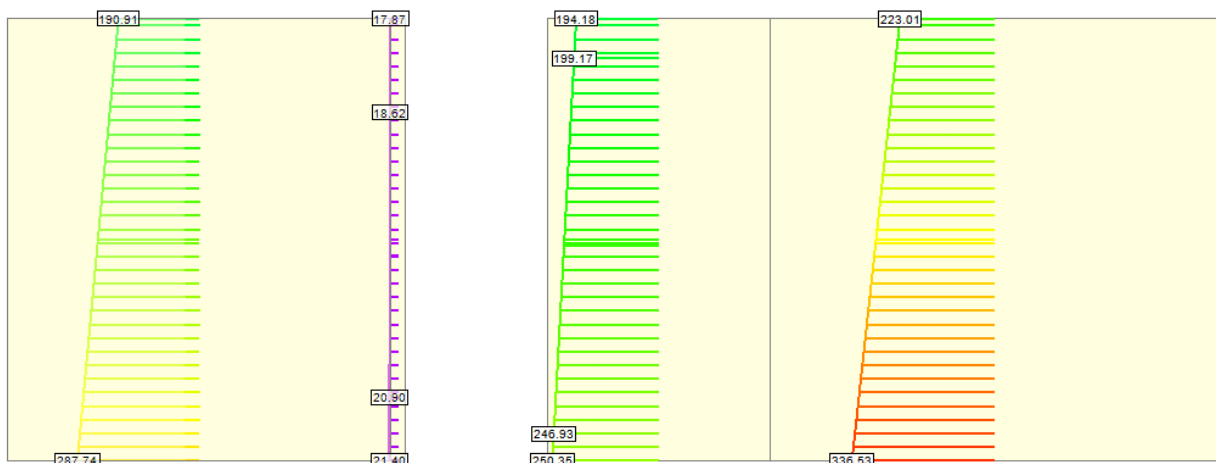
$M_{\text{putrella}} = 72 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot (0,35/2 + 0,40/2) = 18,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Resistenza a flessione della singola putrella: $144,06 \cdot 2750/1,05/10000 = 37,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

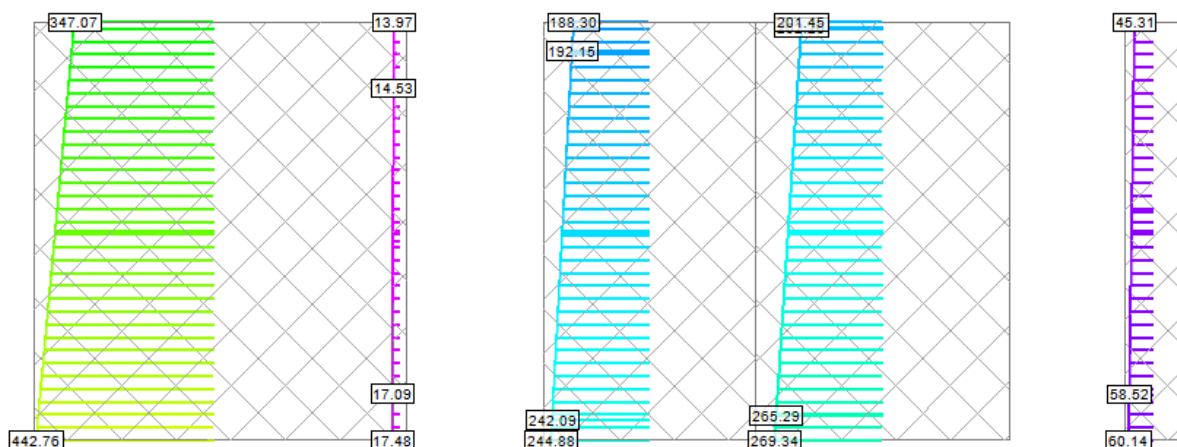
Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01 = $E/R = 18,9/37,7 = 0,50$

PARETE Y02

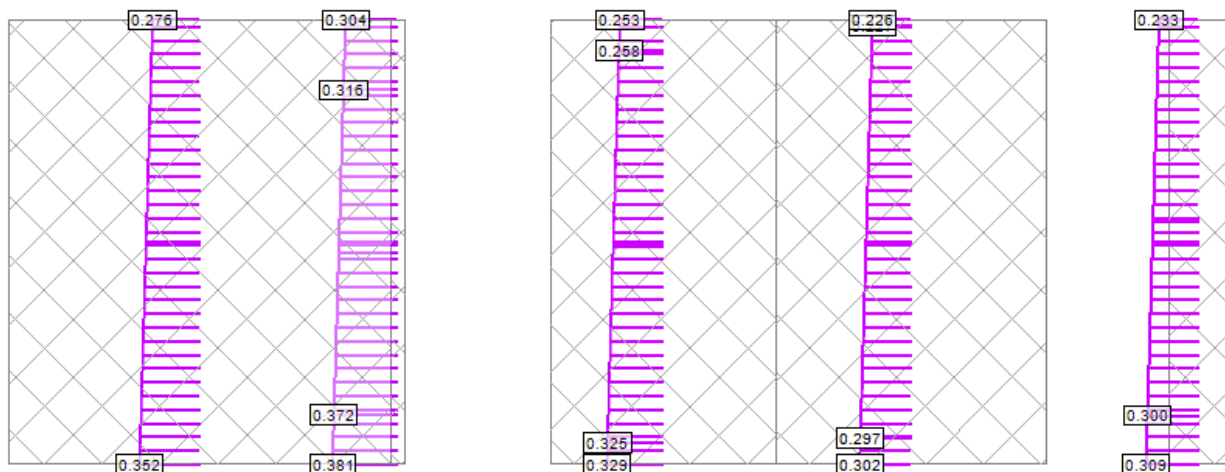
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mmq)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (sollecitazione) N totale = $443+17+245+269+60 = 1034$ kN

Considerando una base allargata (si considera $B=0,35+0,50+0,35$ m) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

$R = \text{Resistenza} = B \cdot L \cdot p_{lim} = 10,05 \cdot 1,20 \cdot 100 = 1206$ kN > N totale

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete Y02 = $E/R = 1034/1206 = 0,86$

Pressione media al di sotto della fondazione: $1034/10,05/1,20 = 0,86$ kg/cmq

Taglio complessivo che deve essere trasferito mediante n. 5 putrelle trasversali interne alla parete:

$86 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 10,05 = 605$ kN

N. di sezioni resistenti a taglio: $2 \cdot 5 = 10$

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: $10 \cdot 166 = 1660$ kN

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01 = $E/R = 605/1660 = 0,36$

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

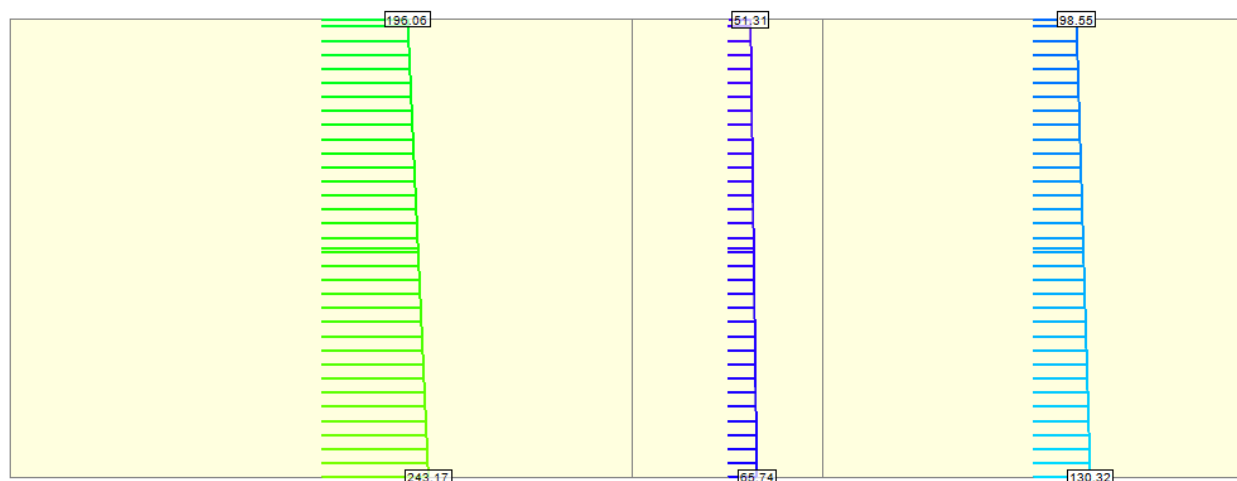
$M_{putrella} = 86 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot (0,35/2 + 0,50/2) = 25,6$ kN*m

Resistenza a flessione della singola putrella: $144,06 \cdot 2750 / 1,05 / 10000 = 37,7$ kN*m

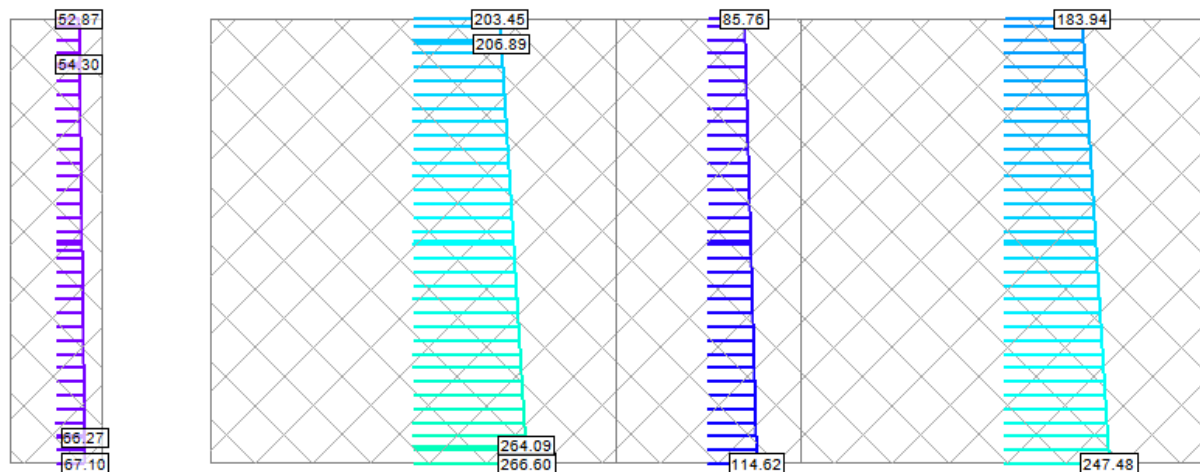
Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01 = $E/R = 25,6/37,7 = 0,68$

PARETE Y04

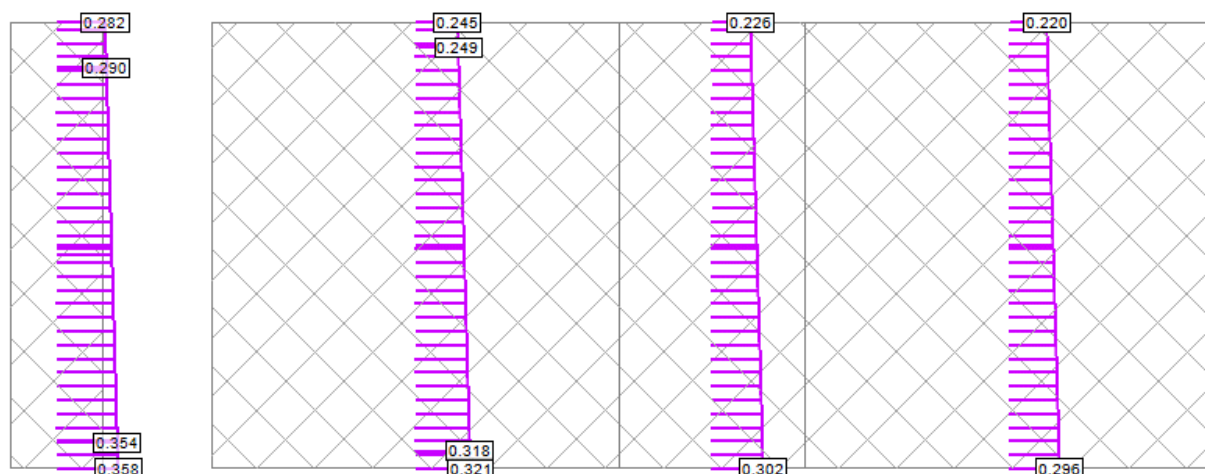
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mm²)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (sollcitazione) N totale = 67+267+115+247 = 696 kN

Considerando una base allargata (si considera B=1,00 m) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

R = Resistenza = B*L*plim = (6,20*1,00*100+3,80*0,65*100) = 867 kN > N totale

Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete Y04 = E/R = 696/867 = 0,80

Pressione media al di sotto della fondazione: 696/(6,20*1,00+3,80*0,65) = 0,80 kg/cm²

Taglio complessivo che deve essere trasferito mediante n. 5 putrelle trasversali interne alla parete:

80*0,35*2*10,05 = 563 kN

N. di sezioni resistenti a taglio: 2*5 = 10

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: 10*166 = 1660 kN

Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y04 = E/R = 563/1660 = 0,34

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

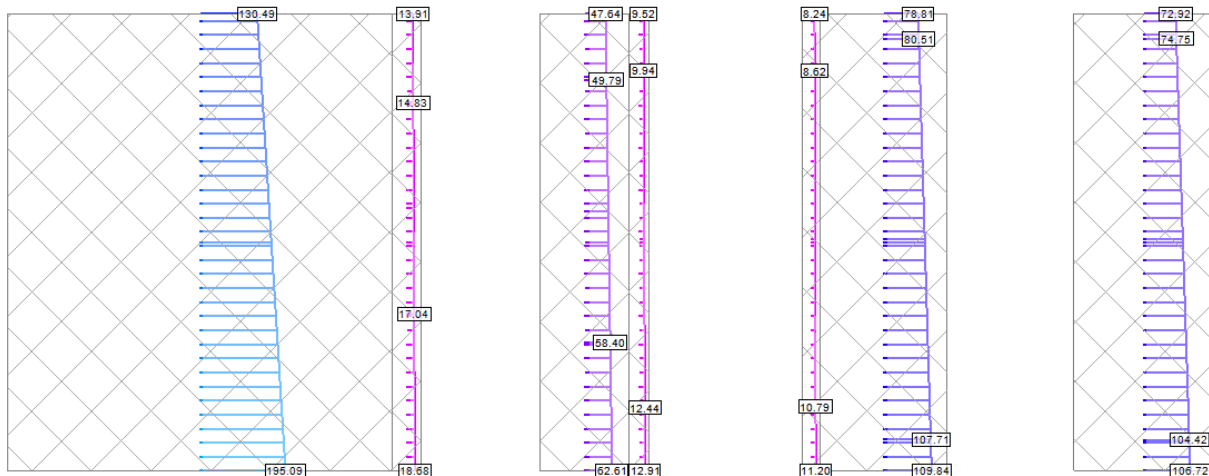
M_{putrella} = 80*0,35*2*(0,35/2+0,30/2) = 18,2 kN*m

Resistenza a flessione della singola putrella: 144,06*2750/1,05/10000 = 37,7 kN*m

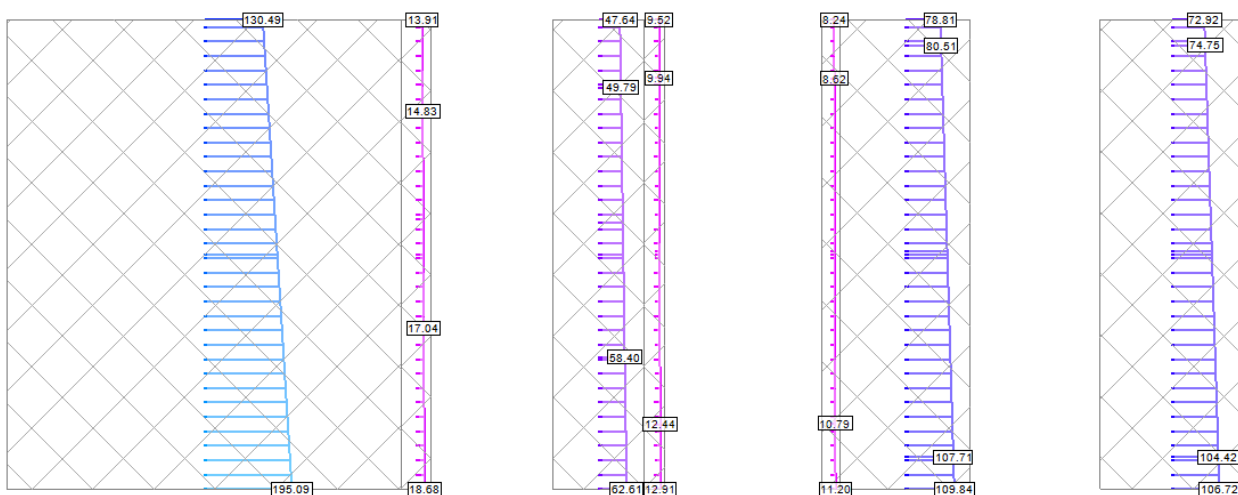
Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y04 = E/R = 18,2/37,7 = 0,48

PARETE Y05

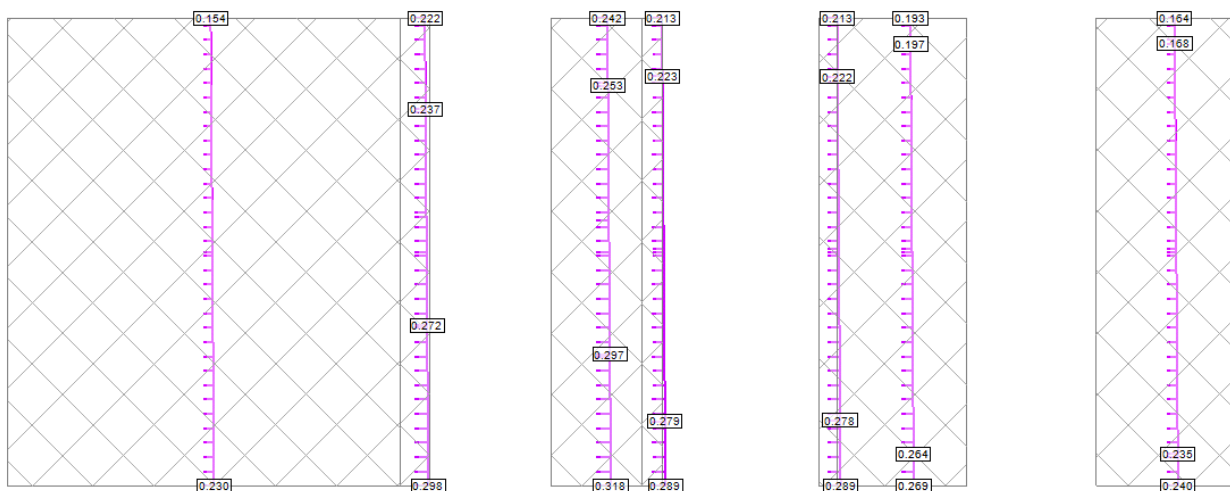
Stato attuale - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Progetto - Caso SLU – Sforzo normale alla base della parete (kN)



Caso SLU – Tensione normale alla base della muratura (N/mm²)



Considerando lo spessore della parete come base di trasmissione delle tensioni al suolo, essa risulta chiaramente insufficiente.

E (solllecitazione) N totale = 195+19+63+13+110+107 = 494 kN

Considerando una base allargata (si considera $B=1,00$ m) come da previsioni progettuali la capacità limite della fondazione allargata vale:

$$R = \text{Resistenza} = B \cdot L \cdot p_{lim} = 6,20 \cdot 1,00 \cdot 100 + 3,80 \cdot 0,65 \cdot 100 = 867 \text{ kN} > N \text{ totale}$$

$$\text{Indice di sicurezza statica (lato geotecnico) parete Y05} = E/R = 494/867 = 0,57$$

Pressione media al di sotto della fondazione: $494/(6,20 \cdot 1,00 + 3,80 \cdot 0,65) = 0,57 \text{ kg/cm}^2$

Taglio complessivo che deve essere trasferito mediante n. 5 putrelle trasversali interne alla parete:

$$57 \cdot 0,35 \cdot 10,05 + 57 \cdot 0,35 \cdot 6,20 = 213 \text{ kN}$$

N. di sezioni resistenti a taglio: $2 \cdot 3 + 2 = 8$

Resistenza a taglio dei profili HEB 120: $8 \cdot 166 = 1328 \text{ kN}$

$$\text{Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y05} = E/R = 213/1328 = 0,16$$

Momento esercitato su ciascun traverso dall'azione del cordolo di rinforzo

$$M_{putrella} = 57 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot (0,35/2 + 0,30/2) = 13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

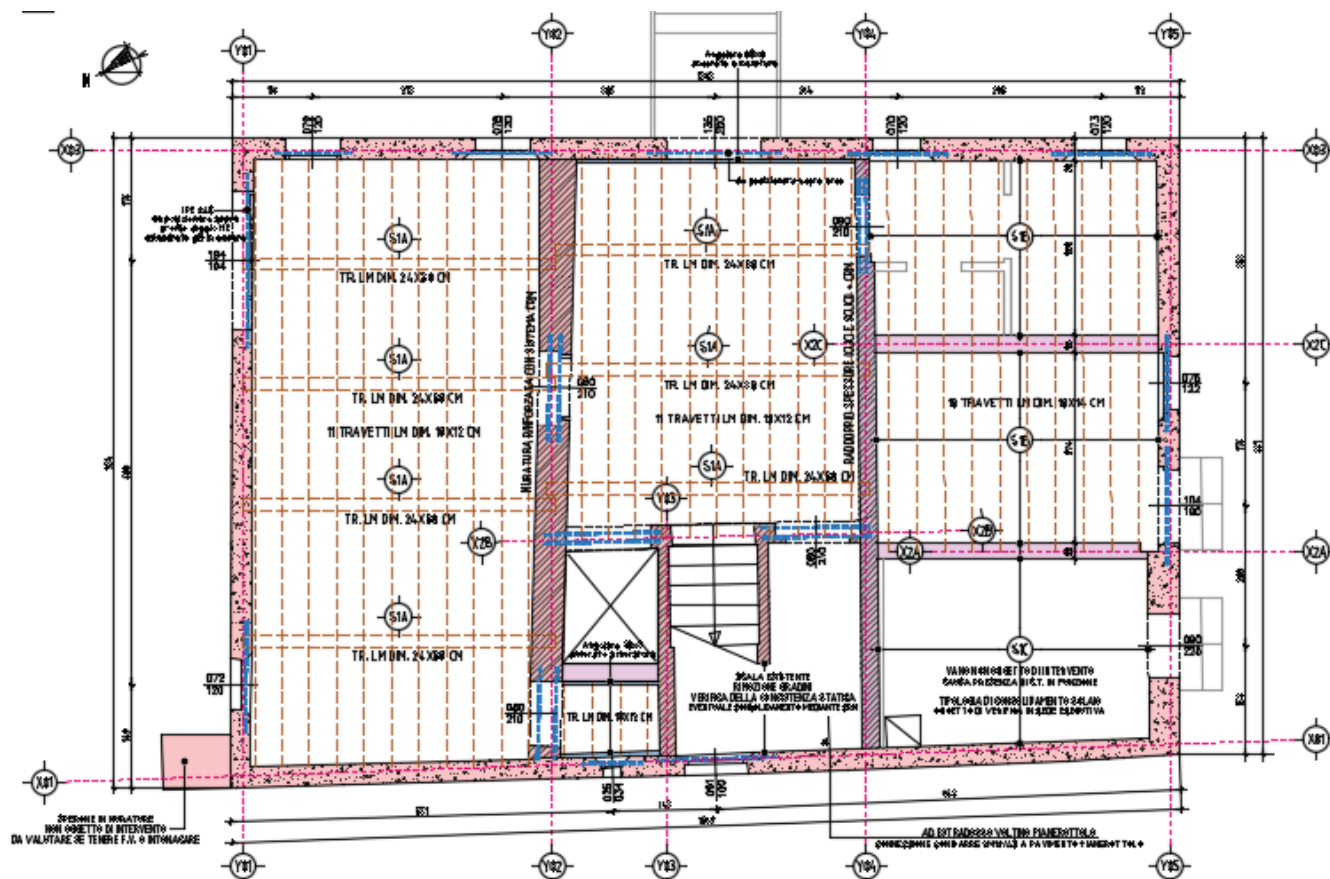
Resistenza a flessione della singola putrella: $144,06 \cdot 2750/1,05/10000 = 37,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{Indice di sicurezza statica (lato strutturale) parete Y01} = E/R = 13/37,7 = 0,34$$

ADEGUAMENTO CAPACITA' PORTANTE SOLAIO PIANO PRIMO (E SOTTOTETTO)

Il primo solaio (ed il solaio sottotetto = al piano primo) viene completamente demolito e ricostruito per lo più con medesimo schema principale delle travi portanti in legno massiccio.

La tipologia di solaio è la medesima per tutti i campi di solaio. Oltre alla struttura in legno principale e secondaria (travicelli passo 40 cm) sarà realizzato un piano non strutturale di pannello in laterizio sopra il quale sarà realizzato il getto della soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito armato collegato da barre verticali alle travi ed ai travetti e orizzontalmente ai muri perimetrali su cui appoggia il solaio.



Si riconoscono tre porzioni di solaio principali con differenti schemi e luci di trave principale.

PORZIONE DI SOLAIO tra allineamenti Y01 e Y02

Le travi principali hanno dimensioni 24x30 cm su luce di 4,10 m netta (luce di calcolo 4,20 m max)

Passo travi: max 2,00 m

Carico SLU di progetto

Peso proprio strutture in legno massiccio:

40 kg/mq [G1]

Lambrecchie in laterizio sp. 4 cm:

70 kg/mq [G2]

Soletta strutturale LC – 1800 kg/mc

70 kg/mq [G1]

Sottofondo per impianti sp. 8 cm

40 kg/mq [G2]

Caldana e pavimento

90 kg/mq [G2]

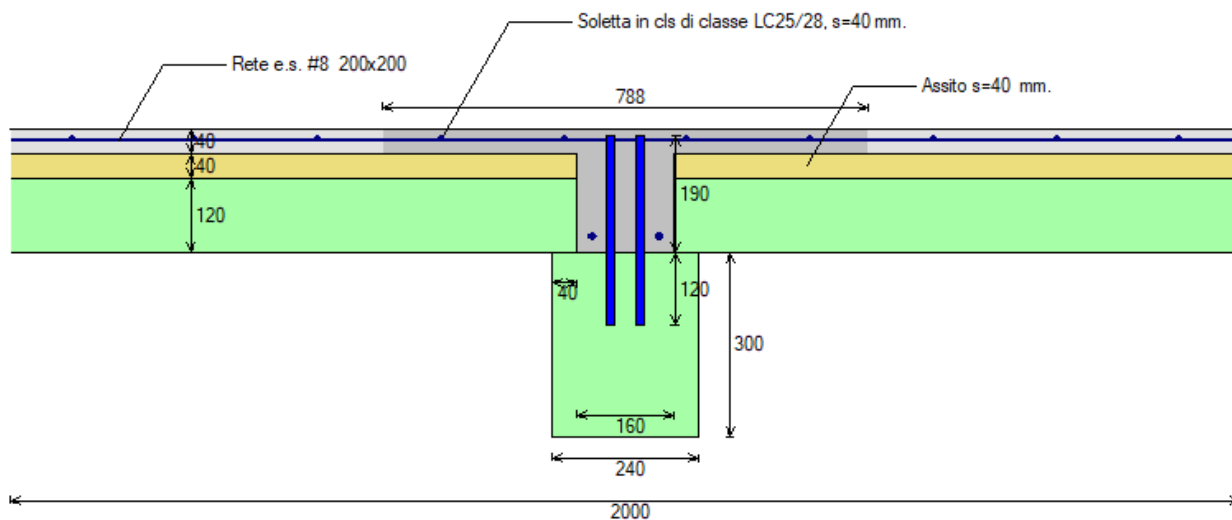
Carico variabile di esercizio (Cat. C)

300 kg/mq [Q]

$$1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q = 893 \text{ kg/mq}$$

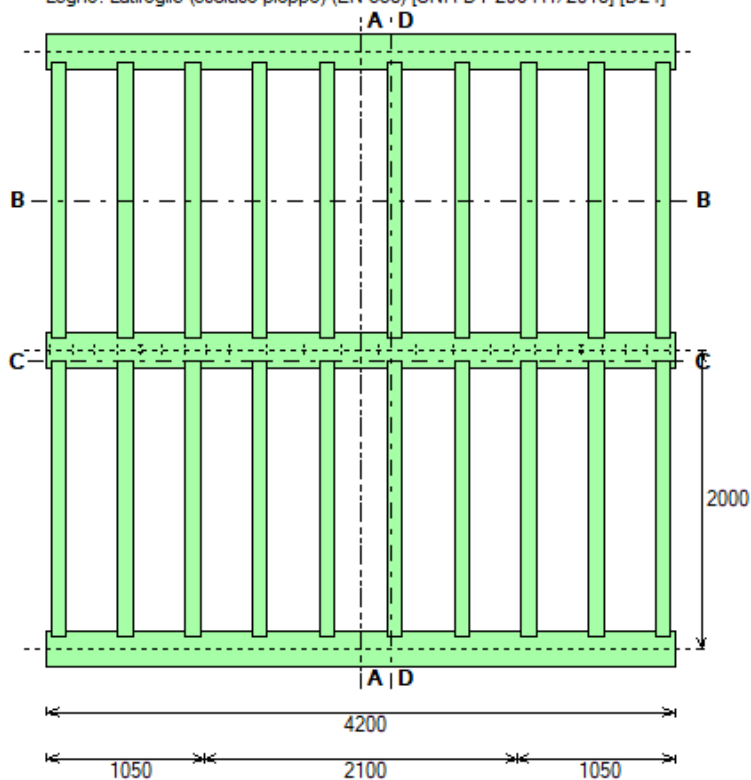
SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi e in mezzera)

TRAVI sez. 240 x 300 mm., ad interasse 2000 mm.
Legno: Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [D24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #14, l = 310 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#14 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 2#14 / 250 mm.

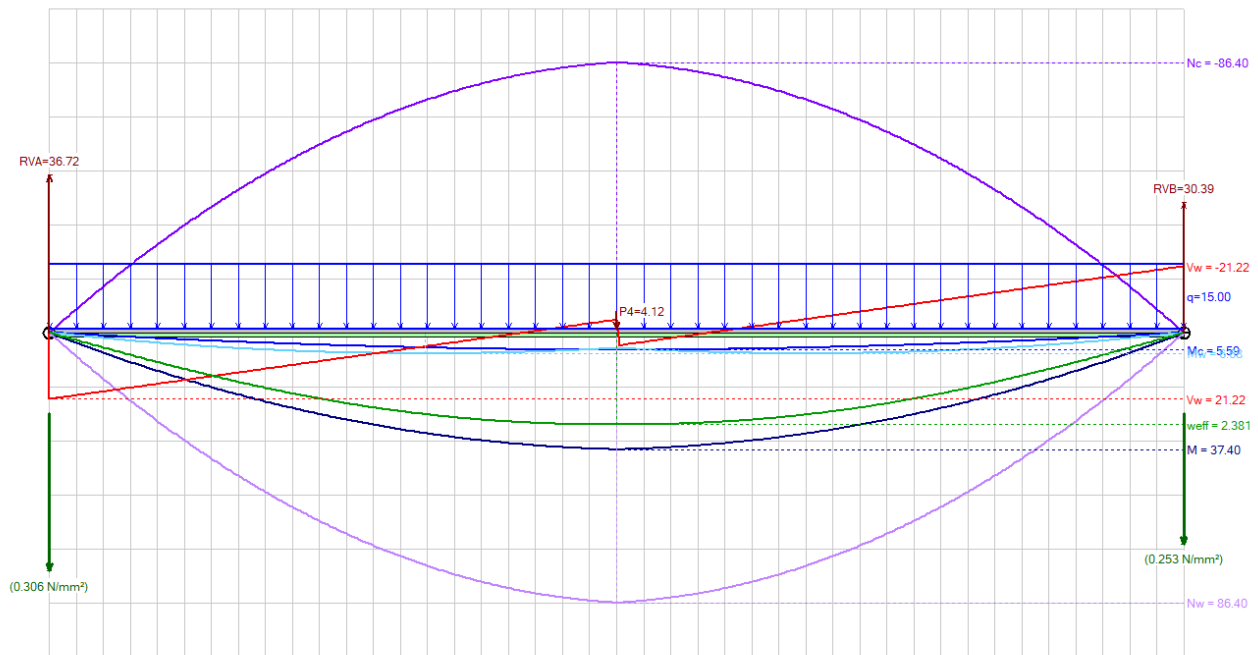


PIANTA

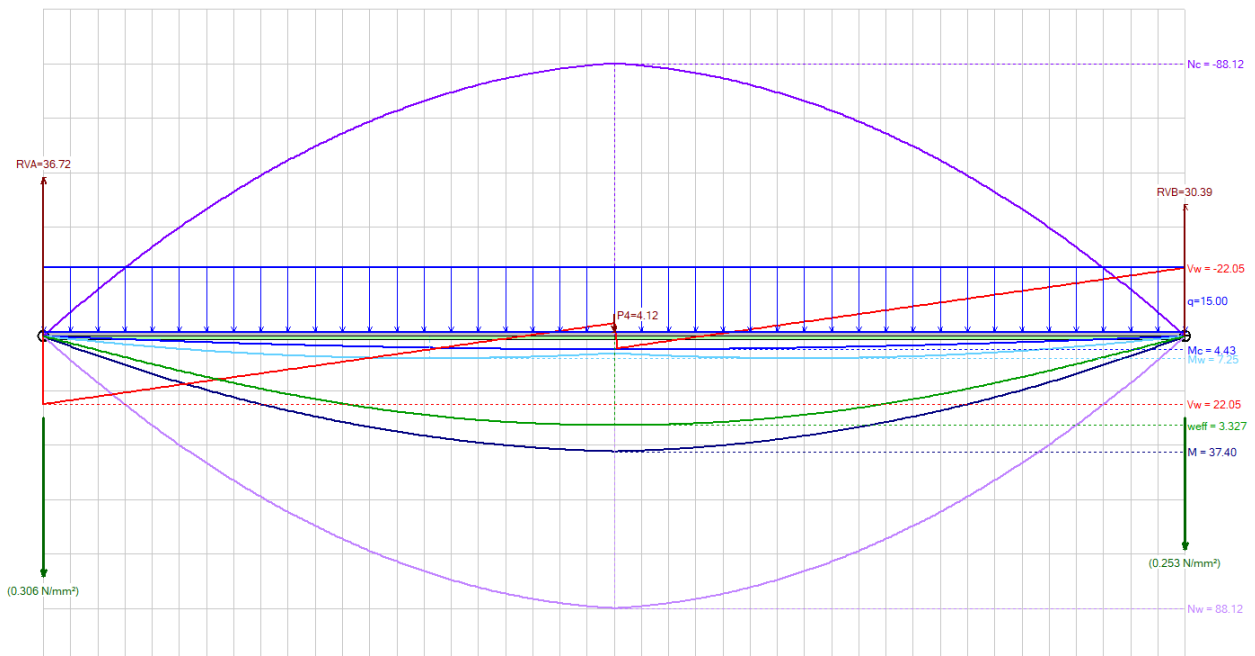
TRAVI : sez. 240 x 300 mm., ad interasse 2000 mm.
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #14, l = 310 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#14 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 2#14 / 250 mm.
TRAVETTI sez. 100 x 120 mm., ad interasse 450 mm.
Lunghezza: 1840 mm.
Legno: Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [D24]



Momento massimo e taglio a tempo 0 – Legno
 Deformata per collaborazione parziale
 Pressione agli appoggi



Momento massimo e taglio a tempo infinito – Legno
 Deformata per collaborazione parziale
 Pressione agli appoggi



TABULATO DI VERIFICA – RESISTENZA

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.203**

[Taglio nel cordolo (cls con sezione a T) (trave legno-cls) - CC 1, t=0]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• Resistenze di progetto

- Legno: $f_d = f_k \cdot (k, \text{mod}/\gamma_M)$ dove $(k, \text{mod}/\gamma_M)$ vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400
- Calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$ (con riduz. a 80% per spess. soletta < 50 mm), $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$
- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: $(k, \text{mod}/\gamma_M)$ (media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k =caratteristica, d =di progetto)

	Legno (N/mm²)				Cls (N/mm²)		Connettori (kN)
	f_m	f_{t0}	f_{c0}	f_v	f_c	f_{ct}	$F_v R$
k	24.00	14.00	21.00	3.70	25.00	1.60	39.594
d (media)	12.80	7.47	11.20	1.97	11.33	0.73	21.117
d (permanente)	9.60	5.60	8.40	1.48	11.33	0.73	15.838
d (istantanea)	17.60	10.27	15.40	2.71	11.33	0.73	29.036

• Carichi di superficie di progetto agenti sulla sezione composta (kN/m²)

- CC1 (media durata: tutti i carichi) = 7.50
- quota parte di carico di lunga durata = 4.35
- quota parte di carico istantanea = 3.15
- CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 3.00
- CC rara = 5.00

• Coefficienti moltiplicativi per la viscosità

Legno: $(1/1+k_{def}) = 0.625$, Calcestruzzo: $(1/1+\Phi) = 0.254$

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 15.00$ kN/m
 - Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)
- | | | | | | | | | | |
|-------|-------|--|--|--|--|--|--|--|--|
| P_1 | x_1 | | | | | | | | |
| 0.00 | 2280 | | | | | | | | |
- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):
- | | | | | | | | |
|-------|-------|------------|-----------|------------|------------|---------------------|-----------------------|
| E_c | E_w | K_{conn} | E_{J0} | E_{Jinf} | E_{Jeff} | (E_{J0}/E_{Jinf}) | (E_{Jeff}/E_{Jinf}) |
| 21071 | 10000 | 45346 | 9.616E+12 | 4.625E+13 | 2.819E+13 | 0.208 | 0.609 |
- Distanze (mm):
- | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|
| r_c | r_w | r | h_{cg} | r_c | r_w | h_{cg} | r_c | r_w |
| | | | inf | inf | inf | eff | eff | eff |
| 135.2 | 150.0 | 285.2 | 328.4 | 106.7 | 178.4 | 240.5 | 194.7 | 90.5 |
- Coefficienti adimensionali:
- | | | | |
|------------|------------|------------|----------|
| γ_C | γ_W | α_L | γ |
| 0.278 | 1.000 | 6.99 | 0.507 |

• M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)

N	M_y	$M_{y,rd}$	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(kNm)	
-86.40	5.59	19.34	3.459

• Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)

V_{rd1}	V_{rd2}	V_{rd}	V_{cd}	C.Sic.
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
18.65	14.26	18.65	15.50	1.203

• M+ (momento positivo): legno

f_{md}	f_{myd}	f_{t0d}	k_{hy}	f_{t0yd}	f_{c0d}	[resistenze f_d in (N/mm²)]
12.80	12.80	7.47	1.00	7.47	11.20	

N	M_y	A	W_y	σ_{nw}	σ_{myw}	σ_{nw}	σ_{myw}	$\Sigma(\sigma/f_d)$	C.Sic.
---	-------	---	-------	---------------	----------------	---------------	----------------	----------------------	--------

(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	/fd	/fd		
74.29	6.68	72000	3600000	1.03	1.85	0.138	0.145	0.283	3.534

• **Taglio: legno**

hnaw,eff	V	Ew	EJeff	τ_w	fvd	C.Sic.
(mm)	(kN)	(N/mm ²)	(N·mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
240	33.56	10000	2.819E+13	0.34	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F	Fvrd	C.Sic.
(N)	(N)	
13568	21117	1.556

• **Scorrimento del connettore**

F	K	δu	$\delta u, \max$	C.Sic.
(N)	(N/mm)	(mm)	(mm)	
13568	45346	0.30	1.05	3.509

• **Resistenza della muratura**

RvA	$\sigma_{med,A}$	RvB	$\sigma_{med,B}$	fd,mur	C.Sic.
(N)	(N/mm ²)	(N)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
36723	0.306	-30392	0.253	0.642	2.098

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 15.00 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	2280

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
11959	7825	35483	6.618E+12	3.173E+13	2.018E+13	0.209	0.636

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg	rc	rw	hcg	rc	rw
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
135.2	150.0	285.2	306.3	128.9	156.3	234.4	200.8	84.4

- Coefficienti adimensionali:

γ_c	γ_w	α_L	γ
0.347	1.000	7.45	0.540

• **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N	My	My,rd	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(kNm)	
-88.12	4.43	19.43	4.381

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1	V,rd2	V,rd	V,cd	C.Sic.
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
18.65	14.26	18.65	14.67	1.271

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
12.80	12.80	7.47	1.00	7.47	11.20	

N	My	A	Wy	σ_{nw}	σ_{myw}	σ_{nw}	σ_{myw}	$\Sigma(\sigma/fd)$	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	/fd	/fd		
76.65	7.25	72000	3600000	1.06	2.02	0.143	0.157	0.300	3.333

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJeff (N·mm ²)	τw (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
234	33.56	7825	2.018E+13	0.36	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
13838	21117	1.526

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
13838	35483	0.39	1.05	2.692

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm ²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm ²)	fd,mur (N/mm ²)	C.Sic.
36723	0.306	-30392	0.253	0.642	2.098

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 6.00 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	0

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
21071	10000	45346	9.616E+12	4.625E+13	2.819E+13	0.208	0.609

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
135.2	150.0	285.2	328.4	106.7	178.4	240.5	194.7	90.5

- Coefficienti adimensionali:

γC	γW	αL	γ
0.278	1.000	6.99	0.507

• **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-40.55	2.62	17.05	>>1

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
18.65	14.26	18.65	6.77	2.754

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
9.60	9.60	5.60	1.00	5.60	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σnw (N/mm ²)	σmyw (N/mm ²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
29.96	3.45	72000	3600000	0.42	0.96	0.074	0.100	0.174	>>1

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJeff (N·mm ²)	τw (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
240	14.66	10000	2.819E+13	0.15	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
5926	15838	2.672

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	$\delta u, \max$ (mm)	C.Sic.
5926	45346	0.13	1.05	>>1

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	$\sigma_{med,A}$ (N/mm ²)	RvB (N)	$\sigma_{med,B}$ (N/mm ²)	fd,mur (N/mm ²)	C.Sic.
17823	0.149	-11492	0.096	0.642	4.322

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 6.00 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	0

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
5362	6250	28341	4.448E+12	1.927E+13	1.354E+13	0.231	0.703

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
135.2	150.0	285.2	265.5	169.7	115.5	220.9	214.3	70.9

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.486	1.000	8.24	0.614

• **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-41.33	1.39	17.09	>>1

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
18.65	14.26	18.65	5.83	3.200

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
9.60	9.60	5.60	1.00	5.60	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_{nw} (N/mm ²)	σ_{myw} (N/mm ²)	σ_{nw} /fd	σ_{myw} /fd	$\Sigma(\sigma/fd)$	C.Sic.
31.94	4.21	72000	3600000	0.44	1.17	0.079	0.122	0.201	4.975

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJeff (N·mm ²)	τ_w (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
221	14.66	6250	1.354E+13	0.17	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F	Fvrd	C.Sic.
---	------	--------

(N)	(N)	
6041	15838	2.622

• **Scorrimento del connettore**

F	K	δu	δu_{max}	C.Sic.
(N)	(N/mm)	(mm)	(mm)	
6041	28341	0.21	1.05	4.926

• **Resistenza della muratura**

RvA	$\sigma_{med,A}$	RvB	$\sigma_{med,B}$	fd,mur	C.Sic.
(N)	(N/mm ²)	(N)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
17823	0.149	-11492	0.096	0.642	4.322

TRAVETTO (legno; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• **Resistenze di progetto**

- Legno: $fd = fk \cdot (k, mod/\gamma M)$ dove $(k, mod/\gamma M)$ vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400

(media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm ²)			
	fm	ft0	fc0	fv
k	24.00	14.00	21.00	3.70
d (media)	12.80	7.47	11.20	1.97
d (permanente)	9.60	5.60	8.40	1.48
d (istantanea)	17.60	10.27	15.40	2.71

• **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 10.11

- quota parte di carico di lunga durata = 6.96

- quota parte di carico istantanea = 3.15

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 5.61

CC rara = 7.01

• **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**

Legno: $(1/1+k_{def}) = 0.625$

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA
(solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 4.55$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

E_w	E_J
10000	1.440E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
12.80	13.39	7.47	1.05	7.81	11.20	

N	My	A	Wy	σ_{nw}	σ_{myw}	σ_{nw}/fd	σ_{myw}/fd	$\Sigma(\sigma/fd)$	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)				
0.00	1.93	12000	240000	0.00	8.02	0.000	0.599	0.599	1.669

• **Taglio: legno**

h _{naw,eff}	V	E_w	$E_{J_{eff}}$	τ_w	f _{vd}	C.Sic.
(mm)	(kN)	(N/mm ²)	(N·mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
0	4.19	10000	1.572E+13	0.52	1.97	3.771

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 4.55$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

Ew EJ
7418 1.068E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
12.80 13.39 7.47 1.05 7.81 11.20

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 1.93 12000 240000 0.00 8.02 0.000 0.599 0.599 **1.669**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 4.19 7418 1.572E+13 0.52 1.97 **3.771**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.53 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew EJ
10000 1.440E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
9.60 10.04 5.60 1.05 5.86 8.40

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 1.07 12000 240000 0.00 4.45 0.000 0.444 0.444 **2.252**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 2.32 10000 1.572E+13 0.29 1.48 **>>1**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.53 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew EJ
6250 9.000E+10

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
9.60 10.04 5.60 1.05 5.86 8.40

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 1.07 12000 240000 0.00 4.45 0.000 0.444 0.444 **2.252**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 2.32 6250 1.572E+13 0.29 1.48 **>>1**

TABULATO DI VERIFICA – DEFORMABILITA'

DEFORMABILITA' solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.023**

[Freccia (travetto legno) - t=0]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 10.00 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1 x1
0.00 2280

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
21071	10000	68020	9.616E+12	4.625E+13	3.184E+13	0.208	0.688

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
135.2	150.0	285.2	328.4	106.7	178.4	258.2	176.9	108.2

- Coefficienti adimensionali:

γC	γW	αL	γ
0.366	1.000	8.56	0.607

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4200	1.57	2683	500	>>1

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:

- Carico uniforme: q = 4.20 kN/m

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
21071	10000	136040	9.616E+12	4.625E+13	3.728E+13	0.208	0.806

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
135.2	150.0	285.2	328.4	106.7	178.4	284.7	150.4	134.7

- Coefficienti adimensionali:

γC	γW	αL	γ
0.536	1.000	12.10	0.755

- per componente quasi permanente a tempo infinito:

- Carico uniforme: q = 5.80 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1 x1
0.00 2280

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
5362	6250	42512	4.448E+12	1.927E+13	1.489E+13	0.231	0.773

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
135.2	150.0	285.2	265.5	169.7	115.5	231.3	203.8	81.3

- Coefficienti adimensionali:

γC	γW	αL	γ
0.586	1.000	10.09	0.704

- **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia istantanea	Freccia quasi perm.	Freccia f totale	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
4200	0.50	2.10	2.60	1614	300	>>1

TRAVETTO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 3.15 \text{ kN/m}$
- Rigidezze (E_w in N/mm^2 - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_w	E_J
10000	1.440E+11

- **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia f	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
(mm)	(mm)			
1840	3.60	512	500	1.023

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:

- Carico uniforme: $q = 0.95 \text{ kN/m}$
- Rigidezze (E_w in N/mm^2 - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_w	E_J
10000	1.440E+11

- per componente quasi permanente a tempo infinito:

- Carico uniforme: $q = 2.21 \text{ kN/m}$
- Rigidezze (E_w in N/mm^2 - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_w	E_J
6250	9.000E+10

- **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia istantanea	Freccia quasi perm.	Freccia f totale	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
1840	1.08	4.03	5.11	360	300	1.201

Coefficienti minimi, con corrispondente Combinazione di Carico

TRAVE

Resistenza:

- Calcestruzzo: **1.203** (CC 1, $t=0$)
- Legno: **3.333** (CC 1, $t=\text{inf.}$)
- Connettori: **1.526** (CC 1, $t=\text{inf.}$)
- Muratura: **2.098** (CC 1, $t=0$)

Deformabilità: **>>1** ($t=0$)

Fuoco: **1.818**

Vibrazioni: **1.382**

Sismica:

- Calcestruzzo: **2.079** (CC Sism. +)
- Legno: **>>1** (CC Sism. +)

- Connettori: **3.123** (CC Sism. +)
- Muratura: **4.492** (CC Sism. +)

TRAVETTO

Resistenza:

- Calcestruzzo: **>>1** (CC 1, t=0)
- Legno: **1.669** (CC 1, t=0)
- Connettori: **>>1** (CC 1, t=0)

Deformabilità: **1.023** (t=0)

Fuoco: **1.786**

PORZIONE DI SOLAIO tra allineamenti Y02 e Y04

In questa porzione la struttura del solaio viene realizzata nel medesimo modo rispetto alla precedente ma con luce di calcolo pari a 4,35 m ed interasse massimo pari a 172 cm

SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi e in mezzeria)

TRAVI sez. 240 x 300 mm., ad interasse 1720 mm.

Legno: Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [D24]

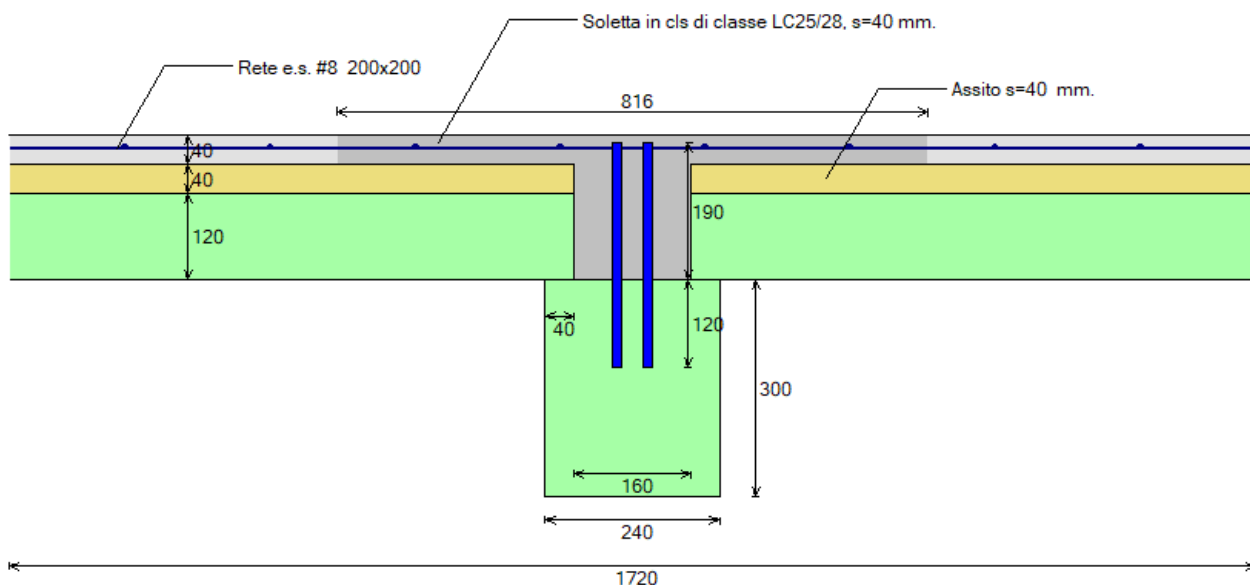
Luce libera: 4350 mm.

Connettori: #12, l = 310 mm.

Profondità di infissione = 120 mm.

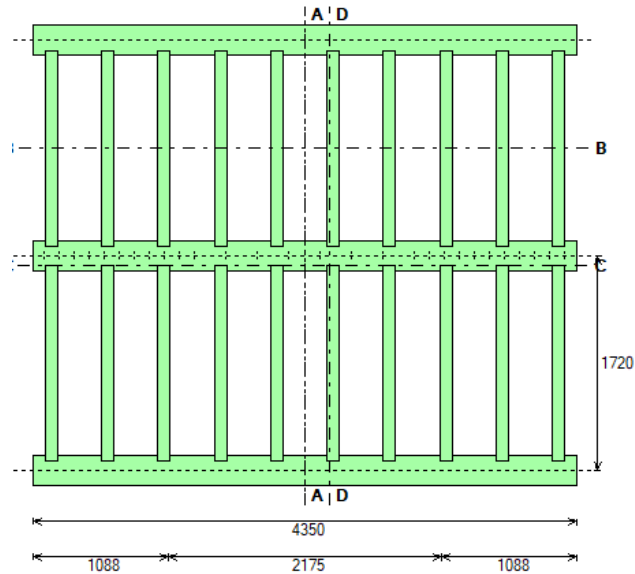
Zone agli appoggi (l = 1087.5) : 2#12 / 120 mm.

Zona centrale (l = 2175) : 2#12 / 250 mm.



PIANTA

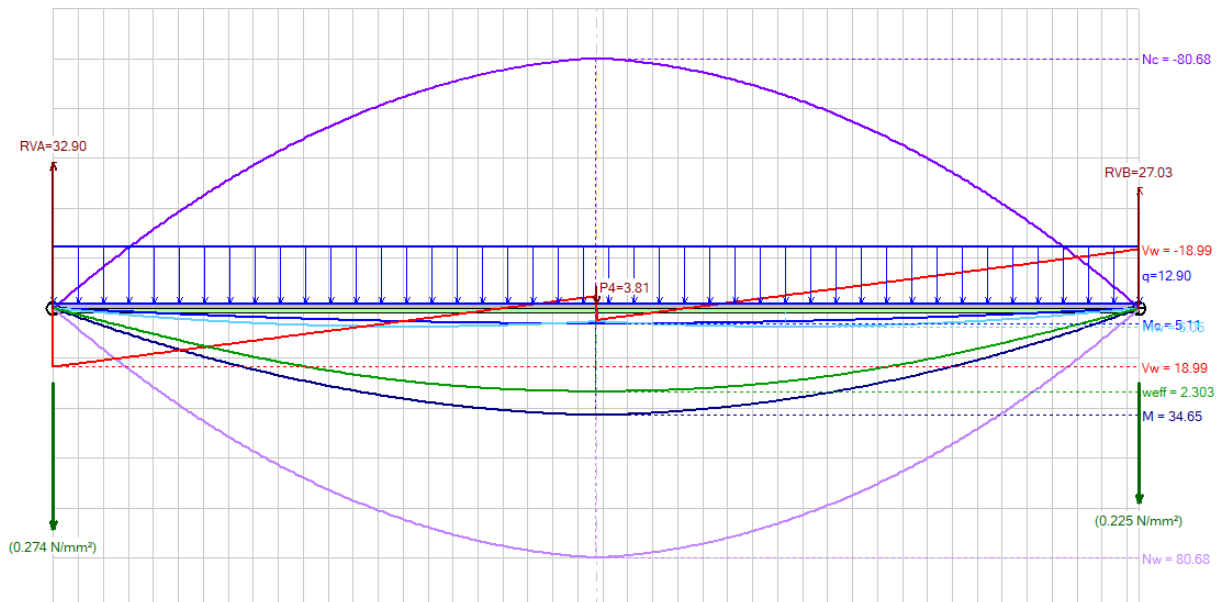
TRAVI : sez. 240 x 300 mm., ad interasse 1720 mm.
Luce libera: 4350 mm.
Connettori: #12, l = 310 mm.
Zone agli appoggi (l = 1087.5) : 2#12 / 120 mm.
Zona centrale (l = 2175) : 2#12 / 250 mm.
TRAVETTI sez. 100 x 120 mm., ad interasse 450 mm.
Lunghezza: 1560 mm.
Legno: Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [D24]



Momento massimo e taglio a tempo 0 – Legno

Deformata per collaborazione parziale

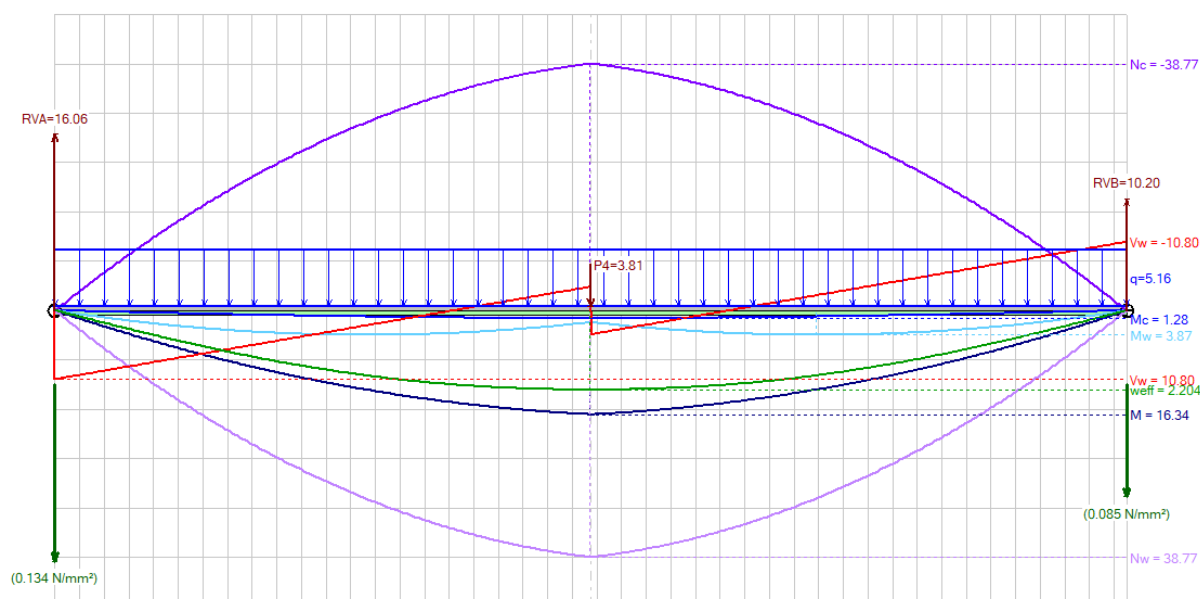
Pressione agli appoggi



Momento massimo e taglio a tempo infinito – Legno

Deformata per collaborazione parziale

Pressione agli appoggi



TABULATO DI VERIFICA – RESISTENZA

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.025**

[Taglio nel cordolo (cls con sezione a T) (trave legno-cls) - CC 1, t=0]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• Resistenze di progetto

- Legno: $f_d = f_k \cdot (k, \text{mod} / \gamma_M)$ dove $(k, \text{mod} / \gamma_M)$ vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400

- Calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$ (con riduz. a 80% per spess. soletta < 50 mm), $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$

- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: $(k, \text{mod} / \gamma_M)$ (media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: $k = \text{caratteristica}$, $d = \text{di progetto}$)

	Legno (N/mm²)				Cls (N/mm²)		Connettori (kN)
	f_m	f_{t0}	f_{c0}	f_v	f_c	f_{ct}	$F_v R$
k	24.00	14.00	21.00	3.70	25.00	1.60	30.348
d (media)	12.80	7.47	11.20	1.97	11.33	0.73	16.186
d (permanente)	9.60	5.60	8.40	1.48	11.33	0.73	12.139
d (istantanea)	17.60	10.27	15.40	2.71	11.33	0.73	22.255

• Carichi di superficie di progetto agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 7.50

- quota parte di carico di lunga durata = 4.35

- quota parte di carico istantanea = 3.15

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 3.00

CC rara = 5.00

• Coefficienti moltiplicativi per la viscosità

Legno: $(1/1+k_{def}) = 0.625$, Calcestruzzo: $(1/1+\Phi) = 0.254$

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 12.90 \text{ kN/m}$

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P_1	x_1
0.00	2280

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E_c	E_w	K_{conn}	E_{J0}	E_{Jinf}	E_{Jeff}	(E_{J0}/E_{Jinf})	(E_{Jeff}/E_{Jinf})
21071	10000	38870	9.666E+12	4.679E+13	2.895E+13	0.207	0.619

- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	h_{cg}	r_c	r_w	h_{cg}	r_c	r_w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff

136.0 150.0 286.0 330.3 105.8 180.3 243.6 192.4 93.6
 - Coefficienti adimensionali:
 γ_C γ_W α_L γ
 0.285 1.000 7.19 0.519

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_C (N/mm ²)	fcd (N/mm ²)	C.Sic.
-80.68	5.11	58240	3165265	-3.00	11.33	3.780

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
0.00	14.26	14.26	13.91	1.025

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
12.80	12.80	7.47	1.00	7.47	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_{nw} (N/mm ²)	σ_{myw} (N/mm ²)	σ_{nw}/f_d	σ_{myw}/f_d	$\Sigma(\sigma/f_d)$	C.Sic.
68.79	6.05	72000	3600000	0.96	1.68	0.128	0.131	0.259	3.861

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJ _{eff} (N·mm ²)	τ_w (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
244	29.96	10000	2.895E+13	0.31	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
10606	16186	1.526

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δ_u (mm)	$\delta_{u,max}$ (mm)	C.Sic.
10606	38870	0.27	1.09	3.995

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	$\sigma_{med,A}$ (N/mm ²)	RvB (N)	$\sigma_{med,B}$ (N/mm ²)	fd,mur (N/mm ²)	C.Sic.
32895	0.274	-27031	0.225	0.642	2.342

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 12.90 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	2280

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJ _{eff}	(EJ0/EJinf)	(EJ _{eff} /EJinf)
11959	7825	30416	6.647E+12	3.213E+13	2.071E+13	0.207	0.645

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
136.0	150.0	286.0	308.1	127.9	158.1	237.3	198.8	87.3

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.355	1.000	7.67	0.552

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ _c (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	C.Sic.
-82.26	4.05	58240	3165265	-2.69	11.33	4.210

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V _{rd1} (kN)	V _{rd2} (kN)	V _{rd} (kN)	V _{cd} (kN)	C.Sic.
0.00	14.26	14.26	13.18	1.082

• **M+ (momento positivo): legno**

f _{md}	f _{myd}	f _{t0d}	k _{hy}	f _{t0yd}	f _{c0d}	[resistenze fd in (N/mm ²)]
12.80	12.80	7.47	1.00	7.47	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ _{nw} (N/mm ²)	σ _{myw} (N/mm ²)	σ _{nw} /f _d	σ _{myw} /f _d	Σ(σ/f _d)	C.Sic.
70.95	6.57	72000	3600000	0.99	1.82	0.132	0.143	0.275	3.636

• **Taglio: legno**

h _{naw,eff} (mm)	V (kN)	E _w (N/mm ²)	E _{Jeff} (N·mm ²)	τ _w (N/mm ²)	f _{vd} (N/mm ²)	C.Sic.
237	29.96	7825	2.071E+13	0.32	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	F _{vrd} (N)	C.Sic.
10813	16186	1.497

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δ _u (mm)	δ _{u,max} (mm)	C.Sic.
10813	30416	0.36	1.09	3.066

• **Resistenza della muratura**

R _{vA} (N)	σ _{med,A} (N/mm ²)	R _{vB} (N)	σ _{med,B} (N/mm ²)	f _{d,mur} (N/mm ²)	C.Sic.
32895	0.274	-27031	0.225	0.642	2.342

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 5.16 kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P ₁	x ₁
0.00	0

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E _c	E _w	K _{conn}	E _{J0}	E _{Jinf}	E _{Jeff}	(E _{J0} /E _{Jinf})	(E _{Jeff} /E _{Jinf})
21071	10000	38870	9.666E+12	4.679E+13	2.895E+13	0.207	0.619

- Distanze (mm):

r _c	r _w	r	h _{cg} inf	r _c inf	r _w inf	h _{cg} eff	r _c eff	r _w eff
136.0	150.0	286.0	330.3	105.8	180.3	243.6	192.4	93.6

- Coefficienti adimensionali:

γ _c	γ _w	α _L	γ
0.285	1.000	7.19	0.519

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N	My	A	Wy	σ _c	f _{cd}	C.Sic.
---	----	---	----	----------------	-----------------	--------

(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
-38.05	2.41	58240	3165265	-1.41	11.33	>>1

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V _{rd1}	V _{rd2}	V _{rd}	V _{cd}	C.Sic.
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
0.00	14.26	14.26	6.09	2.339

• **M+ (momento positivo): legno**

f _{md}	f _{myd}	f _{t0d}	k _{hy}	f _{t0yd}	f _{c0d}	[resistenze f _d in (N/mm ²)]
9.60	9.60	5.60	1.00	5.60	8.40	

N	My	A	Wy	σ _{nw}	σ _{myw}	σ _{nw}	σ _{myw}	Σ(σ/f _d)	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	/f _d	/f _d		
27.71	3.18	72000	3600000	0.38	0.88	0.069	0.092	0.161	>>1

• **Taglio: legno**

h _{naw,eff}	V	E _w	E _{Jeff}	τ _w	f _{vd}	C.Sic.
(mm)	(kN)	(N/mm ²)	(N·mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
244	13.13	10000	2.895E+13	0.13	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F	F _{vr}	C.Sic.
(N)	(N)	
4647	12139	2.612

• **Scorrimento del connettore**

F	K	δ _u	δ _{u,max}	C.Sic.
(N)	(N/mm)	(mm)	(mm)	
4647	38870	0.12	1.09	>>1

• **Resistenza della muratura**

R _{vA}	σ _{med,A}	R _{vB}	σ _{med,B}	f _{d,mur}	C.Sic.
(N)	(N/mm ²)	(N)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
16061	0.134	-10197	0.085	0.642	4.797

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 5.16 kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P ₁	x ₁
0.00	0

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E _c	E _w	K _{conn}	E _{J0}	E _{Jinf}	E _{Jeff}	(E _{J0} /E _{Jinf})	(E _{Jeff} /E _{Jinf})
5362	6250	24294	4.460E+12	1.954E+13	1.388E+13	0.228	0.710

- Distanze (mm):

r _c	r _w	r	h _{cg}	r _c	r _w	h _{cg}	r _c	r _w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
136.0	150.0	286.0	267.2	168.9	117.2	223.2	212.9	73.2

- Coefficienti adimensionali:

γ _c	γ _w	α _L	γ
0.495	1.000	8.48	0.624

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N	My	A	Wy	σ _c	f _{cd}	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
-38.77	1.28	58240	3165265	-1.07	11.33	>>1

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
0.00	14.26	14.26	5.26	2.708

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.60	9.60	5.60	1.00	5.60	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
29.53	3.87	72000	3600000	0.41	1.07	0.073	0.112	0.185	>>1

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
223	13.13	6250	1.388E+13	0.15	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
4734	12139	2.564

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
4734	24294	0.19	1.09	>>1

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
16061	0.134	-10197	0.085	0.642	4.797

TRAVETTO (legno; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• **Resistenze di progetto**

- Legno: $fd = fk \cdot (k,mod/\gamma_M)$ dove $(k,mod/\gamma_M)$ vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400

(media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm²)			
	fm	ft0	fc0	fv
k	24.00	14.00	21.00	3.70
d (media)	12.80	7.47	11.20	1.97
d (permanente)	9.60	5.60	8.40	1.48
d (istantanea)	17.60	10.27	15.40	2.71

• **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 10.22

- quota parte di carico di lunga durata = 7.07

- quota parte di carico istantanea = 3.15

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 5.72

CC rara = 7.09

• **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**

Legno: $(1/1+k_{def}) = 0.625$

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA
(solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 4.60$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

Ew EJ
10000 1.440E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
12.80 13.39 7.47 1.05 7.81 11.20

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 1.40 12000 240000 0.00 5.83 0.000 0.435 0.435 **2.299**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 3.59 10000 1.606E+13 0.45 1.97 **4.402**

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 4.60 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew EJ
7406 1.066E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
12.80 13.39 7.47 1.05 7.81 11.20

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 1.40 12000 240000 0.00 5.83 0.000 0.435 0.435 **2.299**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 3.59 7406 1.606E+13 0.45 1.97 **4.402**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.57 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew EJ
10000 1.440E+11

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd fmyd ft0d khy ft0yd fc0d [resistenze fd in (N/mm²)]
9.60 10.04 5.60 1.05 5.86 8.40

N My A Wy σnw σmyw σnw σmyw Σ(σ/fd) C.Sic.
(kN) (kNm) (mm²) (mm³) (N/mm²) (N/mm²) /fd /fd
0.00 0.78 12000 240000 0.00 3.26 0.000 0.325 0.325 **3.077**

• **Taglio: legno**

hnaw,eff V Ew EJeff τw fvd C.Sic.
(mm) (kN) (N/mm²) (N·mm²) (N/mm²) (N/mm²)
0 2.01 10000 1.606E+13 0.25 1.48 **>>1**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 2.57 \text{ kN/m}$
- Rigidezze (E_w in N/mm^2 - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_w	E_J
6250	9.000E+10

• M+ (momento positivo): legno

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze f_d in (N/mm^2)]				
9.60	10.04	5.60	1.05	5.86	8.40					
N (kN)	My (kNm)	A (mm^2)		Wy (mm^3)	σ_{nw} (N/mm^2)	σ_{myw} (N/mm^2)	σ_{nw} /fd	σ_{myw} /fd	$\Sigma(\sigma/f_d)$	C.Sic.
0.00	0.78	12000		240000	0.00	3.26	0.000	0.325	0.325	3.077

• Taglio: legno

hnaw,eff (mm)	V (kN)	E_w (N/mm^2)	$E_{J\text{eff}}$ ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$)	τ_w (N/mm^2)	fvd (N/mm^2)	C.Sic.
0	2.01	6250	1.606E+13	0.25	1.48	>>1

TABULATO DI VERIFICA – DEFORMABILITA'**DEFORMABILITA'** solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**C.sic. minimo: **1.660**[Freccia (travetto legno) - $t=0$]**TRAVE****VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0** (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 8.60 \text{ kN/m}$
- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P_1	x_1
0.00	2280
- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm^2 - K_{conn} in N/mm - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_c	E_w	K_{conn}	E_{J0}	$E_{J\text{inf}}$	$E_{J\text{eff}}$	$(E_{J0}/E_{J\text{inf}})$	$(E_{J\text{eff}}/E_{J\text{inf}})$
21071	10000	58304	9.666E+12	4.679E+13	3.263E+13	0.207	0.697
- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	hcg inf	r_c	r_w	hcg inf	r_c	r_w	hcg eff	r_c	r_w	hcg eff
136.0	150.0	286.0	330.3	105.8	180.3	261.5	174.6	111.5				
- Coefficienti adimensionali:

γ_c	γ_w	α_L	γ
0.375	1.000	8.80	0.618

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4350	1.52	2864	500	>>1

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:

- Carico uniforme: $q = 3.61 \text{ kN/m}$
- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm^2 - K_{conn} in N/mm - E_J in $\text{N}\cdot\text{mm}^2$):

E_c	E_w	K_{conn}	E_{J0}	$E_{J\text{inf}}$	$E_{J\text{eff}}$	$(E_{J0}/E_{J\text{inf}})$	$(E_{J\text{eff}}/E_{J\text{inf}})$
21071	10000	116608	9.666E+12	4.679E+13	3.804E+13	0.207	0.813
- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	hcg	r_c	r_w	hcg	r_c	r_w
-------	-------	-----	-----	-------	-------	-----	-------	-------

			inf	inf	inf	eff	eff	eff
136.0	150.0	286.0	330.3	105.8	180.3	287.8	148.3	137.8

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.545	1.000	12.44	0.764

- per componente quasi permanente a tempo infinito:

- Carico uniforme: $q = 4.99$ kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P_1	x_1
0.00	2280

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E_c	E_w	K_{conn}	E_{J0}	E_{Jinf}	E_{Jeff}	(E_{J0}/E_{Jinf})	(E_{Jeff}/E_{Jinf})
5362	6250	36440	4.460E+12	1.954E+13	1.523E+13	0.228	0.779

- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	h_{cg}	r_c	r_w	h_{cg}	r_c	r_w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
136.0	150.0	286.0	267.2	168.9	117.2	233.6	202.4	83.6

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.595	1.000	10.38	0.714

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia	Freccia	Freccia f	(f/L)	(f/L)max	C.Sic.
(mm)	istantanea	quasi perm.	totale	1/	1/	
4350	(mm)	(mm)	(mm)			
	0.49	2.04	2.53	1717	300	>>1

TRAVETTO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 3.19$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

E_w	E_J
10000	1.440E+11

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia f	(f/L)	(f/L)max	C.Sic.
(mm)	(mm)	1/	1/	
1560	1.88	830	500	1.660

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:

- Carico uniforme: $q = 0.95$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

E_w	E_J
10000	1.440E+11

- per componente quasi permanente a tempo infinito:

- Carico uniforme: $q = 2.25$ kN/m

- Rigidezze (E_w in N/mm² - E_J in N·mm²):

E_w	E_J
6250	9.000E+10

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia	Freccia	Freccia f	(f/L)	(f/L)max	C.Sic.
(mm)	istantanea	quasi perm.	totale	1/	1/	
	(mm)	(mm)	(mm)			

1560 0.56 2.12 2.67 584 300 **1.945**

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficienti minimi, con corrispondente Combinazione di Carico

TRAVE

Resistenza:

- Calcestruzzo: **1.025** (CC 1, t=0)
- Legno: **3.636** (CC 1, t=inf.)
- Connettori: **1.497** (CC 1, t=inf.)
- Muratura: **2.342** (CC 1, t=0)

Deformabilità: **>>1** (t=inf.)

Fuoco: **1.923**

Vibrazioni: **1.393**

Sismica:

- Calcestruzzo: **1.718** (CC Sism. +)
- Legno: **>>1** (CC Sism. +)
- Connettori: **2.983** (CC Sism. +)
- Muratura: **4.892** (CC Sism. +)

TRAVETTO

Resistenza:

- Calcestruzzo: **>>1** (CC 1, t=0)
- Legno: **2.299** (CC 1, t=0)
- Connettori: **>>1** (CC 1, t=0)

Deformabilità: **1.660** (t=0)

Fuoco: **2.439**

PORZIONE DI SOLAIO tra allineamenti Y04 e Y05

In questa porzione la struttura del solaio viene realizzata a semplice orditura con travicelli dim. 10x14 cm passo 40 cm su luce di calcolo massima pari a 2,90 m

Collegamento travetti con soletta mediante viti torx diam. 7 mm passo 12 cm agli appoggi – 25 cm in campata.

SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi e in mezzeria)

TRAVI sez. 100 x 140 mm., ad interasse 400 mm.

Legno: Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [D24]

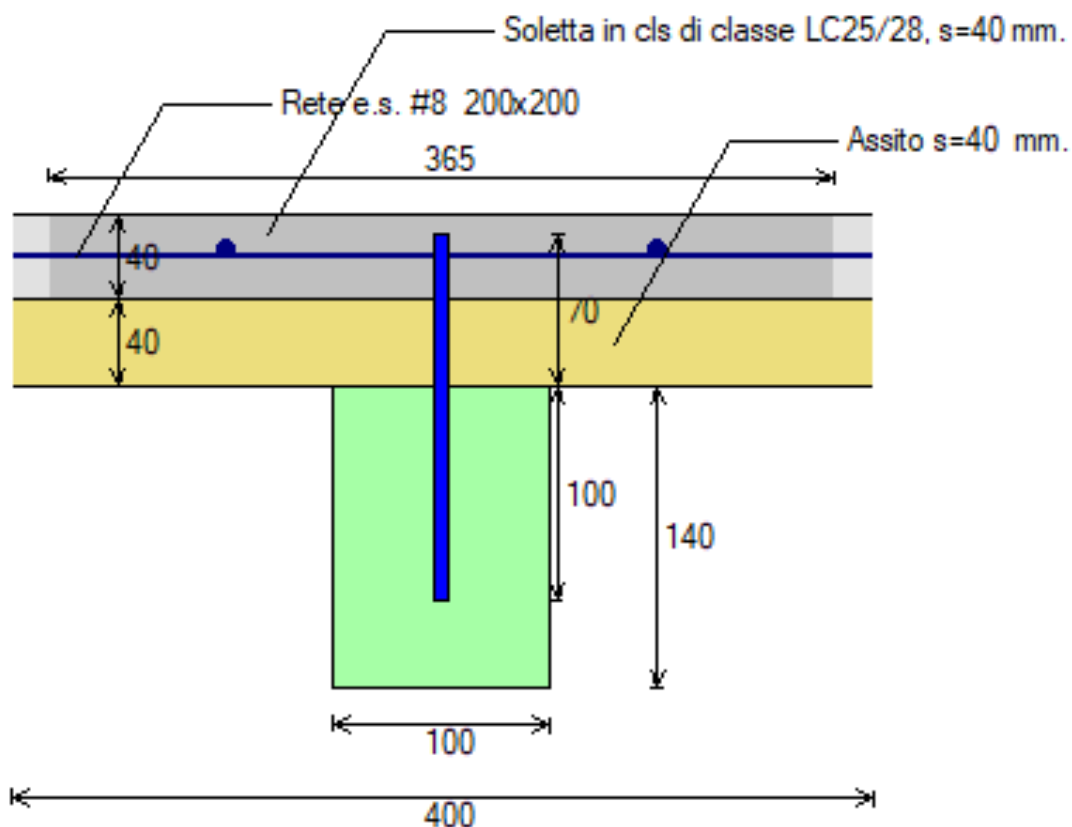
Luce libera: 2900 mm.

Connettori: #7, l = 170 mm.

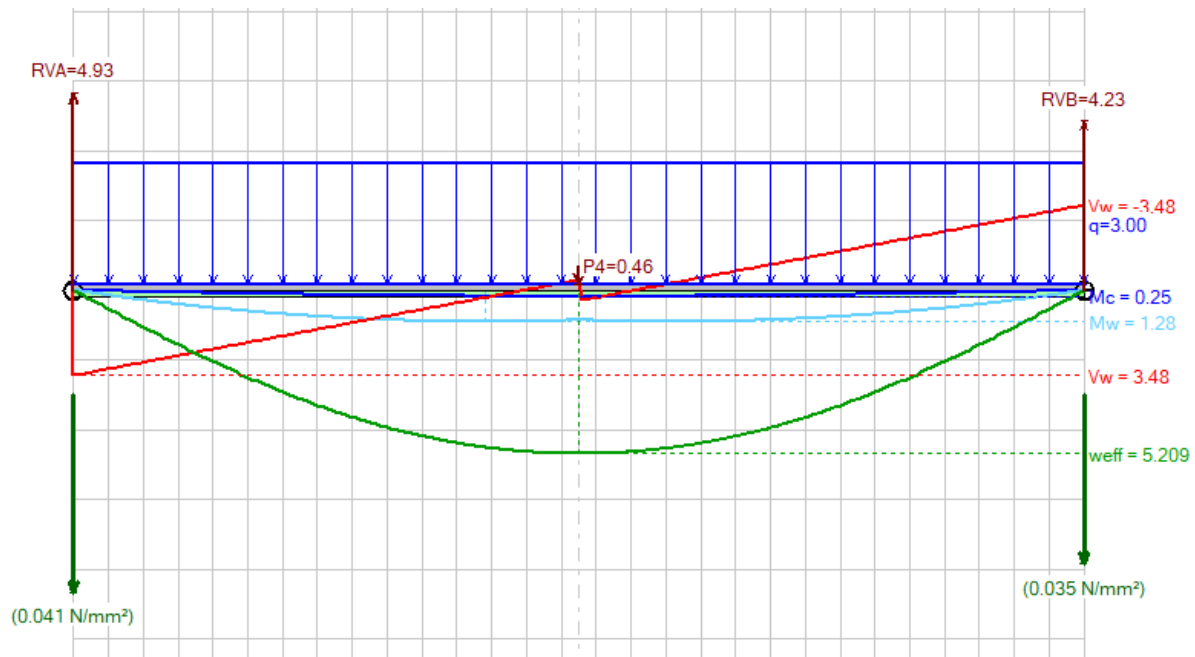
Profondità di infissione = 100 mm.

Zone agli appoggi (l = 725) : 1#7 / 120 mm.

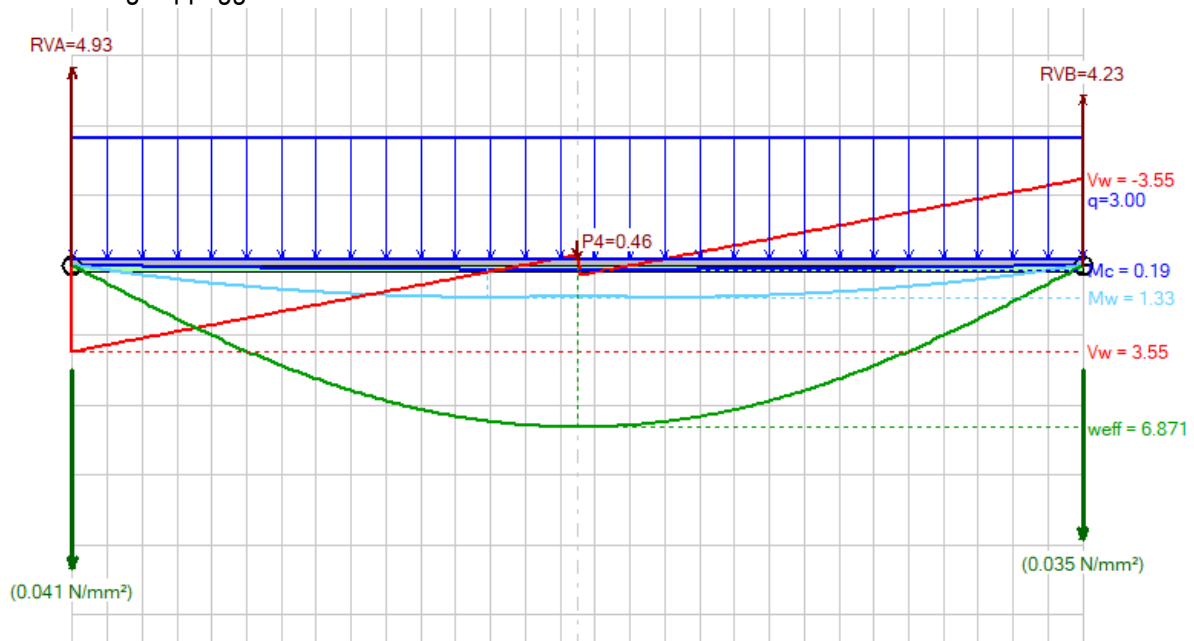
Zona centrale (l = 1450) : 1#7 / 250 mm.



Momento massimo e taglio a tempo 0 – Legno
 Deformata per collaborazione parziale
 Pressione agli appoggi



Momento massimo e taglio a tempo infinito – Legno
 Deformata per collaborazione parziale
 Pressione agli appoggi



TABULATO DI VERIFICA – RESISTENZA

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.082**

[Scorrimento del connettore (trave legno-clc) - CC 1, t=inf.]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• Resistenze di progetto

- Legno: $f_d = f_k \cdot (k, \text{mod} / \gamma_M)$ dove $(k, \text{mod} / \gamma_M)$ vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400
- Calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$ (con riduz. a 80% per spess. soletta < 50 mm), $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$
- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: $(k, \text{mod} / \gamma_M)$ (media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: $k = \text{caratteristica}$, $d = \text{di progetto}$)

	Legno (N/mm ²)				Cls (N/mm ²)		Connettori (kN)
	f_m	f_{t0}	f_{c0}	f_v	f_c	f_{ct}	$F_v R$
k	24.00	14.00	21.00	3.70	25.00	1.60	5.912
d (media)	12.80	7.47	11.20	1.97	11.33	0.73	3.153
d (permanente)	9.60	5.60	8.40	1.48	11.33	0.73	2.365
d (istantanea)	17.60	10.27	15.40	2.71	11.33	0.73	4.335

• Carichi di superficie di progetto agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 7.50

- quota parte di carico di lunga durata = 4.35

- quota parte di carico istantanea = 3.15

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 3.00

CC rara = 5.00

• Coefficienti moltiplicativi per la viscosità

Legno: $(1/1+k_{def}) = 0.625$, Calcestruzzo: $(1/1+\Phi) = 0.254$

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: $q = 3.00$ kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P_i	x_i
0.00	2280

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E_c	E_w	K_{conn}	E_{J0}	E_{Jinf}	E_{Jeff}	(E_{J0}/E_{Jinf})	(E_{Jeff}/E_{Jinf})
21071	10000	3968	2.697E+11	1.896E+12	5.750E+11	0.142	0.303

- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	h_{cg}	r_c	r_w	h_{cg}	r_c	r_w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
60.0	70.0	130.0	159.3	40.7	89.3	86.8	113.2	16.8

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.067	1.000	4.00	0.188

• M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)

N	My	A	Wy	σ_c	f_{cd}	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
-14.24	0.25	14600	97333	-3.53	11.33	3.211

• Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)

τ_{max}	f_{cvd}	C.Sic.
(N/mm ²)	(N/mm ²)	
0.13	0.62	4.603

• M+ (momento positivo): legno

f_{md}	f_{myd}	f_{t0d}	k_{hy}	f_{t0yd}	f_{c0d}	[resistenze f_d in (N/mm ²)]
12.80	12.98	7.47	1.01	7.57	11.20	

N	My	A	Wy	σ_{nw}	σ_{myw}	σ_{nw}	σ_{myw}	$\Sigma(\sigma/f_d)$	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	/f _d	/f _d		
13.54	1.28	14000	326667	0.97	3.93	0.128	0.303	0.431	2.320

• **M- (momento negativo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]				
12.80	12.98	7.47	1.01	7.57	11.20					
N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σnw (N/mm ²)	σmyw (N/mm ²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.	
0.00	0.00	14000	326667	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	>>1	

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJeff (N·mm ²)	τw (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
87	4.58	10000	5.750E+11	0.30	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2843	3153	1.109

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
2843	3968	0.72	1.00	1.396

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm ²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm ²)	fd,mur (N/mm ²)	C.Sic.
4931	0.041	-4227	0.035	0.642	>>1

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 3.00 kN/m
- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	2280
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
11959	7825	3105	2.022E+11	1.340E+12	4.359E+11	0.151	0.325
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
60.0	70.0	130.0	149.9	50.1	79.9	86.4	113.6	16.4
- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.091	1.000	4.11	0.205

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σc (N/mm ²)	fcd (N/mm ²)	C.Sic.
-14.38	0.19	14600	97333	-2.90	11.33	3.912

• **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ,max (N/mm ²)	fcvd (N/mm ²)	C.Sic.
0.10	0.62	>>1

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]				
-----	------	------	-----	-------	------	---	--	--	--	--

12.80 12.98 7.47 1.01 7.57 11.20

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_{nw} (N/mm ²)	σ_{myw} (N/mm ²)	σ_{nw} /fd	σ_{myw} /fd	$\Sigma(\sigma/fd)$	C.Sic.
13.71	1.33	14000	326667	0.98	4.06	0.129	0.313	0.442	2.262

• **M- (momento negativo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm ²)]
12.80	12.98	7.47	1.01	7.57	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_{nw} (N/mm ²)	σ_{myw} (N/mm ²)	σ_{nw} /fd	σ_{myw} /fd	$\Sigma(\sigma/fd)$	C.Sic.
0.00	0.00	14000	326667	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	>>1

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm ²)	EJ _{eff} (N·mm ²)	τ_w (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	C.Sic.
86	4.58	7825	4.359E+11	0.31	1.97	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2871	3153	1.098

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	$\delta u, \max$ (mm)	C.Sic.
2871	3105	0.92	1.00	1.082

• **Resistenza della muratura**

RvA (N)	$\sigma_{med,A}$ (N/mm ²)	RvB (N)	$\sigma_{med,B}$ (N/mm ²)	fd,mur (N/mm ²)	C.Sic.
4931	0.041	-4227	0.035	0.642	>>1

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 1.20 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	0

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJ _{eff}	(EJ0/EJinf)	(EJ _{eff} /EJinf)
21071	10000	3968	2.697E+11	1.896E+12	5.750E+11	0.142	0.303

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
60.0	70.0	130.0	159.3	40.7	89.3	86.8	113.2	16.8

- Coefficienti adimensionali:

γ_c	γ_w	α_L	γ
0.067	1.000	4.00	0.188

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm ²)	Wy (mm ³)	σ_c (N/mm ²)	fcd (N/mm ²)	C.Sic.
-6.51	0.11	14600	97333	-1.61	11.33	>>1

• **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ, \max (N/mm ²)	fcd (N/mm ²)	C.Sic.
--------------------------------------	-----------------------------	--------

0.06 0.62 >>1

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]					
9.60	9.73	5.60	1.01	5.68	8.40						
N	My	A	Wy	σnw	σmyw	σnw	σmyw	Σ(σ/fd)	C.Sic.		
(kN)	(kNm)	(mm²)	(mm³)	(N/mm²)	(N/mm²)	/fd	/fd				
5.62	0.57	14000	326667	0.40	1.75	0.071	0.180	0.251	3.984		

• **M- (momento negativo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]					
9.60	9.73	5.60	1.01	5.68	8.40						
N	My	A	Wy	σnw	σmyw	σnw	σmyw	Σ(σ/fd)	C.Sic.		
(kN)	(kNm)	(mm²)	(mm³)	(N/mm²)	(N/mm²)	/fd	/fd				
0.00	0.00	14000	326667	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	>>1		

• **Taglio: legno**

hnaw,eff	V	Ew	EJeff	τw	fvd	C.Sic.
(mm)	(kN)	(N/mm²)	(N·mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	
87	1.97	10000	5.750E+11	0.13	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F	Fvrd	C.Sic.
(N)	(N)	
1223	2365	1.934

• **Scorrimento del connettore**

F	K	δu	δu,max	C.Sic.
(N)	(N/mm)	(mm)	(mm)	
1223	3968	0.31	1.00	3.246

• **Resistenza della muratura**

RvA	σmed,A	RvB	σmed,B	fd,mur	C.Sic.
(N)	(N/mm²)	(N)	(N/mm²)	(N/mm²)	
2321	0.019	-1617	0.013	0.642	>>1

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 1.20 kN/m

- Carichi concentrati: Pi (kN) all'ascissa xi (mm)

P1	x1
0.00	0

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
5362	6250	2480	1.534E+11	8.516E+11	3.292E+11	0.180	0.387

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg	rc	rw	hcg	rc	rw
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
60.0	70.0	130.0	131.4	68.6	61.4	85.5	114.5	15.5

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.151	1.000	4.29	0.252

• **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N	My	A	Wy	σc	fcd	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm²)	(mm³)	(N/mm²)	(N/mm²)	
-6.55	0.05	14600	97333	-0.97	11.33	>>1

• **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ_{max} (N/mm ²)	f_{cvd} (N/mm ²)	C.Sic.
0.03	0.62	>>1

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]				
9.60	9.73	5.60	1.01	5.68	8.40					
N	My	A		Wy	σnw	σmyw	σnw	σmyw	Σ(σ/fd)	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm²)		(mm³)	(N/mm²)	(N/mm²)	/fd	/fd		
5.72	0.62	14000		326667	0.41	1.91	0.072	0.196	0.268	3.731

• **M- (momento negativo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]				
9.60	9.73	5.60	1.01	5.68	8.40					
N	My	A		Wy	σnw	σmyw	σnw	σmyw	Σ(σ/fd)	C.Sic.
(kN)	(kNm)	(mm²)		(mm³)	(N/mm²)	(N/mm²)	/fd	/fd		
0.00	0.00	14000		326667	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	>>1

• **Taglio: legno**

$h_{naw,eff}$ (mm)	V (kN)	E _w (N/mm ²)	E _{Jeff} (N·mm ²)	τ_w (N/mm ²)	f_{vd} (N/mm ²)	C.Sic.
85	1.97	6250	3.292E+11	0.14	1.48	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	F _{vrd} (N)	C.Sic.
1230	2365	1.923

• **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu_{max} (mm)	C.Sic.
1230	2480	0.50	1.00	2.017

• **Resistenza della muratura**

R _{vA} (N)	$\sigma_{med,A}$ (N/mm ²)	R _{vB} (N)	$\sigma_{med,B}$ (N/mm ²)	$f_{d,mur}$ (N/mm ²)	C.Sic.
2321	0.019	-1617	0.013	0.642	>>1

TABULATO DI VERIFICA – DEFORMABILITA'

DEFORMABILITA' solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.800**

[Freccia (trave legno-cls) - t=0]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.00 kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P ₁	x ₁
0.00	2280

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - E_J in N·mm²):

E _c	E _w	K _{conn}	E _{J0}	E _{Jinf}	E _{Jeff}	(E _{J0} /E _{Jinf})	(E _{Jeff} /E _{Jinf})
21071	10000	5951	2.697E+11	1.896E+12	6.883E+11	0.142	0.363

- Distanze (mm):

rc	rw	r	h _{cg} inf	rc	rw	h _{cg} inf	rc	rw
60.0	70.0	130.0	159.3	40.7	89.3	93.0	107.0	23.0

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.098	1.000	4.90	0.257

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia f	(f/L)	(f/L)max	C.Sic.
(mm)	(mm)	1/	1/	
2900	3.22	900	500	1.800

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:

- Carico uniforme: $q = 0.84$ kN/m

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - EJ in N·mm²):

E_c	E_w	K_{conn}	EJ_0	EJ_{inf}	EJ_{eff}	(EJ_0/EJ_{inf})	(EJ_{eff}/EJ_{inf})
21071	10000	5951	2.697E+11	1.896E+12	6.883E+11	0.142	0.363

- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	h_{cg}	r_c	r_w	h_{cg}	r_c	r_w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
60.0	70.0	130.0	159.3	40.7	89.3	93.0	107.0	23.0

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.098	1.000	4.90	0.257

- per componente quasi permanente a tempo infinito:

- Carico uniforme: $q = 1.16$ kN/m

- Carichi concentrati: P_i (kN) all'ascissa x_i (mm)

P_1	x_1
0.00	2280

- Rigidezze (E_c, E_w in N/mm² - K_{conn} in N/mm - EJ in N·mm²):

E_c	E_w	K_{conn}	EJ_0	EJ_{inf}	EJ_{eff}	(EJ_0/EJ_{inf})	(EJ_{eff}/EJ_{inf})
5362	6250	3720	1.534E+11	8.516E+11	3.876E+11	0.180	0.455

- Distanze (mm):

r_c	r_w	r	h_{cg}	r_c	r_w	h_{cg}	r_c	r_w
			inf	inf	inf	eff	eff	eff
60.0	70.0	130.0	131.4	68.6	61.4	90.6	109.4	20.6

- Coefficienti adimensionali:

γ_C	γ_W	α_L	γ
0.210	1.000	5.26	0.335

• Freccia

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L	Freccia istantanea	Freccia quasi perm.	Freccia f totale	(f/L)	(f/L)max	C.Sic.
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	1/	1/	
2900	1.23	3.54	4.77	608	300	2.028

Coefficienti minimi, con corrispondente Combinazione di Carico

TRAVE

Resistenza:

- Calcestruzzo: **3.211** (CC 1, $t=0$)
- Legno: **2.262** (CC 1, $t=\text{inf.}$)
- Connettori: **1.082** (CC 1, $t=\text{inf.}$)
- Muratura: **>>1** (CC 1, $t=0$)

Deformabilità: **1.800** ($t=0$)

Sismica:

- Calcestruzzo: **>>1** (CC Sism. +)
- Legno: **>>1** (CC Sism. +)
- Connettori: **1.788** (CC Sism. +)

ELEMENTI IN LEGNO MASSICCIO PER STRUTTURE DI COPERTURA

La copertura intera viene ricostruita mantenendo il medesimo schema geometrico strutturale dell'attuale copertura:

Tre falde principali con allineamento Y01 che vede la realizzazione di timpano murario a seguire l'andamento della copertura con altezza variabile dalle zone di displuvio (colmo) alle zone di compluvio (allineamenti X01 e X03).

La struttura viene realizzata mediante elementi portanti principali (terzere e colmo) in legno massiccio in appoggio alla muratura armata da realizzare in testa alle murature portanti, precedentemente raddoppiate di spessore. In sommità alle murature si pongono in appoggio i travetti dell'orditura minuta (in legno massiccio di castagno) proseguenti all'esterno a formare lo sporto di gronda sui lati discendenti. I piani della copertura sono realizzati con doppio assito in legno (perlina inferiore da 25 mm in castagno e assito grezzo da 33 mm).

Tutti i collegamenti legno-legno sono di tipo metallico con viti mordenti a tutto filetto.

I collegamenti legno muratura/calcestruzzo sono realizzati con barre filettate e resina epossidica ad uso strutturale.

La composizione della nuova stratigrafia di copertura si compone quindi in questo modo:

- Orditura in LM principale realizzata in completo appoggio alle travi di cantone; terzere dim. 18x24 e colmo dim. 18x28 cm, cantoni dim. 24x28 cm.
- Orditura secondaria in appoggio alle terzere e in appoggio alle murature da cui sporgeranno di circa 50 cm.
- Doppio assito sp. 25+33 mm disposto incrociato a 45° in modo da fornire una rigidità adeguata alle due falde di copertura.
- Isolamento, guaina, ondulina sottocoppo e coppo unico in laterizio.

VERIFICHE DI RESISTENZA ORDITURA MINUTA – TRAVICELLI DIM. 8X8 CM PASSO 40 CM LM D24

Classe di servizio 1

Carico SLU: $382 \cdot 0,40 = 153 \text{ kg/m}$

Carico SLE/SLV: $180 \cdot 0,40 = 72 \text{ kg/m}$

Luce massima: 1,50 m

Passo: 40 cm

CARICHI DI PROGETTO

Peso proprio struttura in legno:	40 kg/mq	[G1]
Doppio assito 25+33 mm	30 kg/mq	[G2]
Guaina, isolamento ondulina sottocoppo e coppo in laterizio (unico):	50 kg/mq	[G2]
Fotovoltaico	20 kg/mq	[G2]
Carico variabile di esercizio (Neve – Zona I Medit. H< 100 m slm)	120 kg/mq	[Q]

Carico specifico SLU 382 kg/mq

Carico specifico SLE – breve durata: 180 kg/mq

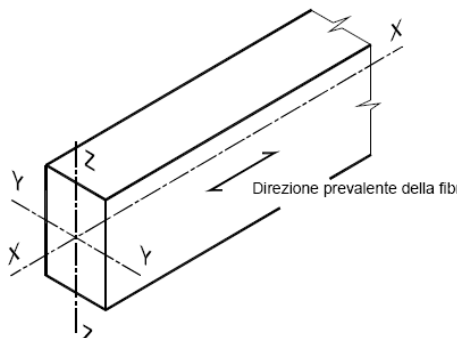
Carico specifico SLV 180 kg/mq

Verifica SLU

Momento massimo: 43 kg*m

Taglio massimo: 115 kg

Verifica condotta per carichi di breve durata (peso proprio + permanenti G2 + neve bassa quota)

Classe di durata del carico				Breve durata				
				meno di 1 settimana [neve a bassa quota]				
Classe di servizio				1	UR < 65%		k _{mod}	0.9
Tipologia				Legno massiccio			g _m	1.50
Sezione Rettangolare	H [cm]	8.0	A [cm²]	J _y [cm⁴]	J _z [cm⁴]	W _y [cm³]	W _z [cm³]	
	B [cm]	8.0	64	341	341	85	85	
Valori caratteristici del materiale							D24	
Proprietà di Resistenza [N/mm²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm²]				
Flessione*		f _{m,k}	24.00	parallelo medio		E _{0,m}	10000	
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	14.00	parallelo caratteristico		E _{0,05}	8500	
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0.60	perpendicolare medio		E _{90,m}	670	
Compressione parallela		f _{c,0,k}	21.00	tangenziale medio		G _m	620	
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	7.80	Massa volumica [kg/m³]				
Taglio		f _{v,k}	4.00	caratteristica		r _k	485	
Considero k _h ?		SI	k _{h,fless,y}	1.13	k _{h,fless,z}	1.13	k _{h,traz}	1.13
Il coefficiente k _h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		0.00	kN					
T _{z,d}		1.15	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		0.43	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					
Verifiche di resistenza								
Flessione				La sezione è verificata				
S _{m,y,d}	5.04	N/mm²		S _{m,z,d}	0.00	N/mm²		
f _{m,y,d}	16.33	N/mm²		f _{m,z,d}	16.33	N/mm²		
k _m	0.70							
S _{m,y,d} / f _{m,y,d} + k _m S _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.31	<	1		
k _m S _{m,y,d} / f _{m,y,d} + S _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.22	<	1		
Taglio				La sezione è verificata				
t _d	0.27	N/mm²	<	f _{v,d}	2.40	N/mm²		

Travetto 8x8 cm – W=85 cm³ – J=341 – k_{def} = 0,60 – E = 62.500 kg/cmq
 Freccia massima: $5/384 \cdot 0,72 \cdot 150^4 / 62500 / 341 = 0,22$ cm < 1/650 della luce

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI LEGNO-LEGNO (TRAVICELLO SU TERZERA)

Per verificare i collegamenti legno-legno a taglio orizzontale nel piano della copertura si valuta il taglio sismico di competenza del singolo elemento nell'ipotesi di comportamento non dissipativo della struttura ($q=1,50$) e valutando l'azione sismica sullo spettro elastico.

Assunto quindi un certo valore del periodo di vibrazione della struttura muraria si ha:

Per i periodi propri di vibrazione della costruzione (in $X = 0,140$ sec, in $Y = 0,169$ sec) valutati secondo analisi modale, si può ritenere che la struttura possa essere interessata da valori di accelerazione massimi (pari a $0,53g$) con riferimento alle componenti orizzontali dello spettro elastico.

Si ha quindi, in modo approssimato:

Carico sismico sul travetto: 72 kg/m

Luce di calcolo: $1,50 \text{ m}$

Vincolo agli appoggi: semplice appoggio

Taglio orizzontale all'appoggio dovuto all'azione sismica: $72 \cdot 1,50 / 2 \cdot 0,53 / 1,50 = 19 \text{ kg/appoggio}$

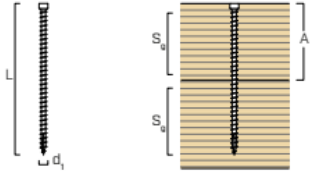
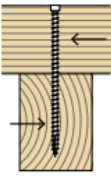
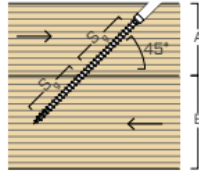
Appoggio a coda di rondine travicello su terza

Si realizza il collegamento mediante vite Torx VGZ Rothoblaas con coefficiente di sicurezza $1,25$

Resistenza a taglio per barra Torx VGZ $\Phi 5,6 \times 160 = 3,03 / 1,25 = 2,42 \text{ kN} > 0,19 \text{ kN}$

■ VALORI STATICI

VALORI CARATTERISTICI
EN 1995:2014

geometria			TAGLIO		SCORRIMENTO		
			legno-legno		legno-legno ⁽³⁾		
							
d_1 [mm]	L [mm]	S_g [mm]	A_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	A_{min} [mm]	B_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
5,3	80	25	40	1,77	30	50	1,27
	100	35	50	2,25	40	55	1,78
	120	45	60	2,45	45	60	2,28
5,6	140	55	70	2,84	50	70	2,95
	160	65	80	3,03	60	75	3,48
7	140	55	70	3,55	55	70	3,69
	180	75	90	4,02	65	85	5,03
	220	95	110	4,49	80	100	6,37
	260	115	130	4,49	95	110	7,71
	300	135	150	4,49	110	125	9,05
9	200	85	100	5,99	75	90	7,32
	240	105	120	6,60	90	105	9,05
	280	125	140	6,80	105	120	10,77
	320	145	160	6,80	115	135	12,49
	360	165	180	6,80	130	145	14,21

Il collegamento del travicello sul cordolo sarà diretto mediante barra filettata $1M8 \times 200$ /appoggio da inghisare con resina nel calcestruzzo del cordolo.

Per la resina da impiegare si adotti prodotto specifico ad uso strutturale tipo resina bicomponente HILTI HY170 (capacità a taglio per barra $M8$ opportunamente ancorata = $7,2 / 1,25 = 5,76 \text{ kN/cad}$).

VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' TERZERE – DIM. 20X24 CM LM D24

Classe di servizio 1

Carico SLU: $382 \cdot 1,50 = 573 \text{ kg/m}$

Carico SLE/SLV: $180 \cdot 1,50 = 270 \text{ kg/m}$

Luce massima: 4,25 m

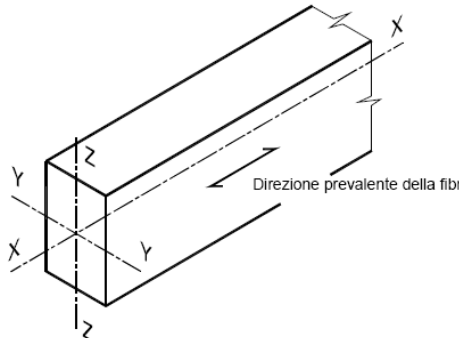
Passo: 1,50 m

Verifica SLU

Momento massimo: 1.300 kg*m

Taglio massimo: 1.220 kg

Verifica condotta per carichi di breve durata (peso proprio + permanenti G2 + neve bassa quota)

Classe di durata del carico				Breve durata				
				meno di 1 settimana [neve a bassa quota]				
Classe di servizio				1	UR < 65%		k _{mod}	0.9
Tipologia				Legno massiccio			γ _m	1.50
Sezione Rettangolare	H [cm]	24.0	A [cm ²] 480	J _y [cm ⁴] 23040	J _z [cm ⁴] 16000	W _y [cm ³] 1920	W _z [cm ³] 1600	
	B [cm]	20.0						
Valori caratteristici del materiale							D24	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		f _{m,k}	24.00	parallelo medio		E _{0,m}	10000	
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	14.00	parallelo caratteristico		E _{0,05}	8500	
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0.60	perpendicolare medio		E _{90,m}	670	
Compressione parallela		f _{c,0,k}	21.00	tangenziale medio		G _m	620	
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	7.80	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		f _{v,k}	4.00	caratteristica		ρ _k	485	
Considero k _h ?		SI	k _{h,fless,y}	1.00	k _{h,fless,z}	1.00	k _{h,traz}	1.00
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		0.00	kN					
T _{z,d}		12.20	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		13.00	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					
Verifiche di resistenza								
Flessione				La sezione è verificata				
σ _{m,y,d}	6.77	N/mm ²		σ _{m,z,d}	0.00	N/mm ²		
f _{m,y,d}	14.40	N/mm ²		f _{m,z,d}	14.40	N/mm ²		
k _m	0.70							
σ _{m,y,d} / f _{m,y,d} + k _m σ _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.47	<	1		
k _m σ _{m,y,d} / f _{m,y,d} + σ _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.33	<	1		
Taglio				La sezione è verificata				
τ _d	0.38	N/mm ²	<	f _{v,d}	2.40	N/mm ²		

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Trave 18x24 cm – $W=1.728 \text{ cm}^3$ – $J=20.736$ – $k_{def} = 0,60$ – $E = 68.750 \text{ kg/cmq}$

Freccia massima: $5/384 \cdot 2,70^4 / 68750 / 20.736 = 0,80 \text{ cm} < 1/530 \text{ della luce}$

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI LEGNO-LEGNO (TERZERA SU TRAVE DI CANTONE)

Per verificare i collegamenti legno legno a taglio orizzontale nel piano della copertura si valuta il taglio sismico di competenza del singolo elemento nell'ipotesi di comportamento non dissipativo della struttura ($q=1,50$) e valutando l'azione sismica sullo spettro elastico.

Assunto quindi un certo valore del periodo di vibrazione della struttura muraria si ha:

Per i periodi propri di vibrazione della costruzione (in $X = 0,140 \text{ sec}$, in $Y = 0,169 \text{ sec}$) valutati secondo analisi modale, si può ritenere che la struttura possa essere interessata da valori di accelerazione massimi (pari a $0,53g$) con riferimento alle componenti orizzontali dello spettro elastico.

Si ha quindi, in modo approssimato:

Carico sismico sul travetto: 270 kg/m

Luce di calcolo: $4,25 \text{ m}$

Vincolo agli appoggi: semplice appoggio

Taglio orizzontale all'appoggio dovuto all'azione sismica: $270 \cdot 4,25 / 2 \cdot 0,53 / 1,50 = 202 \text{ kg/appoggio}$

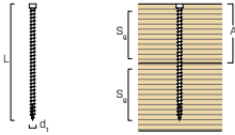
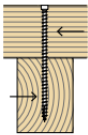
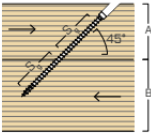
Appoggio a coda di rondine trave su cantone – min. $12 \times 12 \text{ cm}$

Si realizza il collegamento mediante doppia vite Torx VGZ Rothoblaas con coefficiente di sicurezza $1,25$

Resistenza a taglio per doppia vite Torx VGZ $\Phi 7 \times 260 = 2 \cdot 4,49 / 1,25 = 2 \cdot 3,59 = 7,18 \text{ kN} > 2,02 \text{ kN}$

■ VALORI STATICI

VALORI CARATTERISTICI
EN 1995:2014

geometria			TAGLIO		SCORRIMENTO		
			legno-legno		legno-legno ⁽⁵⁾		
							
d_1 [mm]	L [mm]	S_g [mm]	A_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	A_{min} [mm]	B_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
5,3	80	25	40	1,77	30	50	1,27
	100	35	50	2,25	40	55	1,78
	120	45	60	2,45	45	60	2,28
5,6	140	55	70	2,84	50	70	2,95
	160	65	80	3,03	60	75	3,48
7	140	55	70	3,55	55	70	3,69
	180	75	90	4,02	65	85	5,03
	220	95	110	4,49	80	100	6,37
	260	115	130	4,49	95	110	7,71
	300	135	150	4,49	110	125	9,05
9	200	85	100	5,99	75	90	7,32
	240	105	120	6,60	90	105	9,05
	280	125	140	6,80	105	120	10,77
	320	145	160	6,80	115	135	12,49
	360	165	180	6,80	130	145	14,21

Il collegamento della terza sul cordolo sarà realizzato mediante infissione con resina di doppia barra filettata $2M8 \times 350$ /appoggio da inghisare con resina nella zona di muratura armata.

Per la resina da impiegare si adotti prodotto specifico ad uso strutturale tipo resina bicomponente HILTI HY170 (capacità a taglio per barra $M8$ opportunamente ancorata = $7,2/1,25 = 5,76 \text{ kN/cad}$).

VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' CANTONALI – DIM. 24X28 CM LM D24

Classe di servizio 1

Area di influenza: 1,50 m

Carico SLU: $382 \cdot 1,50 = 573 \text{ kg/m}$

Carico SLE/SLV: $180 \cdot 1,50 = 270 \text{ kg/m}$

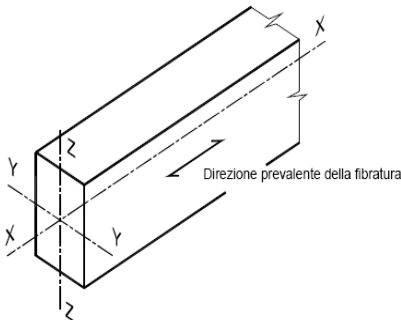
Luce massima: 5,85 m

Verifica SLU

Momento massimo: 2.451 kg*m

Taglio massimo: 1.676 kg

Verifica condotta per carichi di breve durata (peso proprio + permanenti G2 + neve bassa quota)

Classe di durata del carico				Breve durata				
				meno di 1 settimana [neve a bassa quota]				
Classe di servizio				1	UR < 65%		k _{mod}	0.9
Tipologia				Legno massiccio			γ _m	1.50
Sezione Rettangolare	H [cm]	28.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	24.0	672	43904	32256	3136	2688	
Valori caratteristici del materiale							D24	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		f _{m,k}	24.00	parallelo medio		E _{0,m}	10000	
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	14.00	parallelo caratteristico		E _{0,05}	8500	
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0.60	perpendicolare medio		E _{90,m}	670	
Compressione parallela		f _{c,0,k}	21.00	tangenziale medio		G _m	620	
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	7.80	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		f _{v,k}	4.00	caratteristica		ρ _k	485	
Considero k _h ?		SI	k _{h,fless,y}	1.00	k _{h,fless,z}	1.00	k _{h,traz}	1.00
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		0.00	kN					
T _{z,d}		16.76	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		24.51	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					
Verifiche di resistenza								
Flessione				La sezione è verificata				
σ _{m,y,d}	7.82	N/mm ²		σ _{m,z,d}	0.00	N/mm ²		
f _{m,y,d}	14.40	N/mm ²		f _{m,z,d}	14.40	N/mm ²		
k _m	0.70							
σ _{m,y,d} / f _{m,y,d} + k _m σ _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.54	<	1		
k _m σ _{m,y,d} / f _{m,y,d} + σ _{m,z,d} / f _{m,z,d}				0.38	<	1		
Taglio				La sezione è verificata				
τ _d	0.37	N/mm ²	<	f _{v,d}	2.40	N/mm ²		

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Trave 24x28 cm – $W=3.136 \text{ cm}^3$ – $J=43.904$ – $k_{def} = 0,60$ – $E = 68.750 \text{ kg/cmq}$

Freccia massima: $5/384 * 2,70 * 585^4 / 68750 / 43904 = 1,36 \text{ cm} \sim 1/430$ della luce

(Ipotesi di continuità della trave da colmo fino a spigolo basso)

Il collegamento della trave sul cordolo sarà realizzato mediante infissione con resina di triple barra filettata 3M16x350/appoggio da inghisare con resina nel calcestruzzo del cordolo.

Per la resina da impiegare si adotti prodotto specifico ad uso strutturale tipo resina bicomponente HILTI HY170 (capacità a taglio per barra M16 opportunamente ancorata = $22,3/1,25 = 17,84 \text{ kN/cad}$).

LA RISPOSTA SISMICA DELLE STRUTTURE

VALUTAZIONI IN CAMPO SISMICO

Il presente capitolo riporta analiticamente le verifiche condotte per le diverse analisi svolte in campo sismico. In particolare si riporta l'esito analitico delle verifiche cinematiche in campo lineare per la struttura migliorata, a supporto delle conclusioni esposte nella relazione illustrativa e la verifica delle diverse analisi sismiche svolte ricorrendo al metodo statico non lineare – tipico per edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche e con meccanismi di collasso di primo modo presidiati.

DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE – L'EDIFICIO ESISTENTE

Il modello numerico implementato mediante software PCM di Aedes Software 2021 impiega il metodo del telaio equivalente per la valutazione della risposta strutturale del complesso in campo sismico in particolare per azioni nel piano.

Sul modello implementato, che cerca con precisione di riprodurre le peculiarità della struttura reale, vengono poste le seguenti ipotesi per la condizione allo SDF.

Si adottano:

- Muratura di tipo “a mattoni pieni e malta di calce” ad una e due teste come da rilievo. Per le murature a due teste si riconosce un contributo sulla resistenza e sulla rigidezza dovuto alla presenza di connessioni trasversali (muratura a testa e lista);
- Le proprietà meccaniche medie della muratura esistente vengono decurtate per tenere conto della malta di cattiva qualità (fattore 0,70);
- Percentuale della rigidezza per muratura fessurata rispetto alla rigidezza elastica: 70%;
- Fasce murarie non resistenti a trazione con comportamento ad arco per la distribuzione dei carichi verticali ai maschi adiacenti;
- Impalcati a tutti i livelli e per tutta l'estensione della costruzione valutati privi di infinita rigidezza e travi in semplice appoggio;
- Comportamento valutato in campo sismico con riferimento al solo SLV;
- Classe d'uso dell'intera costruzione: Classe d'uso II – Normale affollamento;
- Analisi condotte sul modello tridimensionale: analisi modale, analisi sismica statica non lineare; analisi cinematica lineare.
- Input sismico come indicato nella parte illustrativa;
- Coefficienti di sicurezza sulla muratura:
3,00 per analisi statica lineare SLU,
2,00 per caso cinematico lineare,

DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE – L'EDIFICIO DOPO GLI INTERVENTI

Sul modello implementato allo SDP si cercano di introdurre localmente le modifiche previste. Quindi rispetto al modello SDF, si adotteranno le seguenti ipotesi aggiuntive:

- Muratura di tipo “a mattoni pieni e malta di calce” a due teste rinforzata mediante ristilatura armata dei giunti (allineamenti perimetro da piano terra a piano primo compreso). Si introduce tale rinforzo incrementando la resistenza nel piano della parete di un fattore pari a 1,2 come previsto dalla circolare.
- Muratura di tipo “a mattoni pieni e malta di calce” a due teste con intonaco armato (allineamenti Y02, Y04 e allineamenti zona scala/montapersona). Si introduce tale rinforzo incrementando la resistenza nel piano della parete di un fattore pari a 1,5 come previsto dalla circolare.
- Muratura di tipo “a mattoni pieni e malta di calce” a due teste per murature del sottotetto – Raddoppio spessore con mattoni pieni aventi resistenza $f_{bk} = 15$ MPa legati con malta a prestazione garantita (M10). Formazione di morse di collegamento come da schemi riportati negli elaborati grafici.

- Rifacimento dei solai e della copertura con strutture in grado di realizzare adeguata rigidezza di piano (soletta armata in c.a. collaborante, doppio assito incrociato);
- Percentuale della rigidezza per muratura fessurata rispetto alla rigidezza elastica: 70%;
- Fasce murarie con resistenza a trazione grazie all'inserimento di profili metallici di rinforzo ad intradosso adeguatamente ammorsati nei maschi murari;

STRUTTURA ESISTENTE - ANALISI CINEMATICA LINEARE

Coefficiente di sicurezza sul materiale per analisi cinematica: 2,00

Si propongono di seguito alcuni dei principali meccanismi ipotizzabili per la struttura esistente valutati ipotizzando le reali condizioni di vincolo presenti tra pareti ortogonali e tra pareti e impalcati. Tale assunzione è ritenuta verosimile in quanto è vero che sono presenti caviglie di collegamento tra travi in legno e muratura ma le dimensioni ridotte dei capichiave fanno ritenere probabile un fenomeno di punzonamento della muratura oltre al fatto che tali elementi appaiono non adeguatamente tesati (e quindi privi di efficacia).

Ribaltamento del timpano centrale al sottotetto della parete su allineamento Y01

01. Y01_ribaltamento alto

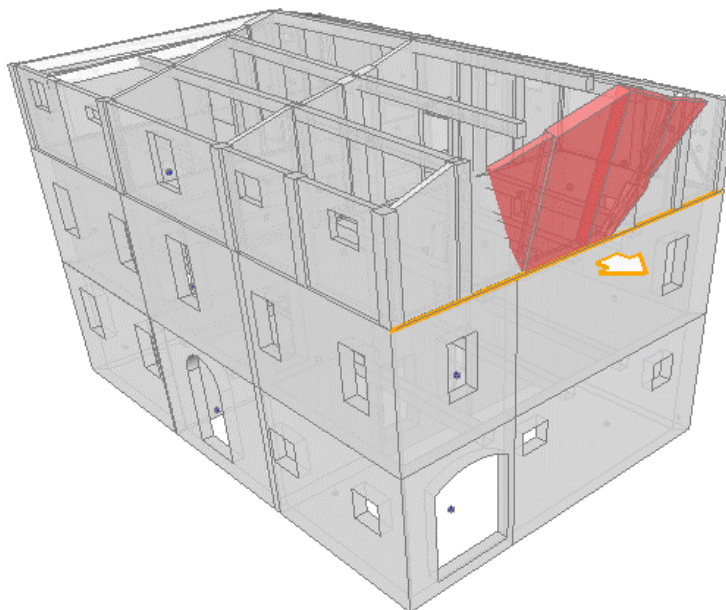
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.097$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.067 / 0.225 = 0.298$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 27 / 475 = 0.057$$



Ribaltamento della porzione di parete Y01 nell'ipotesi di collegamenti tra travi in legno e muratura scarsamente efficaci.

02. Y01_ribaltamento medio

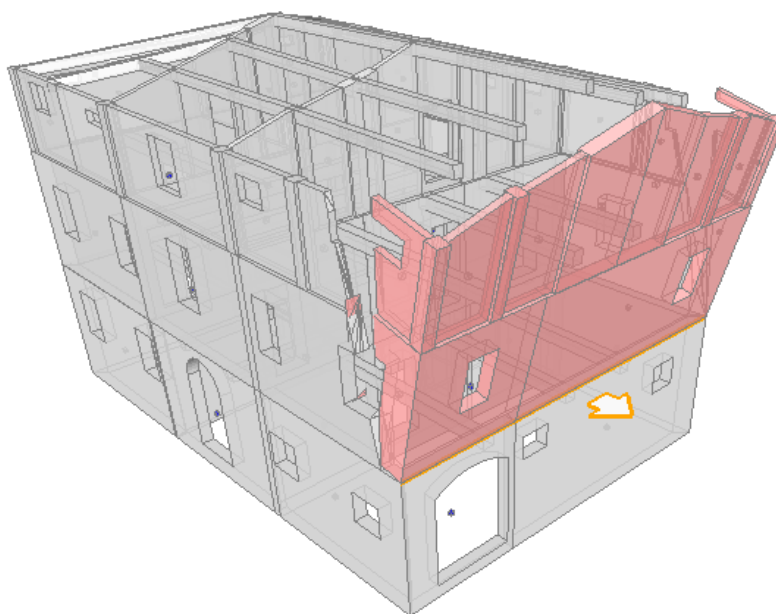
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.074$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.137 / 0.225 = 0.609$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 138 / 475 = 0.291$$



Ribaltamento dell'intera parete Y01 nell'ipotesi di collegamenti tra travi in legno e muratura scarsamente efficaci e nell'ipotesi di parziale collaborazione delle angolate.

03. Y01_ribaltamento completo

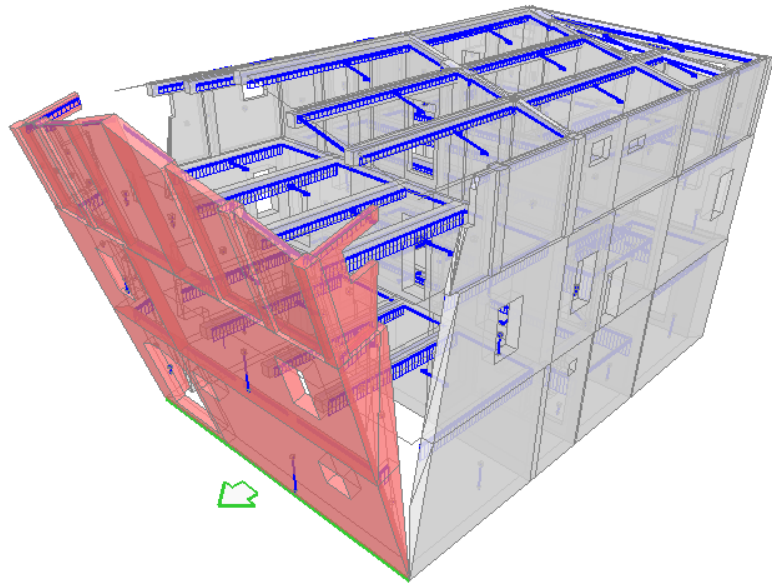
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.048$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.090 / 0.225 = 0.400$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 53 / 475 = 0.112$$



Ribaltamento della porzione superiore della parete 3X al sottotetto per assenza di collegamenti legno muratura e per scarso spessore della parete.

04. X03_Ribaltamento Alto

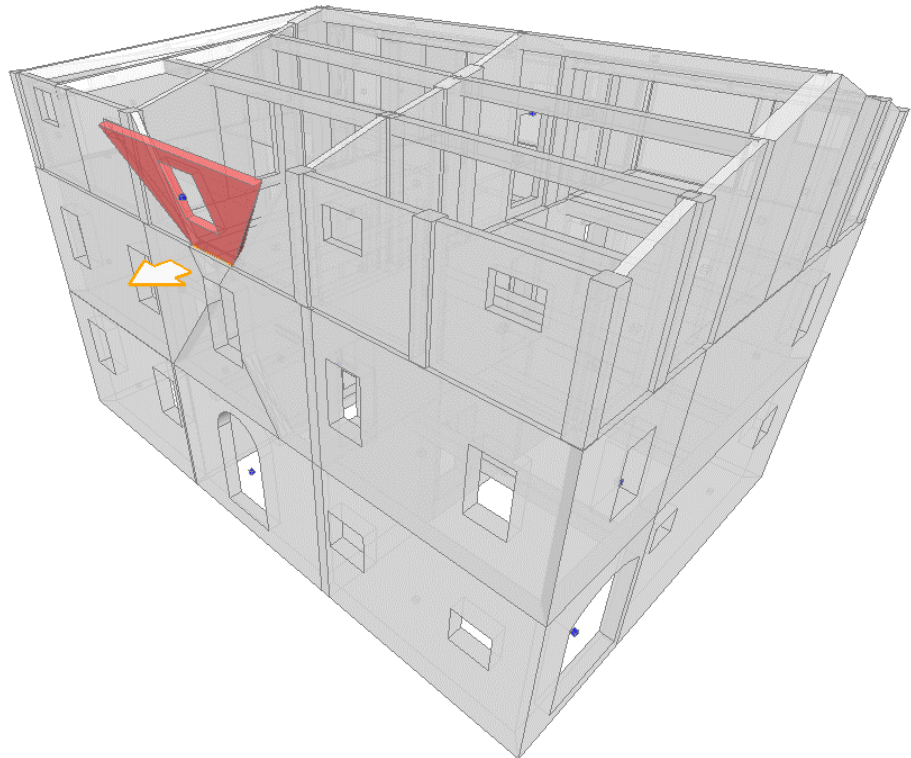
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.076$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.057 / 0.225 = 0.253$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 18 / 475 = 0.038$$



Ribaltamento della media parete alta 3X da piano primo al sottotetto per assenza di collegamenti legno muratura e per effetto della debolezza a taglio della parete.

05. X03_Ribaltamento medio

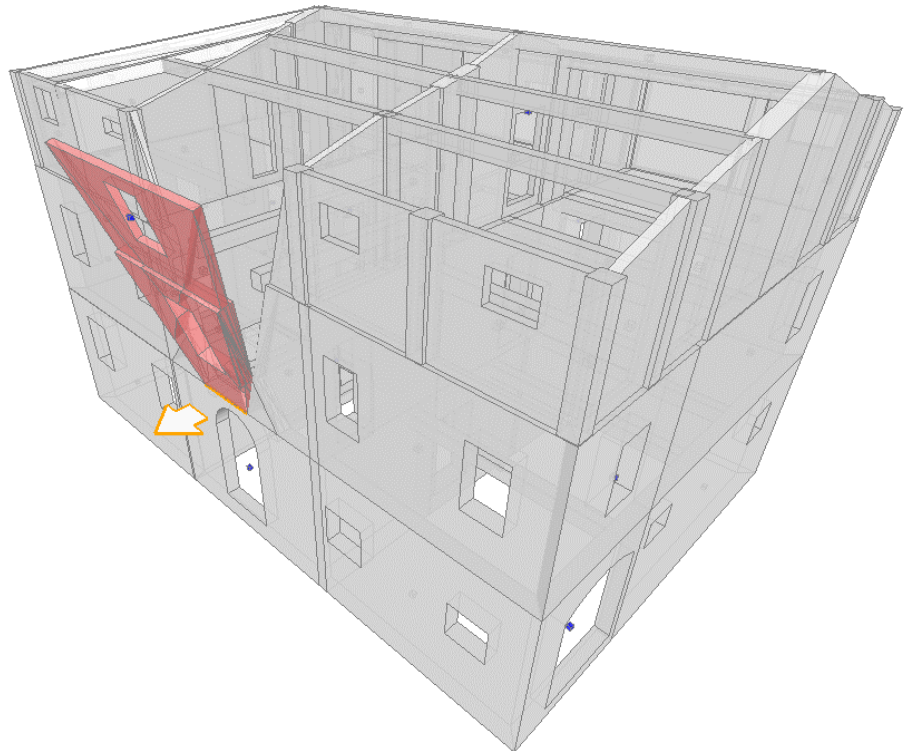
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.061$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.112 / 0.225 = 0.498$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 88 / 475 = 0.185$



Ribaltamento della parete alta Y5 al sottotetto per assenza di collegamenti legno muratura e mancanza di cordolature efficaci in testa.

06. Y05_ribaltamento

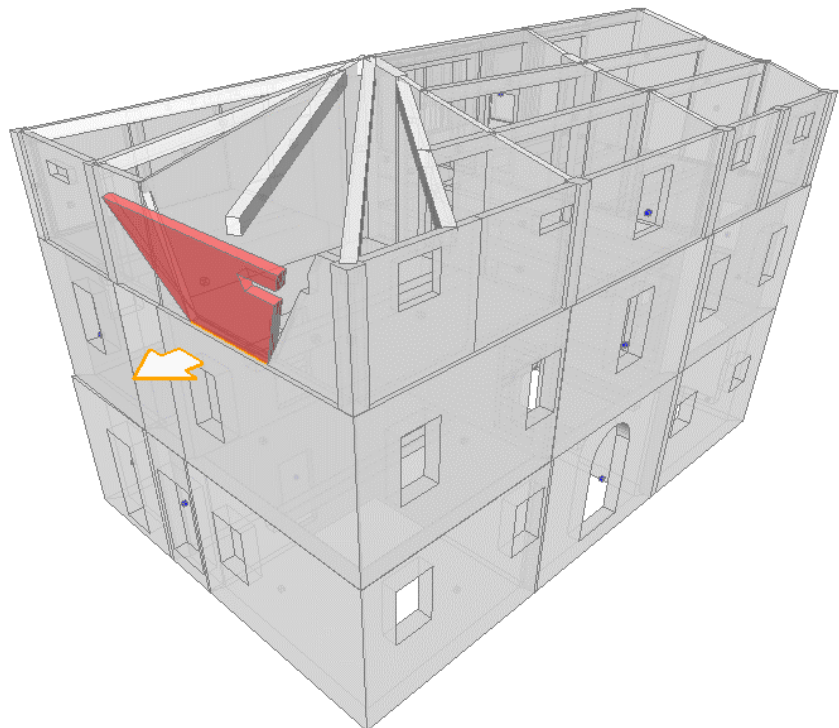
Ribaltamento semplice

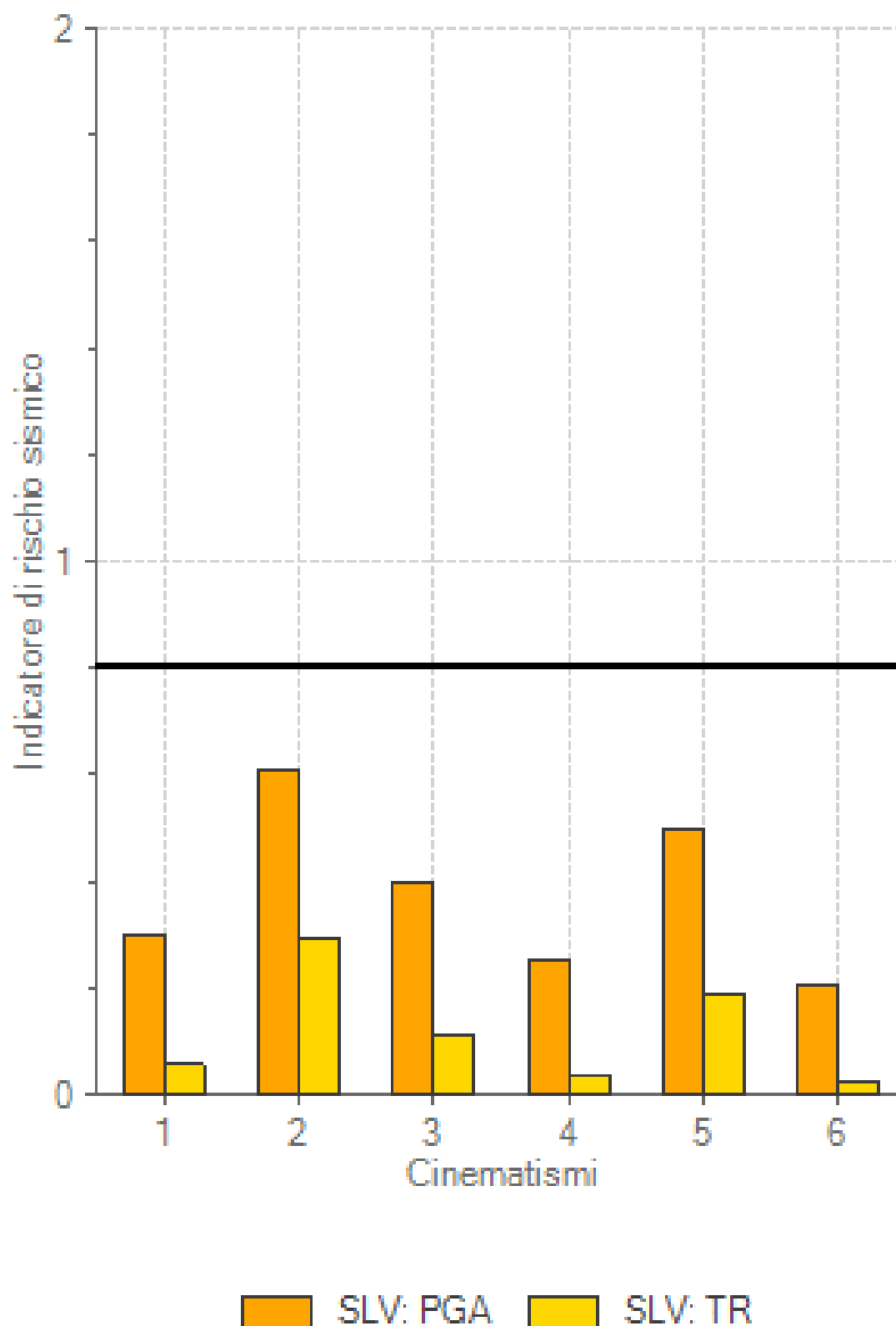
$\alpha_0 = 0.066$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.046 / 0.225 = 0.204$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 11 / 475 = 0.023$





Questo il quadro di verifica della sicurezza sismica per meccanismi possibili fuori piano

Di seguito il report analitico delle verifiche per i diversi meccanismi considerati.

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso CU = 1
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 50

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.8505
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.5726

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,g (*g)	Fo	TC*
30	0.051	2.480	0.250
50	0.064	2.496	0.270
72	0.075	2.470	0.270
101	0.086	2.466	0.280
140	0.100	2.434	0.280
201	0.118	2.396	0.281
475	0.163	2.364	0.291
975	0.206	2.382	0.312
2475	0.270	2.457	0.322

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

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$, dove:

$K = 0.011851460$, $\alpha = 0.430388690$

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*	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.051	2.480	0.250	1.380	0.121	0.363	1.804	0.756
SLD	50	0.064	2.496	0.270	1.380	0.129	0.386	1.856	0.852
SLV	475	0.163	2.364	0.291	1.380	0.137	0.410	2.252	1.288
SLC	975	0.206	2.382	0.312	1.380	0.144	0.433	2.424	1.460

(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: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1.15

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: $ag*S$, dove: $S=SS*ST$)

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

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

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

2. 1) Y01_ribaltamento alto

Ribaltamento semplice

Il cinematisimo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V (m ³)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
2.774	9.250	6.200	0.265	1.286	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)
1.028	9.692	6.200	1.006	0.334	6.200	0.000	0.000	0.00	0.000	9.358

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	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	1.160	4.218	7.711	0.00	0.00	-18.89	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	1.300	4.162	8.887	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
4	peso proprio	1.153	3.005	8.114	0.00	0.00	-2.87	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	1.167	7.006	7.834	0.00	0.00	-4.26	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	1.238	7.255	8.593	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
7	peso proprio	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	peso proprio	1.166	5.703	7.615	0.00	0.00	-23.91	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	1.305	5.725	8.920	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

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	0.00	0.00	0.00	0.00	6.200	-0.014	-1.002	0.000	0.000	0.000
2	0.00	0.00	-18.89	-18.89	0.04	0.00	-1.511	0.003	0.145	-2.730	28.543	0.000
3	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-2.687	0.006	0.284	-0.003	0.029	0.000
4	0.00	0.00	-2.87	-2.87	0.01	0.00	-1.915	0.004	0.140	-0.402	5.501	0.000
5	0.00	0.00	-4.26	-4.26	0.01	0.00	-1.634	0.004	0.145	-0.618	6.953	0.000
6	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-2.393	0.005	0.215	-0.001	0.013	0.000
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.200	-0.014	-1.002	0.000	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-23.91	-23.91	0.05	0.00	-1.416	0.003	0.146	-3.498	33.852	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.720	0.006	0.286	0.000	0.001	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)
0.097	5059	0.993	0.072

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
0.112	0.229	0.229	0.067	27	3	0.298	0.057

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) Y01_ribaltamento medio

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
13.593	9.250	3.000	0.265	1.286	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)
1.028	9.692	3.250	0.992	0.323	3.250	0.000	0.500	0.00	0.889	9.369

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	1.177	9.537	7.150	0.00	0.00	-2.66	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.317	9.432	8.025	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	da solaio	1.281	9.397	8.034	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.06	0.00
4	peso proprio	1.174	8.756	7.253	0.00	0.00	-6.58	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	1.244	8.775	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
6	peso proprio	1.172	8.013	7.350	0.00	0.00	-3.23	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.277	8.153	8.363	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.06	0.00
8	da solaio	1.312	8.130	8.369	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	da solaio	1.311	7.890	8.427	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	da solaio	1.276	7.872	8.432	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
11	peso proprio	1.168	7.209	7.427	0.00	0.00	-8.02	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	1.238	7.272	8.589	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
13	peso proprio	1.166	5.703	7.615	0.00	0.00	-23.91	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	1.305	5.725	8.920	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	peso proprio	1.160	4.177	7.615	0.00	0.00	-20.48	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	1.300	4.162	8.887	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
17	peso proprio	1.153	2.802	7.427	0.00	0.00	-8.01	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	1.150	1.999	7.350	0.00	0.00	-3.23	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	1.256	2.139	8.433	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
20	da solaio	1.291	2.121	8.428	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	da solaio	1.289	1.881	8.367	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	da solaio	1.254	1.859	8.361	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.05	0.00
23	peso proprio	1.146	1.258	7.253	0.00	0.00	-6.57	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	1.216	1.239	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
25	peso proprio	1.142	0.478	7.150	0.00	0.00	-2.68	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	1.245	0.621	8.034	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
27	da solaio	1.279	0.587	8.024	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	peso proprio	1.153	3.712	4.716	0.00	0.00	-95.45	0.00	0.00	0.00	0.30
29	da solaio	1.313	5.927	6.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
30	da solaio	1.306	4.055	6.050	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
31	da solaio	1.297	1.829	6.050	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.02	0.00
32	peso proprio	1.169	8.157	4.704	0.00	0.00	-39.49	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	1.323	8.434	6.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
34	da solaio	1.317	6.998	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	peso proprio	1.714	0.495	7.149	0.00	0.00	-3.71	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	1.918	0.571	8.015	0.00	0.00	-1.56	0.00	0.00	-1.01	0.00
37	peso proprio	1.403	0.467	5.354	0.00	0.00	-5.54	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	1.599	0.641	6.050	0.00	0.00	-1.84	0.00	0.00	-1.06	0.00
39	peso proprio	1.807	9.537	7.140	0.00	0.00	-4.29	0.00	0.00	0.00	0.30
40	da solaio	1.943	9.468	8.015	0.00	0.00	-1.64	0.00	0.00	-1.06	0.00
41	peso proprio	1.524	9.549	4.928	0.00	0.00	-10.81	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	1.745	9.382	6.050	0.00	0.00	-2.07	0.00	0.00	-1.19	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 $G+\psi^2Q$ (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	-2.66	-2.66	0.01	0.00	-3.900	0.015	0.133	-0.354	10.392	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.775	0.018	0.273	0.000	0.004	0.000
3	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-4.784	0.018	0.237	-0.022	0.439	0.000
4	0.00	0.00	-6.58	-6.58	0.03	0.00	-4.003	0.015	0.133	-0.874	26.326	0.000
5	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-4.949	0.019	0.202	-0.001	0.031	0.000
6	0.00	0.00	-3.23	-3.23	0.01	0.00	-4.100	0.016	0.133	-0.431	13.245	0.000
7	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-5.113	0.020	0.238	-0.022	0.475	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.119	0.020	0.273	0.000	0.002	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.178	0.020	0.273	0.000	0.001	0.000
10	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-5.183	0.020	0.238	-0.019	0.416	0.000
11	0.00	0.00	-8.02	-8.02	0.03	0.00	-4.177	0.016	0.133	-1.066	33.503	0.000
12	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-5.339	0.021	0.202	-0.001	0.030	0.000
13	0.00	0.00	-23.91	-23.91	0.09	0.00	-4.366	0.017	0.136	-3.250	104.396	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.670	0.022	0.275	0.000	0.001	0.000
15	0.00	0.00	-20.48	-20.48	0.08	0.00	-4.366	0.017	0.136	-2.794	89.409	0.000
16	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-5.637	0.022	0.276	-0.003	0.060	0.000
17	0.00	0.00	-8.01	-8.01	0.03	0.00	-4.177	0.016	0.134	-1.077	33.465	0.000
18	0.00	0.00	-3.23	-3.23	0.01	0.00	-4.100	0.016	0.135	-0.436	13.259	0.000
19	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-5.183	0.020	0.240	-0.019	0.415	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.178	0.020	0.275	0.000	0.001	0.000
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.117	0.020	0.274	0.000	0.002	0.000
22	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-5.112	0.020	0.239	-0.020	0.438	0.000
23	0.00	0.00	-6.57	-6.57	0.03	0.00	-4.003	0.015	0.134	-0.878	26.286	0.000
24	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-4.948	0.019	0.203	-0.002	0.039	0.000
25	0.00	0.00	-2.68	-2.68	0.01	0.00	-3.900	0.015	0.133	-0.356	10.452	0.000
26	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-4.784	0.018	0.235	-0.019	0.382	0.000
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.774	0.018	0.269	-0.001	0.012	0.000
28	0.00	0.00	-95.45	-95.45	0.37	0.00	-1.466	0.006	0.133	-12.678	139.912	0.000
29	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-2.800	0.011	0.283	-0.005	0.050	0.000
30	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-2.800	0.011	0.283	-0.003	0.033	0.000
31	0.00	0.00	-0.03	-0.03	0.00	0.00	-2.800	0.011	0.283	-0.008	0.077	0.000
32	0.00	0.00	-39.49	-39.49	0.15	0.00	-1.454	0.006	0.131	-5.174	57.407	0.000
33	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-2.800	0.011	0.283	-0.005	0.050	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.800	0.011	0.283	-0.001	0.014	0.000
35	0.00	0.00	-3.71	-3.71	0.01	0.00	-3.899	0.015	0.705	-2.618	14.485	0.000
36	0.00	0.00	-1.56	-1.56	0.01	0.00	-4.766	0.018	0.908	-1.418	7.442	0.000
37	0.00	0.00	-5.54	-5.54	0.02	0.00	-2.104	0.008	0.394	-2.186	11.665	0.000
38	0.00	0.00	-1.84	-1.84	0.01	0.00	-2.800	0.011	0.590	-1.086	5.152	0.000
39	0.00	0.00	-4.29	-4.29	0.02	0.00	-3.891	0.015	0.763	-3.272	16.690	0.000
40	0.00	0.00	-1.64	-1.64	0.01	0.00	-4.765	0.018	0.899	-1.478	7.832	0.000
41	0.00	0.00	-10.81	-10.81	0.04	0.00	-1.678	0.006	0.481	-5.199	18.135	0.000
42	0.00	0.00	-2.07	-2.07	0.01	0.00	-2.800	0.011	0.702	-1.449	5.784	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

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.074	20314	0.789	0.070

$\alpha 0$ = 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
0.112	0.111	0.112	0.137	138	15	0.609	0.291

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

4. 3) Y01_ribaltamento completo

Ribaltamento semplice

Il cinematicismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
21.941	9.250	0.000	0.265	1.286	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)
1.028	9.692	0.000	0.992	0.323	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)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.177	9.537	7.150	0.00	0.00	-2.66	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.317	9.432	8.025	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	da solaio	1.281	9.397	8.034	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.06	0.00
4	peso proprio	1.174	8.756	7.253	0.00	0.00	-6.58	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	1.244	8.775	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
6	peso proprio	1.172	8.013	7.350	0.00	0.00	-3.23	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.277	8.153	8.363	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.06	0.00
8	da solaio	1.312	8.130	8.369	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	da solaio	1.311	7.890	8.427	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	da solaio	1.276	7.872	8.432	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
11	peso proprio	1.168	7.209	7.427	0.00	0.00	-8.02	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	1.238	7.272	8.589	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
13	peso proprio	1.166	5.703	7.615	0.00	0.00	-23.91	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	1.305	5.725	8.920	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	peso proprio	1.160	4.177	7.615	0.00	0.00	-20.48	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	1.300	4.162	8.887	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
17	peso proprio	1.153	2.802	7.427	0.00	0.00	-8.01	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	1.150	1.999	7.350	0.00	0.00	-3.23	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	1.256	2.139	8.433	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
20	da solaio	1.291	2.121	8.428	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	da solaio	1.289	1.881	8.367	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	da solaio	1.254	1.859	8.361	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.05	0.00
23	peso proprio	1.146	1.258	7.253	0.00	0.00	-6.57	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	1.216	1.239	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
25	peso proprio	1.142	0.478	7.150	0.00	0.00	-2.68	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	1.245	0.621	8.034	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.05	0.00
27	da solaio	1.279	0.587	8.024	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	peso proprio	1.153	3.712	4.716	0.00	0.00	-95.45	0.00	0.00	0.00	0.30
29	da solaio	1.313	5.927	6.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
30	da solaio	1.306	4.055	6.050	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
31	da solaio	1.297	1.829	6.050	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.02	0.00
32	peso proprio	1.169	8.157	4.704	0.00	0.00	-39.49	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	1.323	8.434	6.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
34	da solaio	1.317	6.998	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	peso proprio	1.714	0.495	7.149	0.00	0.00	-3.71	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	1.918	0.571	8.015	0.00	0.00	-1.56	0.00	0.00	-1.01	0.00
37	peso proprio	1.403	0.467	5.354	0.00	0.00	-5.54	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	1.599	0.641	6.050	0.00	0.00	-1.84	0.00	0.00	-1.06	0.00
39	peso proprio	1.807	9.537	7.140	0.00	0.00	-4.29	0.00	0.00	0.00	0.30
40	da solaio	1.943	9.468	8.015	0.00	0.00	-1.64	0.00	0.00	-1.06	0.00
41	peso proprio	1.524	9.549	4.928	0.00	0.00	-10.81	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	1.745	9.382	6.050	0.00	0.00	-2.07	0.00	0.00	-1.19	0.00
43	peso proprio	1.153	3.617	1.591	0.00	0.00	-105.50	0.00	0.00	0.00	0.30
44	da solaio	1.306	4.058	3.050	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.30
45	da solaio	1.297	1.829	3.050	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.02	0.30
46	da solaio	1.313	5.925	3.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.30
47	peso proprio	1.167	8.390	1.782	0.00	0.00	-23.46	0.00	0.00	0.00	0.30
48	da solaio	1.317	6.998	3.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
49	da solaio	1.323	8.434	3.050	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.30
50	peso proprio	1.802	9.538	3.701	0.00	0.00	-1.38	0.00	0.00	0.00	0.30
51	peso proprio	1.481	9.551	1.711	0.00	0.00	-11.19	0.00	0.00	0.00	0.30
52	da solaio	1.607	9.382	3.050	0.00	0.00	-1.38	0.00	0.00	-1.07	0.30

53	peso proprio	1.611	0.488	4.487	0.00	0.00	-5.76	0.00	0.00	0.00	0.30
54	da solaio	1.998	0.653	6.050	0.00	0.00	-0.55	0.00	0.00	-0.32	0.00
55	peso proprio	1.267	0.448	2.386	0.00	0.00	-2.97	0.00	0.00	0.00	0.30
56	da solaio	1.417	0.636	3.050	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	-0.57	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-2.66	-2.66	0.01	0.00	-7.150	0.028	0.146	-0.390	19.053	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.025	0.031	0.286	0.000	0.007	0.000
3	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-8.034	0.031	0.251	-0.023	0.738	0.000
4	0.00	0.00	-6.58	-6.58	0.03	0.00	-7.253	0.028	0.146	-0.963	47.699	0.000
5	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-8.199	0.032	0.216	-0.001	0.052	0.000
6	0.00	0.00	-3.23	-3.23	0.01	0.00	-7.350	0.028	0.147	-0.475	23.744	0.000
7	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-8.363	0.032	0.251	-0.023	0.777	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.369	0.032	0.287	0.000	0.003	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.428	0.032	0.286	0.000	0.002	0.000
10	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-8.433	0.032	0.251	-0.020	0.676	0.000
11	0.00	0.00	-8.02	-8.02	0.03	0.00	-7.427	0.029	0.146	-1.175	59.574	0.000
12	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-8.589	0.033	0.216	-0.001	0.049	0.000
13	0.00	0.00	-23.91	-23.91	0.09	0.00	-7.616	0.029	0.149	-3.574	182.115	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.920	0.034	0.289	0.000	0.002	0.000
15	0.00	0.00	-20.48	-20.48	0.08	0.00	-7.616	0.029	0.150	-3.071	155.971	0.000
16	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-8.887	0.034	0.289	-0.003	0.095	0.000
17	0.00	0.00	-8.01	-8.01	0.03	0.00	-7.427	0.029	0.148	-1.185	59.506	0.000
18	0.00	0.00	-3.23	-3.23	0.01	0.00	-7.350	0.028	0.148	-0.480	23.768	0.000
19	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-8.433	0.032	0.253	-0.020	0.675	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.428	0.032	0.288	0.000	0.002	0.000
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.367	0.032	0.287	0.000	0.003	0.000
22	0.00	0.00	-0.09	-0.09	0.00	0.00	-8.361	0.032	0.252	-0.022	0.716	0.000
23	0.00	0.00	-6.57	-6.57	0.03	0.00	-7.253	0.028	0.147	-0.967	47.626	0.000
24	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-8.198	0.032	0.217	-0.002	0.064	0.000
25	0.00	0.00	-2.68	-2.68	0.01	0.00	-7.150	0.028	0.146	-0.392	19.162	0.000
26	0.00	0.00	-0.08	-0.08	0.00	0.00	-8.034	0.031	0.249	-0.020	0.642	0.000
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.024	0.031	0.282	-0.001	0.020	0.000
28	0.00	0.00	-95.45	-95.45	0.37	0.00	-4.716	0.018	0.146	-13.969	450.119	0.000
29	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-6.050	0.023	0.297	-0.005	0.109	0.000
30	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-6.050	0.023	0.297	-0.004	0.071	0.000
31	0.00	0.00	-0.03	-0.03	0.00	0.00	-6.050	0.023	0.297	-0.008	0.167	0.000
32	0.00	0.00	-39.49	-39.49	0.15	0.00	-4.704	0.018	0.145	-5.708	185.751	0.000
33	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-6.050	0.023	0.297	-0.005	0.109	0.000
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.050	0.023	0.297	-0.001	0.030	0.000
35	0.00	0.00	-3.71	-3.71	0.01	0.00	-7.149	0.028	0.718	-2.668	26.558	0.000
36	0.00	0.00	-1.56	-1.56	0.01	0.00	-8.016	0.031	0.922	-1.440	12.517	0.000
37	0.00	0.00	-5.54	-5.54	0.02	0.00	-5.354	0.021	0.408	-2.261	29.682	0.000
38	0.00	0.00	-1.84	-1.84	0.01	0.00	-6.050	0.023	0.604	-1.111	11.131	0.000
39	0.00	0.00	-4.29	-4.29	0.02	0.00	-7.141	0.028	0.776	-3.330	30.631	0.000
40	0.00	0.00	-1.64	-1.64	0.01	0.00	-8.015	0.031	0.913	-1.500	13.173	0.000
41	0.00	0.00	-10.81	-10.81	0.04	0.00	-4.928	0.019	0.495	-5.345	53.264	0.000
42	0.00	0.00	-2.07	-2.07	0.01	0.00	-6.050	0.023	0.715	-1.477	12.496	0.000
43	0.00	0.00	-105.50	-105.50	0.41	0.00	-1.591	0.006	0.148	-15.606	167.847	0.000
44	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.298	-0.004	0.045	0.000
45	0.00	0.00	-0.03	-0.03	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.298	-0.010	0.104	0.000
46	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.298	-0.007	0.068	0.000
47	0.00	0.00	-23.46	-23.46	0.09	0.00	-1.782	0.007	0.143	-3.361	41.800	0.000
48	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.298	-0.002	0.018	0.000
49	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.298	-0.007	0.068	0.000
50	0.00	0.00	-1.38	-1.38	0.00	0.00	-3.701	0.014	0.773	-1.063	5.092	0.000
51	0.00	0.00	-11.19	-11.19	0.04	0.00	-1.711	0.007	0.453	-5.065	19.147	0.000
52	0.00	0.00	-1.71	-1.71	0.01	0.00	-3.050	0.012	0.579	-0.987	5.200	0.000
53	0.00	0.00	-5.76	-5.76	0.02	0.00	-4.487	0.017	0.617	-3.553	25.861	0.000
54	0.00	0.00	-0.55	-0.55	0.00	0.00	-6.050	0.023	1.002	-0.552	3.330	0.000
55	0.00	0.00	-2.97	-2.97	0.01	0.00	-2.386	0.009	0.273	-0.812	7.086	0.000
56	0.00	0.00	-0.92	-0.92	0.00	0.00	-3.050	0.012	0.423	-0.387	2.793	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^* (kgm)	e^*	$a0^*$ (g)
0.048	32554	0.786	0.045

$\alpha 0$ = 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
0.112	0.000	0.112	0.090	53	6	0.400	0.112

$a1^*$ = 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

5. 4) X03_Ribaltamento Alto

Ribaltamento semplice

Il cinematiso presenta un asse di rotazione

Dati generali

V (m^3)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
0.427	9.250	6.200	0.265	1.286	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)
8.619	9.611	6.200	7.444	9.611	6.200	0.000	0.000	0.00	0.000	1.175

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	8.286	9.537	7.189	0.00	0.00	-7.68	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	7.893	9.471	8.015	0.00	0.00	-5.46	0.00	0.00	-3.52	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	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-7.68	0.00	7.68	0.00	0.000	0.989	0.073	-0.563	7.597	0.000
2	0.00	0.00	-5.46	0.00	5.46	0.00	0.000	1.815	0.139	-0.760	9.914	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)
 $L1 = \text{lavoro virtuale delle forze statiche: } L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$
 $L2 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: } L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$
 $L3 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: } L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M^* (kgm)	e^*	$a0^*$ (g)
0.076	1226	0.915	0.061

$\alpha 0$ = 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
0.112	0.229	0.229	0.057	18	2	0.253	0.038

$a1^*$ = 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

6. 5) X03_Ribaltamento medio

Ribaltamento semplice

Il cinematisma presenta un asse di rotazione

Dati generali

V (m ³)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
2.246	9.250	3.000	0.265	1.286	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)
8.824	9.692	3.250	7.444	9.692	3.250	0.000	0.000	0.00	0.000	1.380

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	8.286	9.537	7.189	0.00	0.00	-7.68	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	7.893	9.471	8.015	0.00	0.00	-5.46	0.00	0.00	-3.52	0.00
3	peso proprio	8.196	9.542	3.944	0.00	0.00	-11.37	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	7.115	9.543	5.429	0.00	0.00	-7.28	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	6.652	9.392	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	da solaio	7.313	9.392	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	peso proprio	6.588	9.541	6.833	0.00	0.00	-2.38	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	5.883	9.471	8.015	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.04	0.00
9	peso proprio	8.049	9.544	6.011	0.00	0.00	-1.97	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	8.045	9.392	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	peso proprio	8.884	9.544	5.469	0.00	0.00	-7.65	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	8.540	9.392	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	da solaio	9.147	9.392	6.050	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	peso proprio	9.353	9.541	6.833	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	9.900	9.470	8.016	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.04	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
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-7.68	0.00	7.68	0.00	0.000	3.939	0.153	-1.175	30.258	0.000
2	0.00	0.00	-5.46	0.00	5.46	0.00	0.000	4.765	0.219	-1.194	26.024	0.000
3	0.00	0.00	-11.37	0.00	11.37	0.00	0.000	0.694	0.149	-1.697	7.887	0.000
4	0.00	0.00	-7.28	0.00	7.28	0.00	0.000	2.179	0.148	-1.077	15.868	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	2.800	0.299	0.000	0.000	0.000
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	2.800	0.299	0.000	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-2.38	0.00	2.38	0.00	0.000	3.583	0.149	-0.355	8.548	0.000
8	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.06	0.00	0.000	4.765	0.218	-0.013	0.293	0.000
9	0.00	0.00	-1.97	0.00	1.97	0.00	0.000	2.761	0.147	-0.289	5.429	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	2.800	0.299	0.000	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-7.65	0.00	7.65	0.00	0.000	2.219	0.147	-1.127	16.967	0.000
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	2.800	0.299	0.000	0.000	0.000
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	2.800	0.299	0.000	0.000	0.000
14	0.00	0.00	-2.10	0.00	2.10	0.00	0.000	3.583	0.150	-0.314	7.521	0.000
15	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.05	0.00	0.000	4.766	0.219	-0.012	0.257	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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.061	3649	0.778	0.058

α_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
0.112	0.111	0.112	0.112	88	9	0.498	0.185

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

7. 6) Y05_ribaltamento

Ribaltamento semplice
 Il cinematiso presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
0.755	9.250	6.200	0.265	1.286	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)
14.578	5.943	6.200	14.575	7.847	6.200	0.000	0.000	13.60	0.000	1.904

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)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	14.507	6.955	7.247	0.00	0.00	-13.60	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.435	8.203	8.015	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	da solaio	14.438	6.171	8.015	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-13.60	13.60	0.02	0.00	1.047	0.002	0.069	-0.945	14.238	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.815	0.003	0.139	0.000	0.005	0.000
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.815	0.003	0.139	0.000	0.006	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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.066	1387	1.000	0.049

α_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
0.112	0.229	0.229	0.046	11	1	0.204	0.023

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

8. SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.097	0.374	0.100	0.298	0.057
2	0.074	0.770	0.540	0.609	0.291
3	0.048	0.510	0.220	0.400	0.112
4	0.076	0.328	0.080	0.253	0.038
5	0.061	0.634	0.360	0.498	0.185
6	0.066	0.260	0.040	0.204	0.023

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

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

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<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: $K = 0.011851460$, $\alpha = 0.430388690$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR,DLD)=49.500$

SLV: $(2475/TR,DLV)=5.211$

ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE

Coefficiente di sicurezza sul materiale per analisi sismica non lineare: 1,00 (a cui va applicato FC=1,35)

Combinazione principale delle forze: lineare – proporzionale alle forze statiche

Combinazione secondaria delle forze: uniforme – proporzionale alle masse

Eccentricità accidentale: non considerata per assenza di piani rigidi

Curve senza combinazione direzionale

Curve senza combinazione verticale

SINTESI DEI RISULTATI PER LE DIVERSE CURVE

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L3	0.178	1.695	5.000	0.186	285	16.091	0.827	0.600	30
2		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L3	0.203	2.753	5.000	0.115	94	41.252	0.511	0.198	10
3		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L3	0.169	1.768	5.000	0.175	242	18.666	0.778	0.509	26
4		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L3	0.203	2.750	5.000	0.117	100	39.347	0.520	0.211	11
5		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L3	0.273	1.940	5.000	0.164	203	21.832	0.729	0.427	21
6		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L3	0.274	2.073	5.000	0.213	412	11.428	0.947	0.867	43
7		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L3	0.240	2.309	5.000	0.144	154	27.724	0.640	0.324	16
8		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L3	0.290	1.962	5.000	0.240	575	8.328	1.067	1.211	61

Curva di capacità per direzione X (curva n. 8)

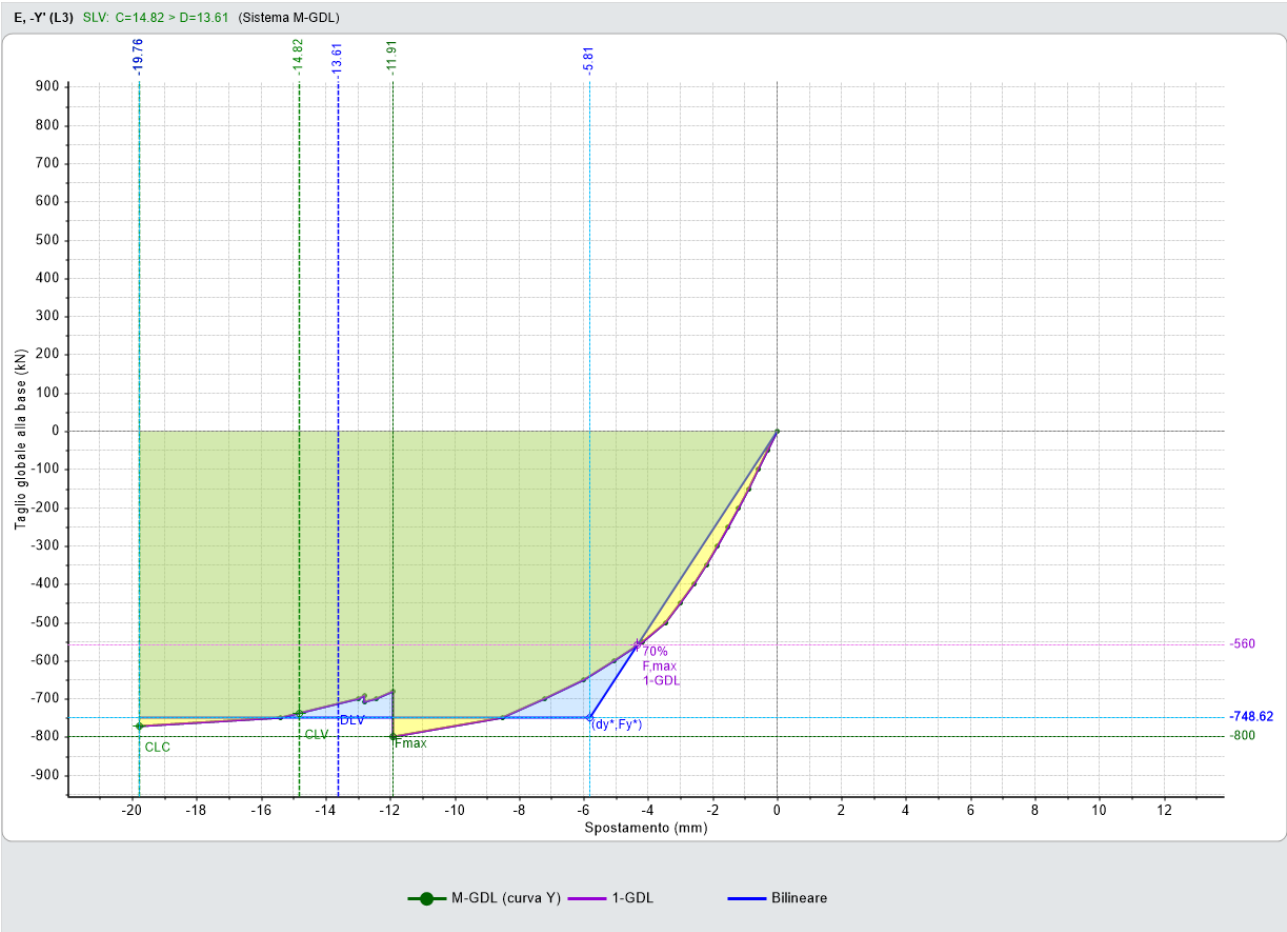
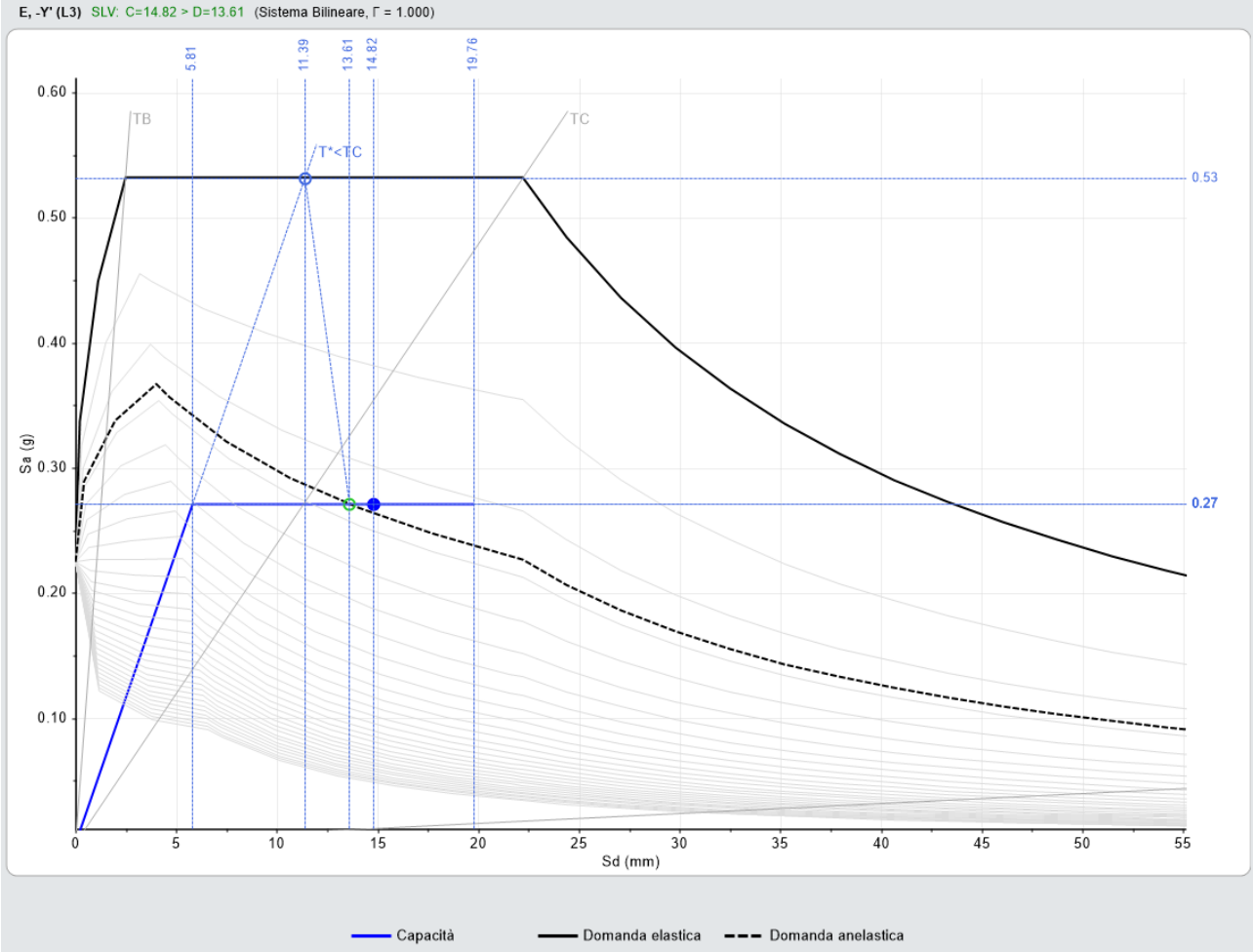


Grafico ADRS



LA STRUTTURA MURARIA ESISTENTE

VERIFICA DI SICUREZZA PER ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE

1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso CU = 1
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 50

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.8505
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.5726

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* 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	T_C^* (sec)
30	0.051	2.480	0.250
50	0.064	2.496	0.270
72	0.075	2.470	0.270
101	0.086	2.466	0.280
140	0.100	2.434	0.280
201	0.118	2.396	0.281
475	0.163	2.364	0.291
975	0.206	2.382	0.312
2475	0.270	2.457	0.322

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

$a_g(TR) = K * TR^{-\alpha}$, dove:

$K = 0.011851460$, $\alpha = 0.430388690$

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

$a_g(g)$ F_o $T_c^*(sec)$ 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	T_C^* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.051	2.480	0.250	1.380	0.121	0.363	1.804	0.756
SLD	50	0.064	2.496	0.270	1.380	0.129	0.386	1.856	0.852
SLV	475	0.163	2.364	0.291	1.380	0.137	0.410	2.252	1.288
SLC	975	0.206	2.382	0.312	1.380	0.144	0.433	2.424	1.460

(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: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1.15

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: $a_g * S$, dove: $S = SS * ST$)

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 89504.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 491.20
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.178

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 18.34, F,SLC,M-GDL (kN) = 491.20
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 13.75, F,SLV,M-GDL (kN) = 454.18

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 128.35
Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.186$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.46, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 414.16
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.60, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 382.95

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) = 289.92
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 51798.87 (=57.873% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.313
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 7.62
forza Fy^* (kN) = 394.92
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.47

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$ (mm) = 12.92
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 669.37
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 394.92
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.695$

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) = 14.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 17.27

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) = 17.27

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 13.75

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.186 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 285 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 16.091 %
(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	475	0.225	10.0
Capacità	285	0.186	16.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.186/0.225 = 0.827$
- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 285/475 = 0.600$

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 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 442.08

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 4.421

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 134271.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 561.98
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.203

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 9.81, F,SLC,M-GDL (kN) = 561.98
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 7.36, F,SLV,M-GDL (kN) = 543.07

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 281.71
Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 9.81, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 561.98
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.36, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 543.07

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) = 393.38
Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 115982.20 (=86.379% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.310
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.60
forza Fy^* (kN) = 533.68
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 9.81

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$ (mm) = 12.67
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1469.12
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 533.68
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.753$

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) = 15.28

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 15.28

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) = 15.28

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 7.36

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.115 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 94 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 41.252 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	94	0.115	41.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.115/0.225 = 0.511$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 94/475 = 0.198$

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) = 505.78

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 3.372

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 89504.40
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -467.92
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.169

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = -17.26, $F, SLC, M-GDL$ (kN) = -467.92
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = -12.95, $F, SLV, M-GDL$ (kN) = -429.47

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 128.35
Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.186$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, 1-GDL = (d, SLC, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -14.55, $F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -394.54
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -10.92, $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -362.11

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) = -276.17
Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 51633.32 (=57.688% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.313
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -7.33
forza Fy^* (kN) = -378.67
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.56

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*, e, max = S_e(T^*) m^*$ (mm) = -12.96
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 669.37
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -378.67
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.768$

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) = -14.70

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -17.43

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) = -17.43

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) = 0.175 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 242 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 18.666 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	242	0.175	18.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.175/0.225 = 0.778$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 242/475 = 0.509$

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 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00

90% del Taglio massimo (kN) = 421.13

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ calcolato = 4.211

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: -Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 134271.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -560.41
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.203

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -10.69, F,SLC,M-GDL (kN) = -560.41
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.02, F,SLV,M-GDL (kN) = -545.15

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M]\tau$ (k*kgm) = 281.71
Fattore di partecipazione modale Γ = $\tau[M]\tau / \tau[M]\phi$ = 1.000

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -10.69, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -560.41
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -8.02, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -545.15

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) = -392.29
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 109106.20 (=81.258% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.319
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -4.90
forza Fy* (kN) = -534.11
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = -10.69

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -13.46
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1469.12
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = -534.11
(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* = 2.750

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* <= 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) = -15.90

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -15.90

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) = -15.90

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -8.02

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.117 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 100 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 39.347 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	100	0.117	39.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.117/0.225 = 0.520$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 100/475 = 0.211$

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 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 504.37

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 3.362

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 5

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 120592.60
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 755.47
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.273

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = 21.58, $F_{SLC, M-GDL}$ (kN) = 755.47
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = 16.18, $F_{SLV, M-GDL}$ (kN) = 707.53

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 281.71

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) = 21.58, $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 755.47
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d_c, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 16.18, $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 707.53

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) = 528.83

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 63764.09 (=52.876% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.418

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 11.66

forza Fy^* (kN) = 743.55

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 21.58

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.522 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 22.62
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1442.07
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 743.55
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.940$

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) = 22.62

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 22.62

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) = 22.62

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 16.18

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.164 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 203 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 21.832 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	203	0.164	21.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.164/0.225 = 0.729$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 203/475 = 0.427$

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) = 679.93

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ calcolato = 6.799

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 6

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 172257.20
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 758.20
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.274

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = 15.78, $F_{SLC, M-GDL}$ (kN) = 733.41
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = 11.83, $F_{SLV, M-GDL}$ (kN) = 694.56

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m_i)$ (k*kgm) = 281.71
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) = 15.78, $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 733.41
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 11.83, $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 694.56

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) = 530.74
Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 146037.80 (=84.779% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.276
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.85
forza Fy^* (kN) = 708.50
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.78

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 10.06
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1469.12
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 708.50
(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 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) = 12.59

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 12.59

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) = 12.59

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.83

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.213 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 412 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 11.428 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	412	0.213	11.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.213/0.225 = 0.947$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 412/475 = 0.867$

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 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 682.38

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ calcolato = 4.549

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 7

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 120592.60
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -662.26
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.24

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,M-GDL$ (mm) = -18.27, $F,SLC,M-GDL$ (kN) = -628.03
SLV: $dc,SLV,M-GDL$ (mm) = -13.70, $F,SLV,M-GDL$ (kN) = -648.62

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 281.71

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) = -18.27, $F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -628.03
SLV: $dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -13.70, $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -648.62

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) = -463.58

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 70612.80 (=58.555% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.397

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -9.01

forza Fy^* (kN) = -636.28

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -18.27

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) m^*$ (mm) = -20.80
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1469.12
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -636.28
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.309$

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) = -21.20

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -21.20

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) = -21.20

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -13.70

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 154 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 27.724 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	154	0.144	27.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.144/0.225 = 0.640$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 154/475 = 0.324$

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 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 596.03

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 3.974

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 8

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 172257.20
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -800.00
Peso sismico totale W (kN) = 2762.63
Massa sismica totale M (k*kgm) = 281.71
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.29

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = -19.76, $F, SLC, M-GDL$ (kN) = -771.21
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = -14.82, $F, SLV, M-GDL$ (kN) = -738.00

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m_i)$ (k*kgm) = 281.71

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) = -19.76, $F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -771.21
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -14.82, $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -738.00

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) = -560.00

Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 128945.30 (=74.856% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.294

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -5.81

forza Fy^* (kN) = -748.62

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -19.76

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*, e, max = S_e(T^*) m^*$ (mm) = -11.39
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1469.12
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -748.62
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.962$

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) = -13.61

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -13.61

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) = -13.61

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -14.82

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.240 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 575 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 8.328 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	575	0.240	8.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.240/0.225 = 1.067$

- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 575/475 = 1.211$

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) = 720.00

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 3.600

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

RIEPILOGO COMPLESSIVO DEI RISULTATI PER EDIFICIO ESISTENTE

Indice di sicurezza sismica massimo per azioni nel piano: 0,511

Indice di sicurezza sismica massimo per azioni fuori piano: 0,201

Indice di sicurezza per azioni statiche < 1,00 – edificio staticamente non adeguato - murature

Indice di sicurezza per azioni statiche < 1,00 – edificio staticamente non adeguato – strutture orizzontali

Indice di sicurezza per azioni statiche < 1,00 – edificio staticamente non adeguato – strutture di fondazione

L'edificio – per un uso adeguato con cambiamento di destinazione d'uso – richiede opere di rinforzo statico (fondazioni, solai, copertura) e sismico per definire un intervento di miglioramento sismico (necessario in caso di cambiamento di destinazione d'uso con incremento dei carichi).

LA STRUTTURA MURARIA RINFORZATA

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Coefficiente di sicurezza sul materiale per analisi cinematica: 2,00

Si propongono di seguito i meccanismi analizzati nella situazione allo SDF in cui però si ritengono ora soddisfatti alcuni livelli di vincolo ottenuti grazie a:

- murature di caratteristiche meccaniche e geometriche (spessore) incrementate;
- connessioni (cuciture) tra solai e murature;
- cuciture tra pareti ortogonali;
- cordolatura in muratura armata in sommità alle murature;

Tali vincoli offriranno capacità di resistenza a trazione non presente per le strutture esistenti.

Ribaltamento del timpano centrale al sottotetto della parete su allineamento Y01 – Tale meccanismo non è più ipotizzabile in quanto la presenza del cordolo in sommità e la connessione delle travi evita tale possibilità.

Si verifica pertanto il meccanismo nell'ipotesi di travi efficacemente ancorate, la presenza do cordolo in sommità che sposta la rottura a metà parete e modifica il meccanismo in flessione verticale della pannellatura del sottotetto.

Flessione verticale Y01

01. Y01 - Flessione verticale timpano

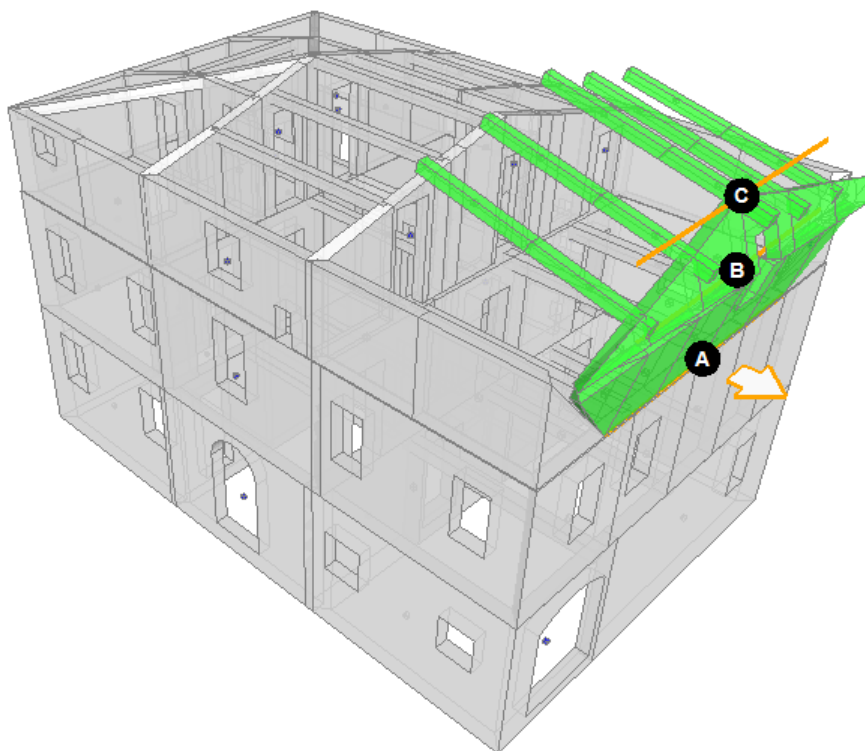
Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.714$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.352 / 0.225 = 1.565$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$



I meccanismi successivi più ampi della parete Y01 precedentemente ipotizzati per assenza di collegamenti efficaci tra pareti ortogonali e con solaio vengono ora valutati solo su singoli interpiani o ipotizzando la presenza di catene ortogonali diffuse.

Flessione verticale parete Y01 tra piano primo e sottotetto

02. Y01 - Flessione intermedia

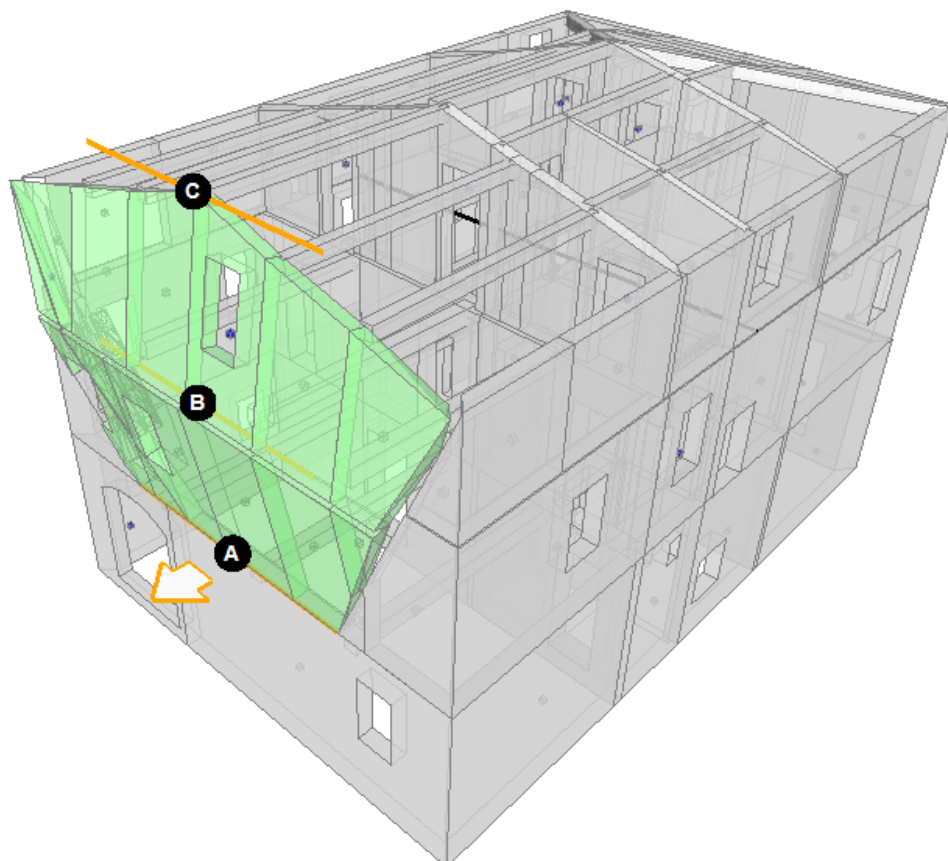
Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.150$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.219 / 0.225 = 0.974$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 448 / 475 = 0.943$$



Ribaltamento della porzione superiore della parete 3X al sottotetto per assenza di collegamenti legno muratura e per scarso spessore della parete. Tale meccanismo si può modificare in meccanismo di flessione verticale.

03. X03 - Flessione verticale alta

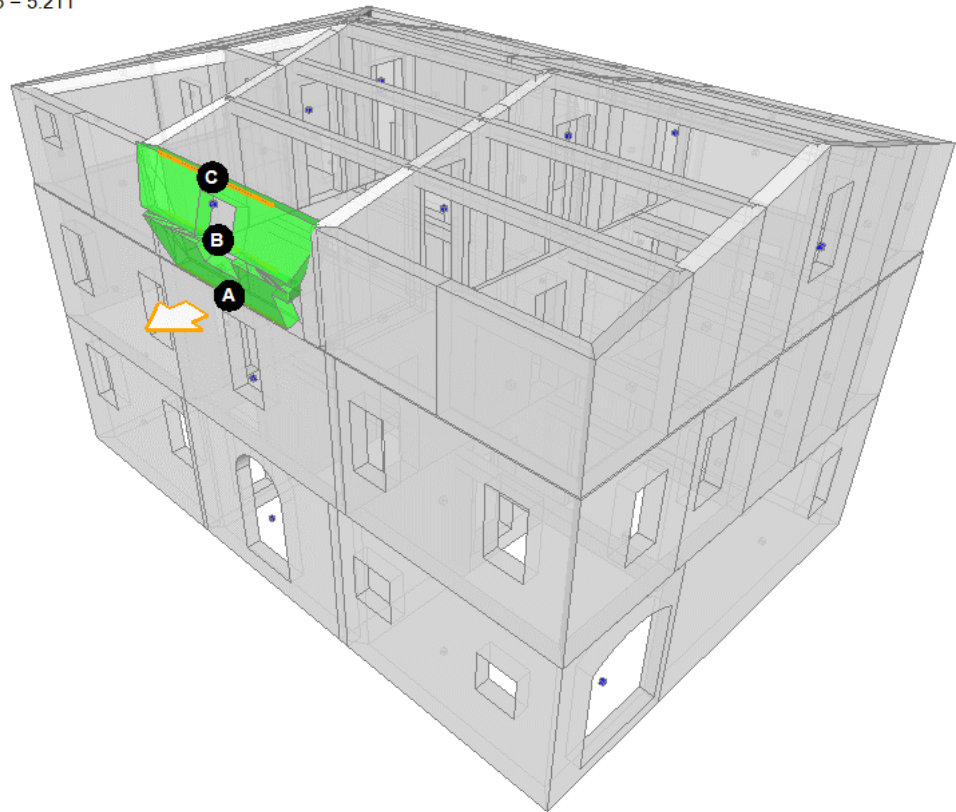
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.701$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.352 / 0.225 = 1.565$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$



Ribaltamento della media parete alta 3X da piano primo al sottotetto per assenza di collegamenti legno muratura e per effetto della debolezza a taglio della parete. Anche questo meccanismo si modifica in possibile flessione verticale con l'azione offerta dai connettori orizzontali presenti alternativamente a quota del piano primo e del sottotetto.

Nel tratto di muro considerato, l'azione del vincolo a piano sottotetto viene schematizzata con una singola catena diam. 20 mm avente trazione pari a 10 kN

04. X03 - Flessione intermedia

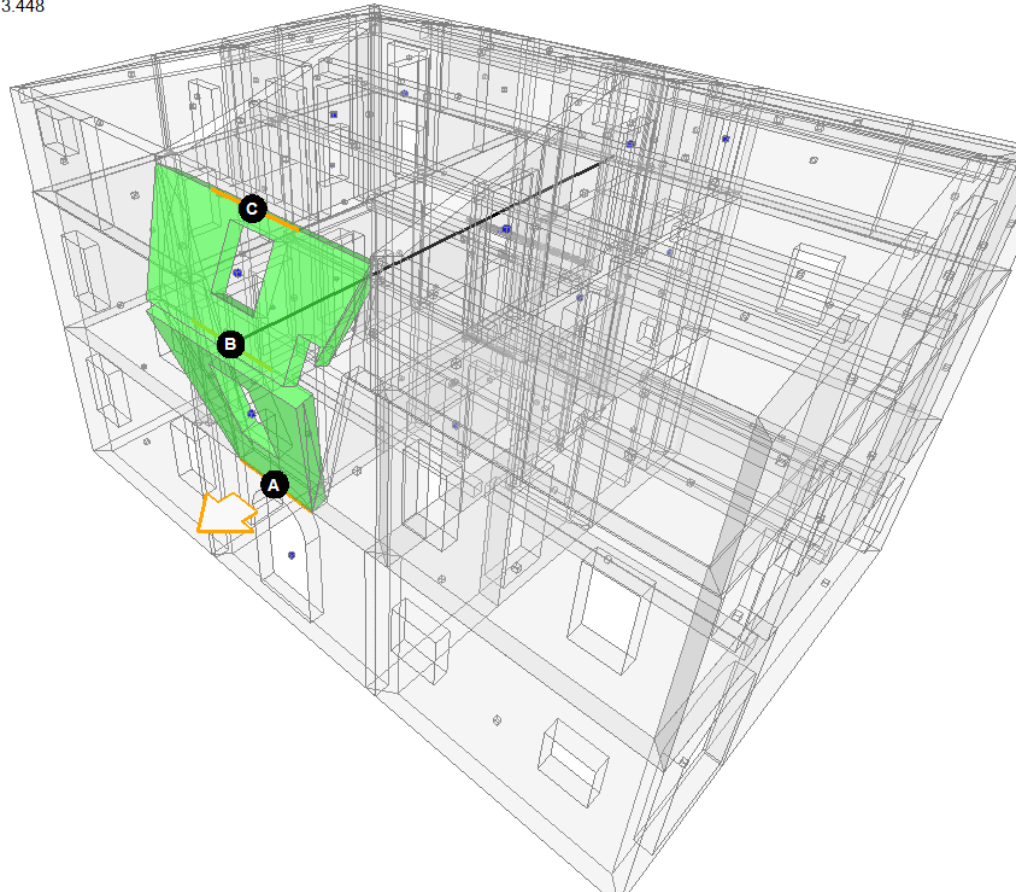
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.385$

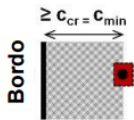
■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.321 / 0.225 = 1.427$


$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1638 / 475 = 3.448$



Si adotteranno connettori orizzontali a muro diam. 12 passo 40 cm ancorati con resina Hilti HY170 in grado di fornire una resistenza di progetto



Resistenze di progetto a trazione e taglio – Cedimento per estrazione dell'ancorante, cedimento per rottura del mattone e cedimento locale del mattone alla distanza dal bordo caratteristica ($c \geq c_{cr} = c_{min}$) per applicazioni con ancorante singolo

Tipo di carico	Dimensione ancorante	h_{ef} [mm]	f_b [N/mm²]	w/w e w/d		d/d		
				Ta	Tb	Ta	Tb	
				Carichi [kN]				
	SC - Mattone pieno in argilla Mz, 2DF							
$N_{Rd,p} = N_{Rd,b}$ ($c_{cr} = c_{min} = 115\text{mm}$)	HIT-V	M8, M10, M12	80	12	1,2	1,0	1,2	1,0
	HIT-IC	M8			1,2	1,0	1,2	1,0
	HIT-IC	M10, M12			1,6	1,4	1,6	1,4
	HIT-V + HIT-SC	M8, M10, M12			1,6	1,4	1,6	1,4
	HIT-IC + HIT-SC	M8, M10, M12			1,6	1,4	1,6	1,4
$V_{Rd,b}$ ($c_{cr} = c_{min} = 115\text{mm}$)	HIT-V	M8, M10, M12	80	12	1,4	1,4	1,4	1,4
	HIT-V + HIT-SC	M8, M10, M12						
	HIT-IC	M8, M10, M12						
	HIT-IC + HIT-SC	M8, M10, M12						

Carico di estrazione massimo pari a circa 1,00 kN/barra

Servono circa 10 barre nella zona di muratura considerata (4,00 m x 2,5 barre al metro = 10 barre nel tratto di muro considerato).

Ribaltamento della parete alta Y5 al sottotetto si modifica in flessione verticale con ritegni alla base ed in sommità.

05. Y05_Flessione verticale

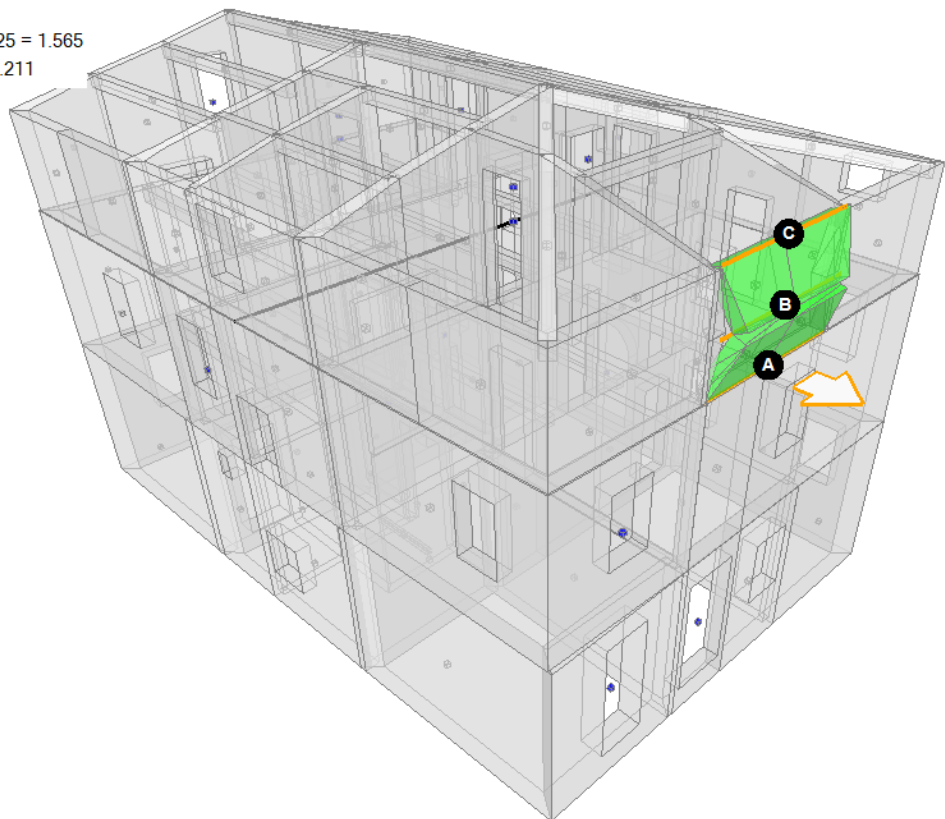
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.685$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.352 / 0.225 = 1.565$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$



Lo stesso meccanismo esteso ai due piani superiori richiede ritegni puntuali schematizzati nel modello mediante unica catena.

06. Y05_Flessione intermedia

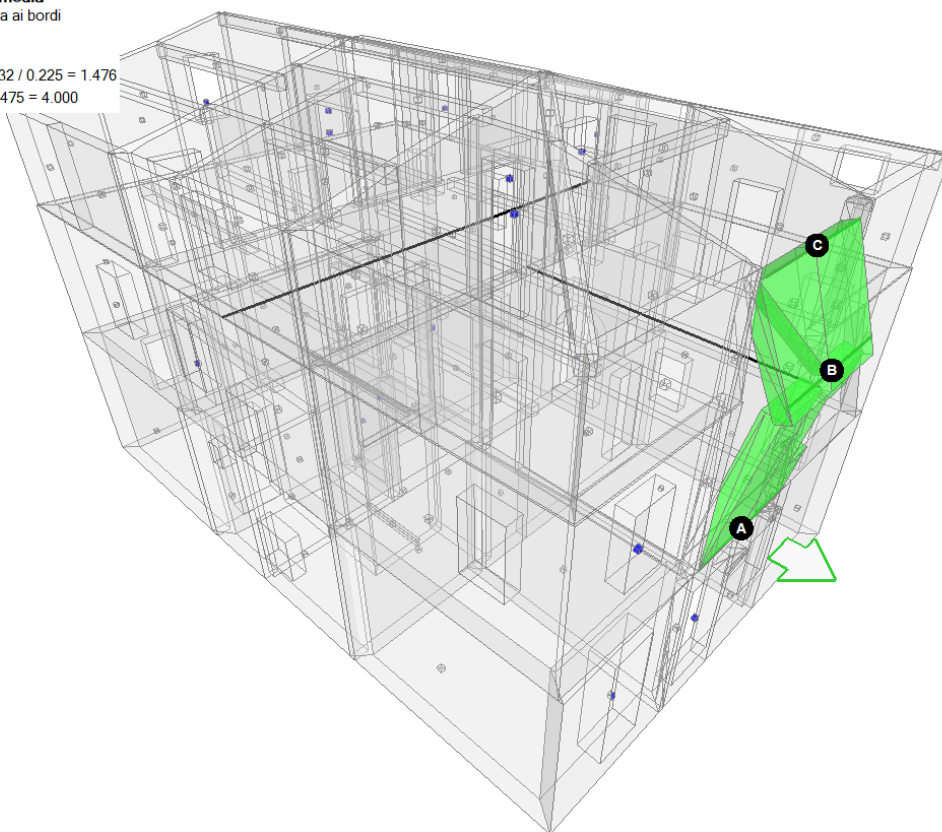
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.208$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.332 / 0.225 = 1.476$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1900 / 475 = 4.000$

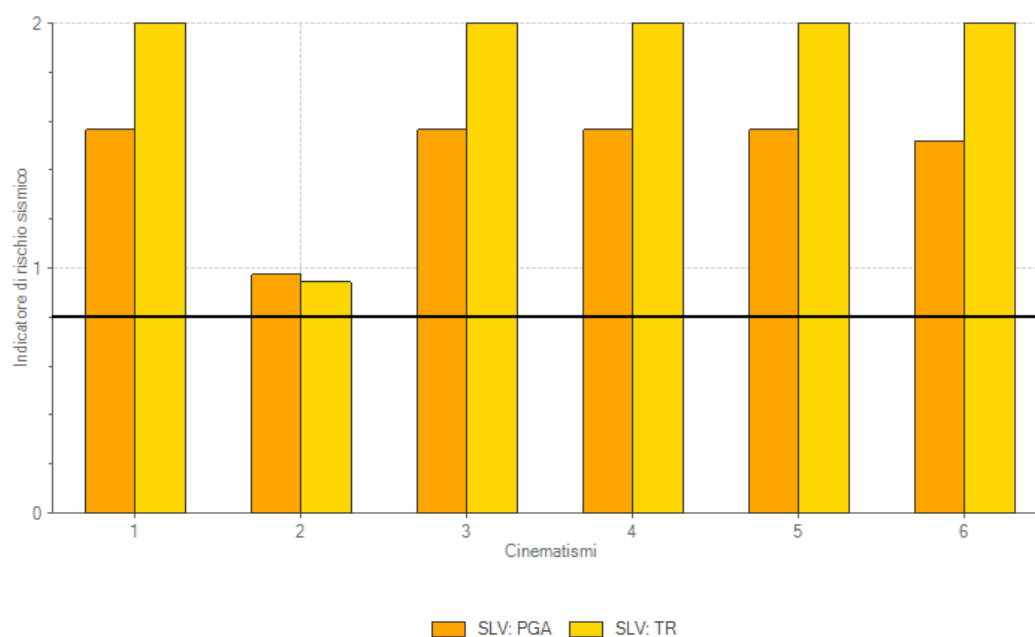


Come nel caso precedente occorrono barre diam. 12 passo 40 cm su tutto il perimetro per garantire l'ancoraggio della parete al solaio piano sottotetto.

Si adotta medesimo ancoraggio anche per piano primo.

SINTESI DEI RISULTATI ANALISI CINEMATICA DI POSSIBILI MECCANISMI

Questo il quadro di verifica della sicurezza sismica per meccanismi possibili fuori piano per la struttura rinforzata



Si riporta di seguito il report completo di verifica dei meccanismi nella configurazione di progetto
LA STRUTTURA RINFORZATA – MECCANISMI DI COLLASSO FUORI PIANO - ELABORAZIONE
 Si riporta di seguito il tabulato di verifica a supporto dei risultati esposti nella relazione illustrativa per i diversi meccanismi di collasso fuori piano valutati nel caso di struttura rinforzata.

1) Y01 - Flessione verticale timpano

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematisimo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;
 un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [1] Y01 - Flessione verticale timpano]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
5.672	9.250	6.200	0.265	1.286	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

Assi di rotazione [1] Y01 - Flessione verticale timpano]

n.	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)
1	1.046	7.906	6.200	1.025	1.999	6.200	0.000	0.500	0.00	0.889	5.907
2	1.296	7.905	8.022	1.275	1.998	8.022	0.000	0.000	0.00	0.000	5.907
3	1.051	7.906	9.250	1.030	1.999	9.250					

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] Y01 - Flessione verticale timpano]

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	1.173	8.484	7.437	0.00	0.00	-7.15	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.301	9.313	8.055	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	peso proprio	1.171	8.451	8.204	0.00	0.00	-1.74	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	1.299	8.610	8.238	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
5	peso proprio	1.168	7.181	7.095	0.00	0.00	-11.73	0.00	0.00	0.00	0.30
6	peso proprio	1.168	7.104	8.340	0.00	0.00	-4.49	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.293	7.177	8.586	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
8	peso proprio	1.166	5.733	7.063	0.00	0.00	-11.09	0.00	0.00	0.00	0.30
9	peso proprio	1.166	5.679	8.494	0.00	0.00	-7.22	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	1.290	5.728	8.934	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	peso proprio	1.158	4.258	6.913	0.00	0.00	-8.89	0.00	0.00	0.00	0.30
12	peso proprio	1.159	4.291	8.556	0.00	0.00	-5.86	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	1.284	4.273	8.938	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
14	peso proprio	1.151	2.774	6.998	0.00	0.00	-11.01	0.00	0.00	0.00	0.30
15	peso proprio	1.151	2.810	8.241	0.00	0.00	-6.07	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	1.276	2.771	8.596	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	peso proprio	1.148	1.564	7.222	0.00	0.00	-4.58	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	1.144	1.338	8.036	0.00	0.00	-3.82	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	1.271	1.255	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
20	peso proprio	2.283	7.901	8.384	0.00	0.00	-0.82	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	2.343	8.001	8.396	0.00	0.00	-3.82	0.00	0.00	-1.77	0.00
22	da solaio	2.339	7.801	8.423	0.00	0.00	-3.36	0.00	0.00	-1.56	0.00
23	peso proprio	2.226	6.448	8.734	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	2.287	6.548	8.748	0.00	0.00	-3.20	0.00	0.00	-1.49	0.00
25	da solaio	2.283	6.348	8.773	0.00	0.00	-3.17	0.00	0.00	-1.47	0.00
26	peso proprio	2.164	5.009	9.134	0.00	0.00	-0.74	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	2.233	5.108	9.095	0.00	0.00	-3.01	0.00	0.00	-1.40	0.00
28	da solaio	2.232	4.908	9.101	0.00	0.00	-3.04	0.00	0.00	-1.41	0.00
29	peso proprio	2.227	3.545	8.684	0.00	0.00	-0.79	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	2.276	3.646	8.773	0.00	0.00	-3.22	0.00	0.00	-1.50	0.00
31	da solaio	2.278	3.446	8.764	0.00	0.00	-3.32	0.00	0.00	-1.54	0.00
32	peso proprio	2.272	2.032	8.386	0.00	0.00	-0.83	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	2.329	2.134	8.423	0.00	0.00	-3.49	0.00	0.00	-1.62	0.00
34	da solaio	2.337	1.934	8.366	0.00	0.00	-3.54	0.00	0.00	-1.64	0.00
35	peso proprio	4.540	7.892	8.386	0.00	0.00	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	4.472	7.993	8.399	0.00	0.00	-3.95	0.00	0.00	-1.84	0.00
37	da solaio	4.467	7.793	8.423	0.00	0.00	-3.49	0.00	0.00	-1.62	0.00
38	peso proprio	4.474	6.448	8.736	0.00	0.00	-0.87	0.00	0.00	0.00	0.30
39	da solaio	4.410	6.548	8.746	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00	-1.69	0.00
40	da solaio	4.404	6.348	8.773	0.00	0.00	-3.61	0.00	0.00	-1.68	0.00

41	peso proprio	4.400	5.009	9.136	0.00	0.00	-0.91	0.00	0.00	0.00	0.30
42	da solaio	4.344	5.108	9.095	0.00	0.00	-3.74	0.00	0.00	-1.74	0.00
43	da solaio	4.342	4.908	9.097	0.00	0.00	-3.76	0.00	0.00	-1.75	0.00
44	peso proprio	4.450	3.560	8.686	0.00	0.00	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.30
45	da solaio	4.376	3.660	8.773	0.00	0.00	-3.55	0.00	0.00	-1.65	0.00
46	da solaio	4.375	3.460	8.752	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00	-1.69	0.00
47	peso proprio	4.477	2.096	8.387	0.00	0.00	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.30
48	da solaio	4.410	2.194	8.423	0.00	0.00	-3.41	0.00	0.00	-1.58	0.00
49	da solaio	4.416	1.994	8.366	0.00	0.00	-3.39	0.00	0.00	-1.57	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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] Y01 - Flessione verticale timpano]

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	-7.15	-7.15	0.03	0.00	-1.237	0.004	0.109	-0.777	8.841	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.855	0.007	0.234	0.000	0.002	0.000
3	0.00	0.00	-1.74	-1.74	0.01	0.00	-1.553	0.006	0.423	-0.734	2.694	0.000
4	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-1.503	0.005	0.234	-0.002	0.012	0.000
5	0.00	0.00	-11.73	-11.73	0.04	0.00	-0.895	0.003	0.109	-1.278	10.497	0.000
6	0.00	0.00	-4.49	-4.49	0.02	0.00	-1.351	0.005	0.419	-1.881	6.062	0.000
7	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-0.986	0.004	0.233	-0.002	0.008	0.000
8	0.00	0.00	-11.09	-11.09	0.04	0.00	-0.863	0.003	0.111	-1.234	9.572	0.000
9	0.00	0.00	-7.22	-7.22	0.03	0.00	-1.123	0.004	0.415	-3.000	8.106	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.469	0.002	0.230	0.000	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-8.89	-8.89	0.03	0.00	-0.713	0.003	0.110	-0.974	6.336	0.000
12	0.00	0.00	-5.86	-5.86	0.02	0.00	-1.030	0.004	0.418	-2.448	6.031	0.000
13	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-0.464	0.002	0.232	-0.004	0.009	0.000
14	0.00	0.00	-11.01	-11.01	0.04	0.00	-0.798	0.003	0.107	-1.181	8.784	0.000
15	0.00	0.00	-6.07	-6.07	0.02	0.00	-1.498	0.005	0.422	-2.564	9.099	0.000
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.971	0.004	0.236	-0.001	0.002	0.000
17	0.00	0.00	-4.58	-4.58	0.02	0.00	-1.022	0.004	0.108	-0.497	4.684	0.000
18	0.00	0.00	-3.82	-3.82	0.01	0.00	-1.802	0.007	0.424	-1.619	6.879	0.000
19	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-1.562	0.006	0.235	-0.003	0.018	0.000
20	0.00	0.00	-0.82	-0.82	0.00	0.00	-2.185	0.008	1.220	-0.997	1.786	0.000
21	0.00	0.00	-3.82	-3.82	0.01	0.00	-2.197	0.008	1.280	-4.892	8.397	0.000
22	0.00	0.00	-3.36	-3.36	0.01	0.00	-2.223	0.008	1.277	-4.286	7.464	0.000
23	0.00	0.00	-0.77	-0.77	0.00	0.00	-2.535	0.009	1.168	-0.904	1.961	0.000
24	0.00	0.00	-3.20	-3.20	0.01	0.00	-2.549	0.009	1.229	-3.937	8.168	0.000
25	0.00	0.00	-3.17	-3.17	0.01	0.00	-2.573	0.009	1.225	-3.885	8.159	0.000
26	0.00	0.00	-0.74	-0.74	0.00	0.00	-2.935	0.011	1.112	-0.817	2.158	0.000
27	0.00	0.00	-3.01	-3.01	0.01	0.00	-2.896	0.010	1.180	-3.555	8.724	0.000
28	0.00	0.00	-3.04	-3.04	0.01	0.00	-2.901	0.010	1.180	-3.584	8.815	0.000
29	0.00	0.00	-0.79	-0.79	0.00	0.00	-2.485	0.009	1.180	-0.933	1.966	0.000
30	0.00	0.00	-3.22	-3.22	0.01	0.00	-2.573	0.009	1.229	-3.955	8.284	0.000
31	0.00	0.00	-3.32	-3.32	0.01	0.00	-2.565	0.009	1.231	-4.087	8.516	0.000
32	0.00	0.00	-0.83	-0.83	0.00	0.00	-2.186	0.008	1.230	-1.016	1.806	0.000
33	0.00	0.00	-3.49	-3.49	0.01	0.00	-2.223	0.008	1.287	-4.496	7.768	0.000
34	0.00	0.00	-3.54	-3.54	0.01	0.00	-2.167	0.008	1.296	-4.589	7.673	0.000
35	0.00	0.00	-0.84	-0.84	0.00	0.00	-2.187	0.008	3.477	-2.932	1.844	0.000
36	0.00	0.00	-3.95	-3.95	0.01	0.00	-2.201	0.008	3.408	-13.465	8.695	0.000
37	0.00	0.00	-3.49	-3.49	0.01	0.00	-2.224	0.008	3.404	-11.885	7.765	0.000
38	0.00	0.00	-0.87	-0.87	0.00	0.00	-2.537	0.009	3.416	-2.960	2.199	0.000
39	0.00	0.00	-3.63	-3.63	0.01	0.00	-2.548	0.009	3.352	-12.165	9.247	0.000
40	0.00	0.00	-3.61	-3.61	0.01	0.00	-2.574	0.009	3.347	-12.084	9.295	0.000
41	0.00	0.00	-0.91	-0.91	0.00	0.00	-2.937	0.011	3.347	-3.047	2.674	0.000
42	0.00	0.00	-3.74	-3.74	0.01	0.00	-2.897	0.010	3.291	-12.297	10.823	0.000
43	0.00	0.00	-3.76	-3.76	0.01	0.00	-2.899	0.010	3.289	-12.380	10.910	0.000
44	0.00	0.00	-0.85	-0.85	0.00	0.00	-2.487	0.009	3.403	-2.877	2.103	0.000
45	0.00	0.00	-3.55	-3.55	0.01	0.00	-2.574	0.009	3.328	-11.811	9.137	0.000
46	0.00	0.00	-3.63	-3.63	0.01	0.00	-2.553	0.009	3.328	-12.098	9.282	0.000
47	0.00	0.00	-0.80	-0.80	0.00	0.00	-2.188	0.008	3.435	-2.741	1.746	0.000
48	0.00	0.00	-3.41	-3.41	0.01	0.00	-2.224	0.008	3.368	-11.485	7.585	0.000
49	0.00	0.00	-3.39	-3.39	0.01	0.00	-2.168	0.008	3.375	-11.439	7.347	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 n°1 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 [1] Y01 - Flessione verticale timpano]

α_0	M*	e*	a0*
------------	----	----	-----

	(kgm)		(g)
0.714	13756	0.837	0.632

$\alpha 0$ = 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] Y01 - Flessione verticale timpano]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.112	0.229	0.229	0.352	2475	261	1.565	5.211

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

2) Y01 - Flessione intermedia

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;

un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [2] Y01 - Flessione intermedia]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
10.184	9.250	3.200	0.265	1.286	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

Assi di rotazione [2] Y01 - Flessione intermedia]

n.	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)
1	1.031	7.492	3.250	1.011	2.566	3.250	0.011	0.500	191.07	1.778	4.926
2	1.286	7.491	6.200	1.267	2.565	6.200	0.008	0.500	91.15	1.185	4.926
3	1.050	7.492	9.250	1.031	2.566	9.250					

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] Y01 - Flessione intermedia]

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	1.164	5.948	4.822	0.00	0.00	-22.10	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.314	6.057	6.000	0.00	0.00	-1.41	0.00	0.00	-1.11	0.60
3	peso proprio	1.156	4.354	4.725	0.00	0.00	-25.98	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	1.308	4.821	6.000	0.00	0.00	-0.56	0.00	0.00	-0.44	0.60
5	da solaio	1.303	3.875	6.000	0.00	0.00	-0.53	0.00	0.00	-0.42	0.60
6	peso proprio	1.151	2.817	4.814	0.00	0.00	-22.52	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.300	2.179	6.000	0.00	0.00	-0.27	0.00	0.00	-0.21	0.60
8	da solaio	1.301	3.079	6.000	0.00	0.00	-0.71	0.00	0.00	-0.56	0.60
9	peso proprio	1.149	1.738	5.630	0.00	0.00	-3.61	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	1.298	1.653	6.000	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00	-0.41	0.60
11	peso proprio	1.168	7.160	7.440	0.00	0.00	-16.21	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	1.293	7.177	8.586	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
13	peso proprio	1.166	5.711	7.627	0.00	0.00	-18.31	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	1.290	5.728	8.934	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	peso proprio	1.159	4.271	7.566	0.00	0.00	-14.75	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	1.284	4.273	8.938	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.01	0.00
17	peso proprio	1.151	2.787	7.440	0.00	0.00	-17.08	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	1.276	2.771	8.596	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	peso proprio	1.146	1.387	7.373	0.00	0.00	-11.69	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	1.271	1.255	8.198	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
21	peso proprio	1.170	7.466	5.675	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	0.00	0.30

22	da solaio	1.321	7.651	6.000	0.00	0.00	-0.71	0.00	0.00	-0.56	0.60
23	peso proprio	1.173	8.724	6.822	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.30
24	peso proprio	1.173	8.494	7.479	0.00	0.00	-10.34	0.00	0.00	0.00	0.30
25	da solaio	1.299	8.708	8.212	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
26	peso proprio	1.171	7.735	4.584	0.00	0.00	-9.84	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	1.323	8.479	6.000	0.00	0.00	-0.54	0.00	0.00	-0.42	0.60
28	peso proprio	1.167	6.767	3.674	0.00	0.00	-3.16	0.00	0.00	0.00	0.30
29	peso proprio	1.174	8.937	6.812	0.00	0.00	-2.56	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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 [2] Y01 - Flessione intermedia]

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	-22.10	-22.10	0.09	0.00	-1.572	0.006	0.138	-3.051	34.738	0.000
2	0.00	0.00	-2.08	-2.08	0.01	0.00	-2.750	0.011	0.287	-0.597	5.716	0.000
3	0.00	0.00	-25.98	-25.98	0.10	0.00	-1.475	0.006	0.137	-3.549	38.318	0.000
4	0.00	0.00	-0.82	-0.82	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.287	-0.235	2.254	0.000
5	0.00	0.00	-0.78	-0.78	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.285	-0.221	2.134	0.000
6	0.00	0.00	-22.52	-22.52	0.09	0.00	-1.564	0.006	0.138	-3.098	35.226	0.000
7	0.00	0.00	-0.39	-0.39	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.289	-0.113	1.079	0.000
8	0.00	0.00	-1.04	-1.04	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.286	-0.298	2.862	0.000
9	0.00	0.00	-3.61	-3.61	0.01	0.00	-2.380	0.009	0.139	-0.502	8.591	0.000
10	0.00	0.00	-0.76	-0.76	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.289	-0.221	2.099	0.000
11	0.00	0.00	-16.21	-16.21	0.06	0.00	-1.751	0.007	0.366	-5.937	28.390	0.000
12	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-0.642	0.003	0.245	-0.002	0.005	0.000
13	0.00	0.00	-18.31	-18.31	0.07	0.00	-1.570	0.006	0.363	-6.654	28.737	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.306	0.001	0.242	0.000	0.000	0.000
15	0.00	0.00	-14.75	-14.75	0.06	0.00	-1.629	0.006	0.365	-5.377	24.027	0.000
16	0.00	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	-0.302	0.001	0.243	-0.005	0.006	0.000
17	0.00	0.00	-17.08	-17.08	0.07	0.00	-1.751	0.007	0.367	-6.262	29.917	0.000
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.632	0.002	0.245	-0.001	0.002	0.000
19	0.00	0.00	-11.69	-11.69	0.05	0.00	-1.815	0.007	0.366	-4.282	21.225	0.000
20	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-1.018	0.004	0.244	-0.003	0.012	0.000
21	0.00	0.00	-4.99	-4.99	0.02	0.00	-2.425	0.010	0.138	-0.688	12.096	0.000
22	0.00	0.00	-1.05	-1.05	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.288	-0.301	2.881	0.000
23	0.00	0.00	-0.17	-0.17	0.00	0.00	-2.348	0.009	0.368	-0.061	0.388	0.000
24	0.00	0.00	-10.34	-10.34	0.04	0.00	-1.713	0.007	0.367	-3.795	17.699	0.000
25	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-1.004	0.004	0.245	-0.002	0.009	0.000
26	0.00	0.00	-9.84	-9.84	0.04	0.00	-1.334	0.005	0.138	-1.362	13.137	0.000
27	0.00	0.00	-0.79	-0.79	0.00	0.00	-2.750	0.011	0.287	-0.227	2.172	0.000
28	0.00	0.00	-3.16	-3.16	0.01	0.00	-0.424	0.002	0.139	-0.439	1.340	0.000
29	0.00	0.00	-2.56	-2.56	0.01	0.00	-2.358	0.009	0.368	-0.942	6.032	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 n°1 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 [2] Y01 - Flessione intermedia]

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.150	18682	0.959	0.116

α_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] Y01 - Flessione intermedia]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.112	0.118	0.118	0.219	448	47	0.974	0.943

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) X03 - Flessione verticale alta

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;
 un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [3] X03 - Flessione verticale alta]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
1.406	9.250	6.200	0.265	1.286	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

Assi di rotazione [3] X03 - Flessione verticale alta]

n.	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)
1	9.576	9.666	6.200	6.593	9.666	6.200	0.000	0.500	0.00	0.889	2.983
2	9.576	9.416	7.150	6.593	9.416	7.150	0.000	0.500	0.00	0.889	2.983
3	9.576	9.666	8.100	6.593	9.666	8.100					

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] X03 - Flessione verticale alta]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	8.174	9.542	6.651	0.00	0.00	-12.04	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	7.976	9.416	6.200	0.05	-9.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	8.147	9.546	7.685	0.00	0.00	-13.26	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	7.886	9.416	8.029	0.00	0.00	-7.61	0.00	0.00	-3.53	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm) Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm^2 Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm^2																
	mm^2	mm	N/mm^2	a	b	s	s	fm	τ_0	σ_N	τ	fd	fvd	s	fm	τ_0	σ_N	τ	fd	fvd
2	314	20	200	150	100	30	250	9.571	0.429	0.000	0.429	3.545	0.159	300	2.600	0.050	0.000	0.050	0.963	0.019

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	62.832	9.444	14.444	160.000	9.444

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio, penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro [3] X03 - Flessione verticale alta]

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	-12.04	0.00	12.04	0.00	0.000	0.451	0.117	-1.413	5.432	0.000
2	0.05	-9.44	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	0.000	0.243	-0.001	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-13.26	0.00	13.26	0.00	0.000	0.415	0.365	-4.845	5.507	0.000

4	0.00	0.00	-7.61	0.00	7.61	0.00	0.000	0.071	0.235	-1.787	0.538	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 n°1 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] X03 - Flessione verticale alta]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.701	2813	0.838	0.620

$\alpha 0$ = 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] X03 - Flessione verticale alta]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.112	0.229	0.229	0.352	2475	261	1.565	5.211

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

4) X03 - Flessione intermedia

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematisimo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;
 un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [4] X03 - Flessione intermedia]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
3.404	9.250	6.200	0.265	1.286	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

Assi di rotazione [4] X03 - Flessione intermedia]

n.	Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(m)
1	8.874	9.692	3.250	7.078	9.692	3.250	1.796
2	8.874	9.416	6.200	7.078	9.416	6.200	1.796
3	8.874	9.668	8.100	7.078	9.668	8.100	

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] X03 - Flessione intermedia]

[4] X00 - Pileazione Intermedia											
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	8.011	9.544	4.830	0.00	0.00	-33.87	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	7.976	9.416	6.200	0.05	-9.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	7.995	9.392	6.000	0.00	0.00	-10.61	0.00	0.00	-8.38	0.60
4	peso proprio	8.075	9.541	7.193	0.00	0.00	-27.40	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	7.896	9.416	8.029	0.00	0.00	-7.57	0.00	0.00	-3.52	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
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm ²	Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm ²
	mm ²	mm	N/mm ²	a b s s	fm τ_0 σ_N τ	fd fvd s fm τ_0 σ_N τ
2	314	20	200	150 100 30	250 9.571 0.429 0.000 0.429 3.545 0.159	300 2.600 0.050 0.000 0.050 0.963 0.019

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	62.832	9.444	14.444	160.000	9.444

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena
 a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento
 Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
 Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,
 tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,
 resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd
 Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,
 penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro [4] X03 - Flessione intermedia]

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 -33.87	0.00 33.87 0.00	0.000 1.580 0.148	-5.003 53.511 0.000
2	0.05 -9.44 0.00	0.00 0.00 1.00	0.000 2.950 0.274	-27.862 0.000 0.000
3	0.00 0.00 -15.64	0.00 15.64 0.00	0.000 2.750 0.299	-4.670 43.004 0.000
4	0.00 0.00 -27.40	0.00 27.40 0.00	0.000 1.408 0.467	-12.803 38.579 0.000
5	0.00 0.00 -7.57	0.00 7.57 0.00	0.000 0.110 0.272	-2.055 0.832 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 n°1 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 [4] X03 - Flessione intermedia]

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.385	7325	0.850	0.336

α_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] X03 - Flessione intermedia]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.112	0.229	0.229	0.321	1638	173	1.427	3.448

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

5) Y05_Flessione verticale

Flessione di parete vincolata ai bordi
 Il cinematisimo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;

un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [5] Y05_Flessione verticale]

V	H	Z	T1	Y	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
1.290	9.250	6.200	0.265	1.286	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
Y = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Assi di rotazione [5] Y05_Flessione verticale]

n.	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)
1	14.636	3.753	6.200	14.631	6.692	6.200	0.000	0.000	0.00	0.000	2.939
2	14.386	3.753	7.150	14.381	6.692	7.150	0.000	0.000	0.00	0.000	2.939
3	14.636	3.753	8.100	14.631	6.692	8.100					

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] Y05_Flessione verticale]

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	14.510	4.496	6.659	0.00	0.00	-5.21	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	14.634	5.108	6.200	-8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	14.507	5.846	6.663	0.00	0.00	-6.29	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	14.507	5.873	7.642	0.00	0.00	-6.51	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	14.382	5.900	8.030	0.00	0.00	-4.15	0.00	0.00	-1.93	0.00
6	peso proprio	14.510	4.495	7.641	0.00	0.00	-5.22	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	14.385	4.480	8.030	0.00	0.00	-3.29	0.00	0.00	-1.53	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)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm^2								Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm^2							
	mm^2	mm	N/mm^2	a	b	s	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd
2	314	20	200	150	100	30	300	2.600	0.050	0.000	0.050	0.963	0.019	280	2.600	0.050	0.000	0.050	0.963	0.019

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	62.832	8.400	14.444	160.000	8.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena
a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento
Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ0, tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σN, resistenza media a taglio τ, resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd
Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio, penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro [5] Y05_Flessione verticale]

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	-5.21	5.21	0.01	0.00	0.459	0.001	0.125	-0.649	2.391	0.000
2	-8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-6.29	6.29	0.01	0.00	0.463	0.001	0.125	-0.786	2.914	0.000
4	0.00	0.00	-6.51	6.51	0.01	0.00	0.458	0.001	0.374	-2.436	2.984	0.000
5	0.00	0.00	-4.15	4.15	0.01	0.00	0.070	0.000	0.249	-1.035	0.292	0.000
6	0.00	0.00	-5.22	5.22	0.01	0.00	0.459	0.001	0.375	-1.954	2.393	0.000
7	0.00	0.00	-3.29	3.29	0.00	0.00	0.070	0.000	0.249	-0.819	0.231	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale G+ψ2*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 n°1 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] Y05_Flessione verticale]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.685	2587	0.827	0.614

$\alpha 0$ = 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] Y05_Flessione verticale]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.112	0.229	0.229	0.352	2475	261	1.565	5.211

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) Y05_Flessione intermedia

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;
 un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali [6] Y05_Flessione intermedia]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
3.125	9.250	3.200	0.265	1.286	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

Assi di rotazione [6] Y05_Flessione intermedia]

n.	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)
1	14.651	3.899	3.250	14.648	6.414	3.250	0.015	0.500	65.76	0.889	2.516
2	14.642	3.899	6.472	14.639	6.414	6.472	0.006	0.500	28.33	0.889	2.516
3	14.635	3.899	8.100	14.632	6.414	8.100					

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] Y05_Flessione intermedia]

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	14.510	4.536	4.696	0.00	0.00	-18.15	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	14.634	5.108	6.200	-8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	14.359	4.565	6.000	0.00	0.00	-0.85	0.00	0.00	-0.67	0.60
4	peso proprio	14.508	5.672	4.668	0.00	0.00	-16.51	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	14.358	5.764	6.000	0.00	0.00	-1.03	0.00	0.00	-0.81	0.60
6	peso proprio	14.508	5.766	7.151	0.00	0.00	-11.22	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	14.383	5.766	8.030	0.00	0.00	-3.45	0.00	0.00	-1.60	0.00
8	peso proprio	14.510	4.656	7.539	0.00	0.00	-5.13	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	14.385	4.480	8.030	0.00	0.00	-3.29	0.00	0.00	-1.53	0.00
10	peso proprio	14.510	4.344	6.838	0.00	0.00	-5.24	0.00	0.00	0.00	0.30

Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.714	3.442	25.820	1.565	5.211
2	0.139	1.121	1.300	0.916	0.781
3	0.701	3.397	24.260	1.565	5.211
4	0.385	1.823	3.980	1.427	3.448
5	0.685	3.363	23.140	1.565	5.211
6	0.208	1.925	4.440	1.476	4.000

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

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

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 $TR < 30$, 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: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.011851460$, $\alpha = 0.430388690$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR, DLD) = 49.500$

SLV: $(2475/TR, DLV) = 5.211$

La struttura appare governata da meccanismi "adeguati" rispetto all'input sismico.

LA STRUTTURA MURARIA RINFORZATA

ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE

Nel presente capitolo si riportano nel dettaglio le verifiche di sicurezza condotte per la struttura muraria sismicamente migliorata mediante gli interventi proposti.

Con riferimento all'analisi sismica statica non lineare, per le due combinazioni di forze previste dalla normativa, la condizione di raggiungimento dello SLV della struttura complessiva dipende ovviamente dal comportamento e risposta delle singole pareti. Al verificarsi del primo meccanismo nel piano che rende la struttura labile o eccessivamente deformata l'analisi si arresta e viene determinata l'accelerazione corrispondente all'arresto della curva di capacità.

Nel seguito si mostra, al raggiungimento dello SLV (per direzione assunta parallela a quella della parete oggetto di analisi), la condizione di verifica della parete per meccanismi di rottura a pressoflessione e taglio nel piano.

STATO DI PROGETTO – riepilogo risultati analisi globale (verifica per 72 curve)

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L3	0.360	1.217	5.000	0.314	1457	3.373	1.396	3.067	154
2		<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L3	0.367	1.210	5.000	0.317	1523	3.230	1.409	3.206	161
3		<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L3	0.368	1.193	5.000	0.316	1501	3.276	1.405	3.160	158
4		<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'			L3	0.365	1.213	5.000	0.314	1479	3.324	1.396	3.114	156
5		<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		L3	0.365	1.211	5.000	0.320	1615	3.049	1.423	3.400	170
6		<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		L3	0.373	1.181	5.000	0.323	1680	2.932	1.436	3.537	177
7		<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'			L3	0.362	1.214	5.000	0.314	1457	3.373	1.396	3.067	154
8		<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		L3	0.360	1.224	5.000	0.310	1414	3.474	1.378	2.977	149
9		<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		L3	0.368	1.193	5.000	0.321	1638	3.006	1.427	3.448	173
10		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L3	0.347	1.300	4.765	0.348	2342	2.112	1.547	4.931	247
11		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L3	0.346	1.303	4.752	0.346	2306	2.145	1.538	4.855	243
12		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L3	0.347	1.307	4.337	0.335	1966	2.511	1.489	4.139	207
13		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'			L3	0.346	1.306	4.325	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
14		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		L3	0.347	1.299	4.330	0.350	2428	2.038	1.556	5.112	256
15		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		L3	0.346	1.308	3.963	0.340	2074	2.382	1.512	4.366	219
16		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'			L3	0.347	1.301	4.765	0.349	2366	2.091	1.552	4.981	249
17		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		L3	0.343	1.318	5.000	0.328	1784	2.764	1.458	3.756	188
18		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	-		L3	0.346	1.310	4.748	0.344	2188	2.259	1.529	4.606	231
19		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L3	0.368	1.201	5.000	0.344	2246	2.202	1.529	4.728	237
20		<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L3	0.367	1.203	5.000	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207
21		<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L3	0.367	1.203	5.000	0.336	2019	2.446	1.494	4.251	213
22		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'			L3	0.367	1.207	5.000	0.352	>=2475	2.000	1.565	5.211	261
23		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	+		L3	0.367	1.233	5.000	0.352	>=2475	2.000	1.565	5.211	261
24		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	-		L3	0.375	1.197	5.000	0.352	>=2475	2.000	1.565	5.211	261
25		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'			L3	0.368	1.200	5.000	0.342	2131	2.319	1.520	4.486	225
26		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	+		L3	0.367	1.202	5.000	0.331	1834	2.689	1.472	3.861	193
27		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	-		L3	0.367	1.205	5.000	0.335	1992	2.479	1.489	4.194	210
28		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L3	0.342	1.317	5.000	0.335	1992	2.479	1.489	4.194	210
29		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L3	0.342	1.318	5.000	0.331	1834	2.689	1.472	3.861	193
30		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L3	0.342	1.317	5.000	0.335	1992	2.479	1.489	4.194	210
31		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'			L3	0.355	1.279	5.000	0.349	2366	2.091	1.552	4.981	249
32		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	+		L3	0.345	1.310	5.000	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
33		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	-		L3	0.342	1.318	5.000	0.333	1938	2.547	1.480	4.080	204
34		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'			L3	0.354	1.283	5.000	0.349	2397	2.064	1.552	5.046	253
35		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	+		L3	0.341	1.330	5.000	0.332	1860	2.652	1.476	3.916	196
36		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	-		L3	0.342	1.322	5.000	0.335	1966	2.511	1.489	4.139	207
37		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L3	0.391	1.421	4.877	0.259	742	6.517	1.151	1.562	78
38		<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L3	0.381	1.469	4.360	0.287	1016	4.802	1.276	2.139	107
39		<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L3	0.385	1.427	4.812	0.257	718	6.727	1.143	1.512	76
40		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'			L3	0.384	1.425	4.793	0.250	650	7.404	1.111	1.368	69
41		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'	+		L3	0.385	1.420	4.801	0.248	639	7.526	1.103	1.345	67
42		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'	-		L3	0.386	1.413	5.000	0.247	628	7.653	1.098	1.322	66
43		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'			L3	0.382	1.460	4.377	0.287	1016	4.802	1.276	2.139	107
44		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'	+		L3	0.388	1.426	4.437	0.264	767	6.311	1.174	1.615	81
45		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'	-		L3	0.382	1.433	4.774	0.253	683	7.059	1.125	1.438	72
46		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L3	0.362	1.545	3.550	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
47		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L3	0.371	1.521	3.921	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207
48		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L3	0.371	1.519	3.637	0.332	1860	2.652	1.476	3.916	196
49		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'			L3	0.371	1.517	3.644	0.333	1938	2.547	1.480	4.080	204
50		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	+		L3	0.363	1.545	3.562	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207
51		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	-		L3	0.367	1.521	3.363	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
52		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'			L3	0.360	1.545	4.123	0.333	1924	2.565	1.480	4.051	203
53		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+		L3	0.357	1.555	4.086	0.332	1886	2.616	1.476	3.971	199
54		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-		L3	0.364	1.530	3.842	0.332	1900	2.597	1.476	4.000	200
55		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L3	0.380	1.499	5.000	0.287	1000	4.877	1.276	2.105	105
56		<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L3	0.380	1.494	5.000	0.283	959	5.080	1.258	2.019	101
57		<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L3	0.370	1.518	5.000	0.284	983	4.959	1.263	2.069	104
58		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'			L3	0.370	1.522	5.000	0.283	968	5.034	1.258	2.038	102
59		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+		L3	0.370	1.523	5.000	0.282	953	5.111	1.254	2.006	100
60		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-		L3	0.375	1.509	5.000	0.284	983	4.959	1.263	2.069	104
61		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'			L3	0.380	1.475	5.000	0.273	857	5.667	1.214	1.804	90
62		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+		L3	0.375	1.499	5.000	0.284	983	4.959	1.263	2.069	104
63		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-		L3	0.380	1.477	5.000	0.270	843	5.759	1.200	1.775	89
64		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L3	0.363	1.537	5.000	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207
65		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L3	0.368	1.524	5.000	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
66		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L3	0.364	1.545	5.000	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
67		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'			L3	0.367	1.532	5.000	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
68		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+		L3	0.367	1.518	5.000	0.324	1686	2.922	1.440	3.549	178
69		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-		L3	0.368	1.525	5.000	0.332	1886	2.616	1.476	3.971	199
70		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'			L3	0.367	1.525	5.000	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207
71		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+		L3	0.367	1.528	5.000	0.333	1912	2.581	1.480	4.025	201
72		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-		L3	0.361	1.540	5.000	0.335	1965	2.512	1.489	4.137	207

VERIFICA DI SICUREZZA PER ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE – STRUTTURA MIGLIORATA

I risultati dell'analisi mostrano chiaramente come i diversi interventi di rinforzo previsti consentono, in termini globali, di adeguare la struttura alla richiesta normativa in termini di input sismico che è in grado di sostenere con adeguato livello di sicurezza. La struttura, grazie agli interventi in progetto che ne conferiscono un comportamento più spiccatamente scatolare, riesce ora a rispondere in modo globale attingendo ad una maggiore resistenza nel piano delle pareti (prima disponibile ma non attivabile per effetto dei meccanismi locali).

1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso CU = 1
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 50

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.8505
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.5726
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* 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	T_C^* (sec)
30	0.051	2.480	0.250
50	0.064	2.496	0.270
72	0.075	2.470	0.270
101	0.086	2.466	0.280
140	0.100	2.434	0.281
201	0.118	2.396	0.291
475	0.163	2.364	0.312
975	0.206	2.457	0.322

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

$a_g(TR) = K * TR^{\alpha}$, dove:

$K = 0.011851460$, $\alpha = 0.430388690$

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

$a_g(g)$ F_0 $T_C^*(sec)$ 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_0	T_C^* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.051	2.480	0.250	1.380	0.121	0.363	1.804	0.756
SLD	50	0.064	2.496	0.270	1.380	0.129	0.386	1.856	0.852
SLV	475	0.163	2.364	0.291	1.380	0.137	0.410	2.252	1.288
SLC	975	0.206	2.382	0.312	1.380	0.144	0.433	2.424	1.460

(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: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1.15

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad: $a_g * S$, dove: $S = SS * ST$)

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 444438.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1374.11
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.36

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.22, F,SLC,M-GDL (kN) = 1101.33
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.67, F,SLV,M-GDL (kN) = 1367.79

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.31, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 953.53
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.24, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1184.23

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) = 832.79
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 355322.00 (=79.948% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.172
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.22
forza Fy* (kN) = 1145.72
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.32

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.93
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1145.72
(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* = 1.217

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* <= 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) = 4.89

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.65

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) = 5.65
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.67

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.314 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1457 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.373 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1457	0.314	3.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.314/0.225 = 1.396$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1457/475 = 3.067$

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) = 1236.70

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.092

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 446144.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1400.00
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.44, F,SLC,M-GDL (kN) = 1202.73
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.83, F,SLV,M-GDL (kN) = 1385.20

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.50, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1041.33
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.37, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1199.30

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) = 848.48
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 354401.60 (=79.437% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.173
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.25
forza Fy* (kN) = 1153.04
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.50

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.94
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 1153.04
(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* = 1.210

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* <= 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) = 4.87

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.63

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) = 5.63
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.83

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.317 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1523 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.23 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1523	0.317	3.2

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.317/0.225 = 1.409$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 1523/475 = 3.206$

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) = 1260.00

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.150

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 442746.20
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1404.34
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.33, F,SLC,M-GDL (kN) = 1212.24
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.75, F,SLV,M-GDL (kN) = 1402.44

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.41, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1049.56
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.31, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1214.24

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) = 851.11
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 351375.90 (=79.363% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.173
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.33
forza Fy* (kN) = 1169.11
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.41

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.97
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1169.11
(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* = 1.193

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* <= 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) = 4.85

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.60

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) = 5.60
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.75

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 TR,CLV = 1501 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.276 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1501	0.316	3.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.316/0.225 = 1.404$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1501/475 = 3.160$

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) $q^* \leq 3.0$ (§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) = 1263.90

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.611

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 447682.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1391.26
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.365

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.20, F,SLC,M-GDL (kN) = 1202.48
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.65, F,SLV,M-GDL (kN) = 1378.64

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.30, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1041.11
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.22, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1193.63

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) = 843.19
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 355362.90 (=79.378% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.172
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.24
forza Fy* (kN) = 1150.13
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.30

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.93
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 1150.13
(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* = 1.213

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* <= 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) = 4.87

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.63

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) = 5.63
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.65

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.314 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1479 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.324 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1479	0.314	3.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.314/0.225 = 1.396$
- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1479/475 = 3.114$

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) = 1252.14

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ calcolato = 3.578

Rapporto $\alpha_{u/\alpha,1}$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 450182.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1393.91
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.365

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.71, F,SLC,M-GDL (kN) = 1124.44
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.04, F,SLV,M-GDL (kN) = 1381.77

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.74, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 973.54
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.55, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1196.34

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) = 844.79
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 357498.30 (=79.412% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.172
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.22
forza Fy* (kN) = 1151.21
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.74

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.90
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 1151.21
(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* = 1.211

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* <= 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) = 4.85

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.60

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) = 5.60
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.04

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.320 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1615 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.049 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1615	0.320	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.320/0.225 = 1.422$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1615/475 = 3.400$

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) = 1254.52

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.136

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 445209.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1421.38
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.373

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.90, F,SLC,M-GDL (kN) = 1202.05
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.18, F,SLV,M-GDL (kN) = 1412.55

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.90, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1040.73
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.68, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1222.99

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) = 861.44
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 351649.60 (=78.985% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.173
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.36
forza Fy^* (kN) = 1180.94
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 12.90

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.97
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1180.94
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.181$

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) = 4.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.54

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) = 5.54
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.18

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.323 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1680$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.932$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1680	0.323	2.9

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.323/0.225 = 1.436$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 1680/475 = 3.537$

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) = 1279.24

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.655

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 441241.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1379.23
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.362

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.25, F,SLC,M-GDL (kN) = 1246.04
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.69, F,SLV,M-GDL (kN) = 1370.77

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.34, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1078.82
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.25, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1186.82

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) = 835.90
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 352277.00 (=79.838% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.173
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.26
forza Fy^* (kN) = 1149.11
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 12.34

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.96
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1149.11
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.214$

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) = 4.91

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.67

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) = 5.67
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.69

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.314 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1457$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 3.373$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1457	0.314	3.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.314/0.225 = 1.396$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1457/475 = 3.067$

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) = 1241.31

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.103

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 443670.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1373.74
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.36

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.05, F,SLC,M-GDL (kN) = 1100.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.54, F,SLV,M-GDL (kN) = 1367.88

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.17, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 952.38
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.12, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1184.31

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) = 832.57
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 355014.30 (=80.018% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.172
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.21
forza Fy* (kN) = 1139.63
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.17

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.93
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1139.63
(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* = 1.224

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* <= 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) = 4.92

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.68

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) = 5.68
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.54

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.310 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1414 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.474 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1414	0.310	3.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.310/0.225 = 1.378$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1414/475 = 2.977$

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) = 1236.37

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 2.747

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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 3
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) = 438839.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1402.75
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 14.92, F,SLC,M-GDL (kN) = 1209.22
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.19, F,SLV,M-GDL (kN) = 1401.37

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 12.92, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1046.94
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.69, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1213.31

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) = 850.15
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 349933.30 (=79.741% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.174
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.34
forza Fy* (kN) = 1169.49
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 12.92

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.99
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1169.49
(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* = 1.193

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* <= 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) = 4.86

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.61

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) = 5.61
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.19

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.321 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1638 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.006 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1638	0.321	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.321/0.225 = 1.427$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 1638/475 = 3.448$

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) = 1262.47

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.156

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

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: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 480004.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1323.53
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.347

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.80, F,SLC,M-GDL (kN) = 1105.07
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.60, F,SLV,M-GDL (kN) = 1315.96

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 14.33, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 942.90
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.75, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1122.84

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) = 790.51
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 396534.20 (=82.611% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.164
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.72
forza Fy^* (kN) = 1079.79
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 14.33

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.54
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1079.79
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.300$

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) = 4.77

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.59

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) = 5.59
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.60

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.348 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2342$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.112$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2342	0.348	2.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.348/0.225 = 1.547$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2342/475 = 4.931$

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) = 1191.18

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.382$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.765$

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: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 481480.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1319.97
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.346

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.72, F,SLC,M-GDL (kN) = 1104.50
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.54, F,SLV,M-GDL (kN) = 1312.93

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 14.26, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 942.41
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.70, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1120.25

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) = 788.38
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 396852.80 (=82.423% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.164
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.71
forza Fy* (kN) = 1077.24
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 14.26

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.54
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1077.24
(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* = 1.303

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* <= 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) = 4.78

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.60

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) = 5.60
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.54

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.346 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2306 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.145 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2306	0.346	2.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.346/0.225 = 1.538$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2306/475 = 4.855$

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) = 1187.98

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.376$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.752$

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: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 478537.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1325.21
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.347

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.79, F,SLC,M-GDL (kN) = 1104.94
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.84, F,SLV,M-GDL (kN) = 1319.11

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 13.47, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 942.78
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.10, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1125.52

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) = 791.51
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 395736.50 (=82.697% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.164
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.71
forza Fy* (kN) = 1073.63
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 13.46

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.55
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1073.63
(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* = 1.307

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* <= 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) = 4.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.63

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) = 5.63
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.84

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1966 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.511 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1966	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1966/475 = 4.139$

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) = 1192.69

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.169$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.337$

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 483211.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1321.43
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.346

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.44, F,SLC,M-GDL (kN) = 1100.64
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.58, F,SLV,M-GDL (kN) = 1315.75

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 13.17, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 939.11
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.88, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1122.65

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) = 789.25
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 401386.30 (=83.066% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.68
forza Fy^* (kN) = 1074.51
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 13.17

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.50
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1074.51
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.306$

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) = 4.74

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.56

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) = 5.56
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.58

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.333/0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1912/475 = 4.025$

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) = 1189.28

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 2.162$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.325$

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 3
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) = 485013.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1323.12
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.347

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.90, F,SLC,M-GDL (kN) = 1107.70
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.68, F,SLV,M-GDL (kN) = 1315.79

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 14.42, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 945.13
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.82, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1122.69

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) = 790.26
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 401892.60 (=82.862% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.69
forza Fy^* (kN) = 1080.74
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 14.42

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.49
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1080.74
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.299$

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) = 4.72

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.53

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) = 5.53
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.68

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.350 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2428$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.038$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2428	0.350	2.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.350/0.225 = 1.556$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2428/475 = 5.112$

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) $q^* \leq 3.0$ (§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) = 1190.81

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.165$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.330$

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 3
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) = 481423.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1321.04
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.346

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.00, F,SLC,M-GDL (kN) = 1100.58
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.00, F,SLV,M-GDL (kN) = 1315.24

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 13.65, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 939.06
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.24, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1122.22

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) = 789.02
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 399950.00 (=83.077% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.68
forza Fy* (kN) = 1073.00
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 13.64

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.51
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1073.00
(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* = 1.308

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* <= 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) = 4.76

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.58

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) = 5.58
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.00

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.340 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2074 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.382 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2074	0.340	2.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.340/0.225 = 1.511$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2074/475 = 4.366$

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) = 1188.93

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.982$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.963$

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 476839.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1323.54
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.347

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 17.03, F,SLC,M-GDL (kN) = 1101.72
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.77, F,SLV,M-GDL (kN) = 1315.98

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 14.53, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 940.03
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.90, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1122.85

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) = 790.51
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 390595.90 (=81.913% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.165
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.76
forza Fy* (kN) = 1079.05
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 14.53

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.59
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 1079.05
(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* = 1.301

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* <= 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) = 4.83

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.66

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) = 5.66
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.77

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.349 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2366 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.091 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2366	0.349	2.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.349/0.225 = 1.551$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2366/475 = 4.981$

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) = 1191.18

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.382$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.765$

CURVA n° 17

**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 3
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) = 478593.90
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1310.24
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.343

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.33, F,SLC,M-GDL (kN) = 1123.69
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.50, F,SLV,M-GDL (kN) = 1307.48

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 13.08, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 958.78
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.81, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1115.60

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) = 782.57
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 391657.80 (=81.835% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.165
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.72
forza Fy^* (kN) = 1064.89
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 13.07

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.58
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1064.89
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.318$

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) = 4.87

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.71

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) = 5.71
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.50

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.328 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1784$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.764$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1784	0.328	2.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.328/0.225 = 1.458$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1784/475 = 3.756$

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) = 1179.21

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 2.620

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 18

**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 3
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) = 475098.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1318.77
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.346

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.59, F,SLC,M-GDL (kN) = 1107.08
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.44, F,SLV,M-GDL (kN) = 1312.71

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 14.15, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 944.60
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 10.61, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1120.06

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) = 787.66
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 390177.90 (=82.126% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.165
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.75
forza Fy* (kN) = 1071.38
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 14.15

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 3.60
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1071.38
(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* = 1.310

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* <= 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) = 4.86

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 5.70

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) = 5.70
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.44

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.344 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2188 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.259 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2188	0.344	2.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.344/0.225 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2188/475 = 4.606$

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) = 1186.89

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.374$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.748$

CURVA n° 19

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 444438.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.90
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -17.08, F,SLC,M-GDL (kN) = -1295.19
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.81, F,SLV,M-GDL (kN) = -1400.34

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.78, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1121.38
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.09, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1212.42

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) = -849.64
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 345741.20 (=77.793% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.175
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.36
forza Fy^* (kN) = -1161.18
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.79

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.03
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1161.18
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.201$

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) = -4.94

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.71

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) = -5.71
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.81

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.344 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 2246$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.202$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2246	0.344	2.2

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.344/0.225 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2246/475 = 4.728$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1261.71

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.234

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 20

**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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 442746.20
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.65
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.23, F,SLC,M-GDL (kN) = -1251.68
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.17, F,SLV,M-GDL (kN) = -1400.44

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.05, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1083.71
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.54, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1212.51

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) = -849.48
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 345283.20 (=77.987% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.175
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -3.36
forza Fy* (kN) = -1159.42
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = -14.06

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -4.04
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = -1159.42
(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* = 1.203

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 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) = -4.96

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -5.72

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) = -5.72
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.17

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1965 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.512 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1261.48

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.230

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 21

**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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 446144.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1400.79
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.34, F,SLC,M-GDL (kN) = -1200.65
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.25, F,SLV,M-GDL (kN) = -1393.72

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.14, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1039.52
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.61, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1206.68

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) = -848.96
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 348351.30 (=78.080% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.174
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -3.33
forza Fy* (kN) = -1159.52
Limite ultimo : spostamento du* (mm) = -14.15

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -4.00
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = -1159.52
(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* = 1.203

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 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) = -4.92

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -5.68

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) = -5.68
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.25

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.336 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2019 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.446 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2019	0.336	2.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.336/0.225 = 1.493$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2019/475 = 4.251$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1260.71

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.214

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 22

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 441241.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1400.59
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -18.81, F,SLC,M-GDL (kN) = -1286.53
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -14.11, F,SLV,M-GDL (kN) = -1400.07

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -16.29, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1113.88
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -12.22, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1212.18

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) = -848.84
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 343143.20 (=77.768% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.175
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.37
forza Fy^* (kN) = -1155.37
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -16.29

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.06
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1155.37
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.207$

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) = -5.00

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.77

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) = -5.77
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -14.11

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.352 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2\%$

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2475	0.352	2.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.352/0.225 = 1.564$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/475 = 5.211$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1260.53

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.211

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 23

**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 3
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) = 438839.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1400.66
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -21.67, F,SLC,M-GDL (kN) = -1200.75
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -16.25, F,SLV,M-GDL (kN) = -1278.98

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -18.76, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1039.61
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -14.07, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1107.35

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) = -848.88
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 341864.30 (=77.902% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.176
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.31
forza Fy^* (kN) = -1131.58
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -18.76

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.08
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1131.58
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.233$

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) = -5.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.90

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) = -5.90
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -16.25

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.352 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2\%$

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2475	0.352	2.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.352/0.225 = 1.564$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2475/475 = 5.211$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1260.59

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.212

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 24

**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 3
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) = 443670.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1428.94
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.375

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -20.73, F,SLC,M-GDL (kN) = -1219.88
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -15.55, F,SLV,M-GDL (kN) = -1424.89

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ). Risultano:

Massa m* = $\tau[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = \tau[M][\tau] / \tau[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -17.95, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1056.18
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -13.46, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1233.67

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) = -866.02
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 342786.80 (=77.262% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.176
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -3.40
forza Fy* (kN) = -1165.14
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*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -4.07
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = -1165.14
(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* = 1.197

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* ≤ 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) = -4.96

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -5.73

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) = -5.73
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -15.55

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.352 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2 %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2475	0.352	2.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.352/0.225 = 1.564$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2475/475 = 5.211$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1286.04

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.721

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 25

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 447682.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1402.65
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.68, F,SLC,M-GDL (kN) = -1251.75
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.51, F,SLV,M-GDL (kN) = -1400.92

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.44, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1083.77
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.83, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1212.92

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) = -850.09
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 347950.10 (=77.723% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.174
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.34
forza Fy^* (kN) = -1162.34
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.45

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.01
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1162.34
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.200$

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) = -4.91

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.67

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) = -5.67
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.51

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 $T_R,CLV = 2131$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.319$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2131	0.342	2.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.342/0.225 = 1.520$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2131/475 = 4.486$

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) = 50.00
90% del Taglio massimo (kN) = 1262.39
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.248
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 26

**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 3
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) = 445209.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.45
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.74, F,SLC,M-GDL (kN) = -1199.32
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.80, F,SLV,M-GDL (kN) = -1400.09

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.63, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1038.37
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.22, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1212.20

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) = -849.36
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 346752.10 (=77.885% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.174
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.35
forza Fy^* (kN) = -1160.70
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.63

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.02
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1160.70
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.202$

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) = -4.93

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.70

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) = -5.70

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.80

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.331 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1834$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.689$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1834	0.331	2.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.331/0.225 = 1.471$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1834/475 = 3.861$

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) = 50.00
90% del Taglio massimo (kN) = 1261.30
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.226
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 27

**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 3
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) = 450182.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.29
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.19, F,SLC,M-GDL (kN) = -1200.04
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.14, F,SLV,M-GDL (kN) = -1398.04

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 267.45

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.155$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.02, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1039.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.51, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1210.43

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) = -849.26
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 350812.70 (=77.927% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.173
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.30
forza Fy^* (kN) = -1157.72
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.02

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.98
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1394.74
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1157.72
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.205$

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) = -4.90

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.66

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) = -5.66
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.14

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1992$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.479$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1992	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1992/475 = 4.194$

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) = 50.00
90% del Taglio massimo (kN) = 1261.16
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.223
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 28

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 480004.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1303.97
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.342

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.80, F,SLC,M-GDL (kN) = -1105.73
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.85, F,SLV,M-GDL (kN) = -1302.55

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.48, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -943.46
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.11, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1111.39

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) = -778.82
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 399271.30 (=83.181% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.67
forza Fy^* (kN) = -1065.93
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.48

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.52
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1065.93
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.317$

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) = -4.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.62

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) = -5.62
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.85

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1992$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.479$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1992	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1992/475 = 4.194$

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) = 1173.57

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 11.736

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 29

**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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 478537.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1304.25
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.342

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.35, F,SLC,M-GDL (kN) = -1120.34
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.51, F,SLV,M-GDL (kN) = -1303.16

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.10, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -955.92
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.82, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1111.91

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) = -778.99
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 399228.20 (=83.427% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.67
forza Fy^* (kN) = -1064.89
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.09

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.52
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1064.89
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.318$

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) = -4.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.63

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) = -5.63
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.51

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.331 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1834$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.689$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1834	0.331	2.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.331/0.225 = 1.471$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1834/475 = 3.861$

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) = 1173.83

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 11.738

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 30

**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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 481480.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1303.94
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.342

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.80, F,SLC,M-GDL (kN) = -1050.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.85, F,SLV,M-GDL (kN) = -1302.51

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.48, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -895.90
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.11, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1111.36

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) = -778.81
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 400893.60 (=83.263% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.66
forza Fy^* (kN) = -1065.32
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.47

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.50
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1065.32
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.317$

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) = -4.78

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.61

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) = -5.61
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.85

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1992$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.479$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1992	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1992/475 = 4.194$

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) = 1173.55

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 11.735

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 31

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 476839.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1352.61
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.355

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.82, F,SLC,M-GDL (kN) = -1105.10
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.61, F,SLV,M-GDL (kN) = -1350.80

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.35, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -942.92
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.76, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1152.56

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) = -807.87
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 395066.20 (=82.851% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.164
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.78
forza Fy^* (kN) = -1096.98
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.35

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.55
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1096.98
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.279$

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) = -4.72

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.53

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) = -5.53
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.61

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.349 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2366$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.091$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2366	0.349	2.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.349/0.225 = 1.551$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2366/475 = 4.981$

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) = 1217.35

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 8.116

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 32

**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 3
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) = 475098.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1314.35
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.345

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.60, F,SLC,M-GDL (kN) = -1109.45
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.70, F,SLV,M-GDL (kN) = -1311.29

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.31, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -946.63
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.98, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1118.85

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) = -785.02
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 395661.10 (=83.280% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.164
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.71
forza Fy^* (kN) = -1071.08
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.31

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.55
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1071.08
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.310$

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) = -4.81

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.64

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) = -5.64

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.70

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.333/0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1912/475 = 4.025$

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) = 1182.91

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 7.886

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 33

**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 3
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) = 478593.90
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1303.88
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.342

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.62, F,SLC,M-GDL (kN) = -1115.52
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.72, F,SLV,M-GDL (kN) = -1302.64

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.33, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -951.81
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.00, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1111.46

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) = -778.77
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 398777.80 (=83.323% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.67
forza Fy^* (kN) = -1064.97
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.32

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.52
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1064.97
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.318$

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) = -4.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.63

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) = -5.63
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.72

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1938$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.547$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1938	0.333	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.333/0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1938/475 = 4.080$

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) = 1173.49

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 5.867

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 34

**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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 483211.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1351.69
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.354

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.78, F,SLC,M-GDL (kN) = -1102.09
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.58, F,SLV,M-GDL (kN) = -1347.70

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -14.31, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -940.35
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.74, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1149.91

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) = -807.32
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 399037.80 (=82.580% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.74
forza Fy^* (kN) = -1093.92
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -14.31

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.52
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1093.92
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.283$

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) = -4.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.50

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) = -5.50

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.58

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.349 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2397$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.064$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	2397	0.349	2.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA} = 0.349/0.225 = 1.551$
- in termini di TR: $\alpha_V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2397/475 = 5.046$

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) = 50.00
90% del Taglio massimo (kN) = 1216.52
Rapporto α_u/α_1 calcolato = 24.330
Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 35

**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 3
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) = 481423.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1302.14
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.341

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.45, F,SLC,M-GDL (kN) = -1105.11
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.59, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.97

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.19, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -942.92
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.89, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1110.04

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) = -777.73
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 398933.90 (=82.865% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.65
forza Fy^* (kN) = -1055.27
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.18

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.52
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1055.27
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.330$

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) = -4.84

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.67

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) = -5.67
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.59

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 $T_R,CLV = 1860$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.652$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1860	0.332	2.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.332/0.225 = 1.476$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1860/475 = 3.916$

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) = 50.00
90% del Taglio massimo (kN) = 1171.93
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 23.439
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 36

**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 3
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) = 485013.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1303.41
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.342

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.72, F,SLC,M-GDL (kN) = -1106.87
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.79, F,SLV,M-GDL (kN) = -1301.97

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con matrice di massa del sistema reale
(con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali J_Z). Risultano:

Massa $m^* = {}^t[M][\tau]$ (k*kgm) = 269.15

Fattore di partecipazione modale $\Gamma = {}^t[M][\tau] / {}^t[M][\Phi] = 1.172$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.42, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -944.43
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.06, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1110.90

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) = -778.49
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 401587.10 (=82.799% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.163
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.64
forza Fy^* (kN) = -1061.46
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.41

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.50
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1403.62
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1061.46
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.322$

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) = -4.79

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.62

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) = -5.62
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.79

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1966$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.511$ %

(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	475	0.225	10.0
Capacità	1966	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1966/475 = 4.139$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1173.07

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 23.461

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

CURVA n° 37

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 520585.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1490.25
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.391

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 11.09, F,SLC,M-GDL (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.31, F,SLV,M-GDL (kN) = 1476.25

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 11.09, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 8.31, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1476.25

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) = 1043.17
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 419748.90 (=80.630% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.40
forza Fy^* (kN) = 1427.43
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 11.09

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.83
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1427.43
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.421$

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) = 6.47

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.47

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) = 6.47

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.31

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.259 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 742$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 6.517 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	742	0.259	6.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.259/0.225 = 1.151$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 742/475 = 1.562$

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) = 1341.22

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.439$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.877$

CURVA n° 38

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 522785.50
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 1453.40
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.381

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = 13.25, $F_{SLC, M-GDL}$ (kN) = 1209.83
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = 9.93, $F_{SLV, M-GDL}$ (kN) = 1350.18

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

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) = 13.25, $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 1209.83
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 9.93, $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 1350.18

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) = 1017.38
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 423108.00 (=80.933% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.26
forza Fy^* (kN) = 1380.70
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 13.25

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*, e, max = S_d(T^*)$ (mm) = 4.79
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1380.70
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.469$

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) = 6.56

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 6.56

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) = 6.56

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 9.93

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.287 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R, CLV = 1016$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.802 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1016	0.287	4.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.287 / 0.225 = 1.276$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1016 / 475 = 2.139$

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) = 1308.06

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.180$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.360$

CURVA n° 39

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 518403.90
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 1470.36
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.385

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c,SLC,M-GDL$ (mm) = 10.94, $F_{SLC,M-GDL}$ (kN) = 1300.00
SLV: $d_c,SLV,M-GDL$ (mm) = 8.21, $F_{SLV,M-GDL}$ (kN) = 1461.77

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

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) = 10.94, $F_{SLC,1-GDL} = (F_{SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 1300.00
SLV: $d_c,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 8.21, $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 1461.77

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) = 1029.26
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 419852.10 (=80.989% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.39
forza Fy^* (kN) = 1421.80
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 10.94

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.83
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1421.80
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.427$

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) = 6.48

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.48

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) = 6.48

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.21

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 $TR,CLV = 718$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 6.727 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	718	0.257	6.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.257/0.225 = 1.142$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 718/475 = 1.512$

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) = 1323.33

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.406$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.812$

CURVA n° 40

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 524766.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1464.63
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.384

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 10.24, F,SLC,M-GDL (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 7.68, F,SLV,M-GDL (kN) = 1455.26

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 10.24, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.68, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1455.26

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) = 1025.24
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 424071.00 (=80.811% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.190
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.36
forza Fy^* (kN) = 1423.11
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 10.24

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.78
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1423.11
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.425$

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) = 6.43

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.43

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) = 6.43

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 7.68

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.250 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 650$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 7.404 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	650	0.250	7.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.250 / 0.225 = 1.111$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 650 / 475 = 1.368$

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) = 1318.17

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.397$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.793$

CURVA n° 41

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 3
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) = 527997.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1466.95
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
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) = 10.07, F,SLC,M-GDL (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 7.55, F,SLV,M-GDL (kN) = 1456.35

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 10.07, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.55, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1456.35

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) = 1026.87
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 424655.90 (=80.428% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.190
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.37
forza Fy^* (kN) = 1428.93
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 10.07

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.78
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1428.93
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.420$

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) = 6.41

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.41

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) = 6.41

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 7.55

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.248 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 639$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 7.526 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	639	0.248	7.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.248 / 0.225 = 1.102$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 639 / 475 = 1.345$

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) = 1320.26

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.400$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.801$

CURVA n° 42

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 3
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) = 521575.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1474.16
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.386

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 10.04, F,SLC,M-GDL (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 7.53, F,SLV,M-GDL (kN) = 1459.19

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 10.04, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1350.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.53, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1459.19

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) = 1031.92
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 420839.10 (=80.686% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.41
forza Fy^* (kN) = 1435.28
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 10.04

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.82
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1435.28
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.413$

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) = 6.44

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.44

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) = 6.44

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 7.53

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.247 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 628$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 7.653 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	628	0.247	7.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.247/0.225 = 1.098$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 628/475 = 1.322$

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) = 1326.75

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 2.653

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 43

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X - 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 516470.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1458.99
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.382

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 13.21, F,SLC,M-GDL (kN) = 1222.33
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 9.90, F,SLV,M-GDL (kN) = 1350.92

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 13.21, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1222.33
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 9.90, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1350.92

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) = 1021.29
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 420218.10 (=81.363% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.31
forza Fy^* (kN) = 1389.29
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 13.21

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.83
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1389.29
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.460$

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) = 6.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.57

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) = 6.57

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 9.90

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.287 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1016$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.802 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1016	0.287	4.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.287 / 0.225 = 1.276$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1016 / 475 = 2.139$

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) = 1313.09

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.188$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.377$

CURVA n° 44

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 3
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) = 519599.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1479.05
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.388

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 11.30, F,SLC,M-GDL (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.48, F,SLV,M-GDL (kN) = 1469.87

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 11.30, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 8.48, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1469.87

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) = 1035.34
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 420079.20 (=80.847% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.39
forza Fy^* (kN) = 1422.03
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 11.30

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.83
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1422.03
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.426$

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) = 6.48

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.48

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) = 6.48

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.48

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.264 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 767$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 6.311 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	767	0.264	6.3

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.264 / 0.225 = 1.173$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 767 / 475 = 1.615$

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) = 1331.15

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.219$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.437$

CURVA n° 45

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 3
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) = 513378.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1458.71
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.382

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 10.66, F,SLC,M-GDL (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.00, F,SLV,M-GDL (kN) = 1452.88

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 10.66, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1300.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 8.00, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1452.88

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) = 1021.10
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 417929.20 (=81.408% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.192
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.39
forza Fy^* (kN) = 1415.37
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 10.66

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.85
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1415.37
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.433$

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) = 6.52

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.52

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) = 6.52

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.00

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.253 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 683$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 7.059 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	683	0.253	7.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.253/0.225 = 1.124$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 683/475 = 1.438$

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) = 1312.84

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.387$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.774$

CURVA n° 46

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 562209.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1380.55
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.362

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.98, F,SLC,M-GDL (kN) = 1150.24
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.98, F,SLV,M-GDL (kN) = 1291.31

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.98, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1150.24
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.98, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1291.31

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) = 966.39
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 474287.90 (=84.361% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.77
forza Fy^* (kN) = 1312.58
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.98

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.28
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1312.58
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.545$

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) = 6.21

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.21

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) = 6.21
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.98

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912 / 475 = 4.025$

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) = 700.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1242.50

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 1.775$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.550$

CURVA n° 47

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 563016.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1416.05
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.371

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.05, F,SLC,M-GDL (kN) = 1151.78
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.04, F,SLV,M-GDL (kN) = 1301.51

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 16.05, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1151.78
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.04, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1301.51

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) = 991.23
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 471417.10 (=83.731% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.83
forza Fy^* (kN) = 1333.50
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 16.05

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.30
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1333.50
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.521$

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) = 6.18

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.18

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) = 6.18

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.04

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1965$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.512 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 650.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1274.44

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.961$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.921$

CURVA n° 48

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 561404.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1414.27
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.371

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.78, F,SLC,M-GDL (kN) = 1150.04
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.84, F,SLV,M-GDL (kN) = 1300.03

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.78, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1150.04
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.84, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1300.03

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) = 989.99
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 471766.50 (=84.033% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.83
forza Fy^* (kN) = 1335.47
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.78

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.30
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1335.47
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.519$

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) = 6.17

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.17

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) = 6.17

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.84

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 $TR,CLV = 1860$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.652 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1860	0.332	2.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.332 / 0.225 = 1.476$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1860 / 475 = 3.916$

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) = 700.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1272.84

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 1.818$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.637$

CURVA n° 49

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y + 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 566142.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1417.04
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.371

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.88, F,SLC,M-GDL (kN) = 1150.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.91, F,SLV,M-GDL (kN) = 1301.37

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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* = $\Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99
Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.88, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1150.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.91, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1301.37

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) = 991.93
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 476750.40 (=84.210% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = $2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 2.80
forza Fy* (kN) = 1336.88
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*) = 0.532 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 4.26
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 1336.88
(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* = 1.517

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* <= 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) = 6.12

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = 6.12

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) = 6.12
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.91

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1938 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.547 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1938	0.333	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1938 / 475 = 4.080$

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) = 700.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1275.34

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 1.822$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.644$

CURVA n° 50

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 3
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) = 567128.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1385.35
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.363

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.01, F,SLC,M-GDL (kN) = 1151.03
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.00, F,SLV,M-GDL (kN) = 1301.01

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 16.01, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1151.03
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.00, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1301.01

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) = 969.75
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 478654.30 (=84.400% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.74
forza Fy^* (kN) = 1312.63
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 16.01

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.24
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1312.63
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.545$

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) = 6.17

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.17

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) = 6.17

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.00

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1965$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.512 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 700.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1246.82

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.781$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.562$

CURVA n° 51

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 3
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) = 565160.60
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1401.12
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.79, F,SLC,M-GDL (kN) = 1306.22
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.84, F,SLV,M-GDL (kN) = 1301.47

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.79, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1306.22
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.84, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1301.47

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) = 980.78
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 478332.80 (=84.637% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.79
forza Fy^* (kN) = 1333.40
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.79

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.24
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1333.40
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.521$

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) = 6.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.11

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) = 6.11

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.84

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912 / 475 = 4.025$

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) = 750.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1261.01

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 1.681$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.363$

CURVA n° 52

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 558330.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1374.46
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.36

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.12, F,SLC,M-GDL (kN) = 1181.07
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.09, F,SLV,M-GDL (kN) = 1302.60

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 16.12, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1181.07
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.09, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1302.60

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) = 962.12
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 468265.10 (=83.869% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.181
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.80
forza Fy^* (kN) = 1312.77
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 16.12

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.33
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1312.77
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.545$

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) = 6.26

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.26

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) = 6.26

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.09

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1924$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.565 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1924	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1924 / 475 = 4.051$

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) = 1237.02

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1 = 2.062$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.123$

CURVA n° 53

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 3
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) = 559288.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1361.86
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.357

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 16.03, F,SLC,M-GDL (kN) = 1166.49
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 12.02, F,SLV,M-GDL (kN) = 1289.52

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 16.03, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1166.49
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.02, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1289.52

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) = 953.30
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 468269.70 (=83.726% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.181
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.79
forza Fy^* (kN) = 1304.68
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 16.03

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.33
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1304.68
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.555$

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) = 6.29

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.29

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) = 6.29

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.02

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 $TR,CLV = 1886$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.616 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1886	0.332	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.332/0.225 = 1.476$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1886/475 = 3.971$

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) = 1225.67

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 2.043$

Edificio regolare in altezza: $q = 4.086$

CURVA n° 54

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 3
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) = 557375.10
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1387.44
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.364

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 15.98, F,SLC,M-GDL (kN) = 1167.65
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 11.98, F,SLV,M-GDL (kN) = 1301.39

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 15.98, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 1167.65
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 11.98, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1301.39

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) = 971.21
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 469088.10 (=84.160% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.181
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.83
forza Fy^* (kN) = 1326.11
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 15.98

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.32
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1326.11
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.530$

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) = 6.22

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.22

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) = 6.22

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 11.98

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 $TR,CLV = 1900$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.597 \%$
 (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 (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	475	0.225	10.0
Capacità	1900	0.332	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.332/0.225 = 1.476$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1900/475 = 4.000$

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) = 650.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1248.70

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.921$

Edificio regolare in altezza: $q = 3.842$

CURVA n° 55

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 520585.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1450.00
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.38

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.40, F,SLC,M-GDL (kN) = -1192.66
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -10.05, F,SLV,M-GDL (kN) = -1367.29

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.40, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1192.66
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.05, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1367.29

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) = -1015.00
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 412755.50 (=79.287% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.193
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.28
forza Fy^* (kN) = -1353.63
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.40

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.91
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1353.63
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.499$

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) = -6.76

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.76

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) = -6.76

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -10.05

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.287 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1000$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.877 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1000	0.287	4.9

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.287/0.225 = 1.276$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1000/475 = 2.105$

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) = 50.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 1305.00
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 26.100
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 56

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 518403.90
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1450.00
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.38

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.20, F,SLC,M-GDL (kN) = -1253.01
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.90, F,SLV,M-GDL (kN) = -1364.09

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.20, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1253.01
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.90, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1364.09

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) = -1015.00
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 411357.30 (=79.351% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.193
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.30
forza Fy^* (kN) = -1357.61
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.20

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.93
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -1357.61
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.494$

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) = -6.76

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.76

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) = -6.76

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.90

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.283 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 959$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.08 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	959	0.283	5.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.283/0.225 = 1.258$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 959/475 = 2.019$

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) = 50.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 1305.00
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 26.100
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 57

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 522785.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1409.71
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.37

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.31, F,SLC,M-GDL (kN) = -1268.06
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.99, F,SLV,M-GDL (kN) = -1360.19

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.31, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1268.06
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.99, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1360.19

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) = -986.80
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 417516.30 (=79.864% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.192
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.20
forza Fy^* (kN) = -1336.46
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.31

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.86
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1336.46
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.518$

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) = -6.74

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.74

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) = -6.74

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.99

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.284 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 983$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.959 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	983	0.284	5.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.284 / 0.225 = 1.262$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 983 / 475 = 2.069$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1268.74

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 25.375

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 58

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 516470.50
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -1410.95
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.37

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_c, SLC, M-GDL$ (mm) = -13.38, $F_{SLC, M-GDL}$ (kN) = -1151.17
SLV: $d_c, SLV, M-GDL$ (mm) = -10.03, $F_{SLV, M-GDL}$ (kN) = -1354.89

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99
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) = -13.38, $F_{SLC, 1-GDL} = (F_{SLC, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -1151.17
SLV: $d_c, SLV, 1-GDL = (d_c, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -10.03, $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -1354.89

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) = -987.67
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 411796.20 (=79.733% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.193
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.24
forza Fy^* (kN) = -1333.13
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.38

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S_d(T^*)$ (mm) = -4.93
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1333.13
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.522$

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) = -6.82

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -6.82

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) = -6.82
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -10.03

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.283 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R, CLV = 968$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.034 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	968	0.283	5.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.283/0.225 = 1.258$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 968/475 = 2.038$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1269.86

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.397

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 59

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 3
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) = 513378.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1410.06
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.37

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.27, F,SLC,M-GDL (kN) = -1156.53
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.95, F,SLV,M-GDL (kN) = -1351.42

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.27, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1156.53
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.95, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1351.42

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) = -987.04
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 410020.90 (=79.867% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.194
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.25
forza Fy^* (kN) = -1331.47
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.27

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.95
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1331.47
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.523$

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) = -6.85

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.85

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) = -6.85

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.95

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.282 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 953$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.111 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	953	0.282	5.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.282/0.225 = 1.253$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 953/475 = 2.006$

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) = 50.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 1269.06
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.381
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 60

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 3
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) = 519599.70
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1429.71
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.375

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.38, F,SLC,M-GDL (kN) = -1255.87
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -10.03, F,SLV,M-GDL (kN) = -1359.40

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.38, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1255.87
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -10.03, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1359.40

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) = -1000.80
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 413837.10 (=79.645% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.193
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.25
forza Fy^* (kN) = -1344.22
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.38

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.90
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1344.22
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.509$

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) = -6.77

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.77

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) = -6.77
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -10.03

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.284 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 983$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.959 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	983	0.284	5.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.284 / 0.225 = 1.262$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 983 / 475 = 2.069$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1286.74

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 25.735

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 61

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X - 0.3 Y
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 524766.50
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1449.40
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.38

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -12.26, F,SLC,M-GDL (kN) = -1300.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.19, F,SLV,M-GDL (kN) = -1446.73

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -12.26, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.19, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1446.73

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) = -1014.58
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 416790.10 (=79.424% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.192
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.30
forza Fy^* (kN) = -1375.33
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -12.26

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.87
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1375.33
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.475$

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) = -6.65

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.65

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) = -6.65
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.19

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.273 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 857$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.667 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	857	0.273	5.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.273/0.225 = 1.213$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 857/475 = 1.804$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1304.46

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 26.089

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 62

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 3
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) = 521575.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1431.59
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.375

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.26, F,SLC,M-GDL (kN) = -1173.19
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.95, F,SLV,M-GDL (kN) = -1302.00

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -13.26, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1173.19
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.95, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1302.00

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) = -1002.11
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 415425.50 (=79.648% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.192
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.26
forza Fy^* (kN) = -1352.98
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -13.26

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.88
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1352.98
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.499$

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 $q^* \geq 3.0$ (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) = -6.72

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.72

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) = -6.72
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.95

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.284 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 983$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.959 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	983	0.284	5.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.284 / 0.225 = 1.262$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 983 / 475 = 2.069$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1288.43

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 25.769

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 63

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 3
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) = 527997.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1448.55
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.38

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -12.16, F,SLC,M-GDL (kN) = -1300.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.12, F,SLV,M-GDL (kN) = -1446.04

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -12.16, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -9.12, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1446.04

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) = -1013.99
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 418794.90 (=79.318% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.28
forza Fy^* (kN) = -1373.22
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -12.16

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.84
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -1373.22
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.477$

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) = -6.63

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.63

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) = -6.63

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.12

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.270 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 843$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.759 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	843	0.270	5.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.270/0.225 = 1.200$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 843/475 = 1.775$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1303.70

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 26.074

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 64

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 562209.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1386.45
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.363

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.95, F,SLC,M-GDL (kN) = -1146.30
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.96, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.31

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.95, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1146.30
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.96, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.31

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) = -970.52
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 479256.90 (=85.245% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.75
forza Fy^* (kN) = -1319.61
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.95

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.23
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -1319.61
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.537$

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) = -6.14

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.14

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) = -6.14

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.96

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1965$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.512 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 1247.81

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 12.478

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 65

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 561404.40
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1402.74
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.87, F,SLC,M-GDL (kN) = -1150.12
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.90, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.35

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.87, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1150.12
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.90, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.35

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) = -981.92
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 476300.50 (=84.841% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.80
forza Fy^* (kN) = -1331.40
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.87

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.26
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -1331.40
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.524$

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) = -6.14

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.14

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) = -6.14

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.90

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1912$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333/0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912/475 = 4.025$

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) = 1262.46

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 12.625

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 66

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: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 563016.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1389.59
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.364

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.93, F,SLC,M-GDL (kN) = -1150.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.95, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.08

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.93, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1150.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.95, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.08

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) = -972.72
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 477100.10 (=84.740% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.75
forza Fy^* (kN) = -1313.32
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.93

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.25
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1313.32
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.545$

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) = -6.18

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.18

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) = -6.18
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.95

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912 / 475 = 4.025$

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) = 1250.63

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 12.506

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 67

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y + 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 558330.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.06
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.94, F,SLC,M-GDL (kN) = -1125.75
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.96, F,SLV,M-GDL (kN) = -1287.62

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.94, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1125.75
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.96, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1287.62

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) = -980.74
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 472612.00 (=84.647% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.80
forza Fy^* (kN) = -1324.09
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.94

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.29
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1324.09
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.532$

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) = -6.19

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.19

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) = -6.19

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.96

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912 / 475 = 4.025$

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) = 1260.96

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 6.305

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 68

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 3
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) = 557375.10
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.83
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.21, F,SLC,M-GDL (kN) = -1302.23
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.41, F,SLV,M-GDL (kN) = -1291.51

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.21, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1302.23
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.41, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1291.51

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) = -981.28
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 471886.00 (=84.662% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.180
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.83
forza Fy^* (kN) = -1336.41
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.21

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.30
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1336.41
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.518$

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) = -6.17

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.17

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) = -6.17

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.41

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.324 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1686$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.922 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1686	0.324	2.9

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.324/0.225 = 1.440$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1686/475 = 3.549$

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) = 1261.65

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 6.308

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 69

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 3
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) = 559288.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1404.56
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.368

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.89, F,SLC,M-GDL (kN) = -1135.05
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.92, F,SLV,M-GDL (kN) = -1292.55

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.89, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1135.05
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.92, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1292.55

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) = -983.19
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 470461.90 (=84.118% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.181
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.83
forza Fy^* (kN) = -1330.58
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.89

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.31
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1330.58
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.525$

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) = -6.20

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.20

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) = -6.20

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.92

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 $TR,CLV = 1886$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.616 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1886	0.332	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.332/0.225 = 1.476$
 - in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1886/475 = 3.971$

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) = 1264.10

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 5.056

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 70

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): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: -Y - 0.3 X
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
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) = 566142.80
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.37
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.93, F,SLC,M-GDL (kN) = -1150.67
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.95, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.45

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.93, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1150.67
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.95, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.45

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) = -980.96
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 479517.80 (=84.699% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.77
forza Fy^* (kN) = -1330.40
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.93

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.23
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -1330.40
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.525$

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) = -6.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.11

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) = -6.11

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.95

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1965$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.512 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 50.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 1261.23
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 25.225
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 71

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 3
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) = 565160.60
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1401.37
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.367

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.82, F,SLC,M-GDL (kN) = -1150.80
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.86, F,SLV,M-GDL (kN) = -1300.44

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.82, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1150.80
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.86, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1300.44

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) = -980.96
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 479302.10 (=84.808% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.77
forza Fy^* (kN) = -1327.93
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.82

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532$ g
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.23
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1327.93
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.528$

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) = -6.12

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.12

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) = -6.12

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.86

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.333 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R,CLV = 1912$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.581 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1912	0.333	2.6

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.333 / 0.225 = 1.480$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1912 / 475 = 4.025$

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) = 50.00

90% del Taglio massimo (kN) = 1261.23

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 25.225

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

CURVA n° 72

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 3
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) = 567128.30
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1378.62
Peso sismico totale W (kN) = 3814.67
Massa sismica totale M (k*kgm) = 388.988
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.361

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.97, F,SLC,M-GDL (kN) = -1150.69
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.98, F,SLV,M-GDL (kN) = -1302.05

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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 $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 388.99
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.97, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -1150.69
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -11.98, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1302.05

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) = -965.04
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 480500.70 (=84.725% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.179
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.74
forza Fy^* (kN) = -1317.17
Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -15.97

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.532 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.22
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 2028.57
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -1317.17
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.540$

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) = -6.14

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.14

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) = -6.14
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -11.98

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.335 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1965$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 50$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.512 \%$
 (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	475	0.225	10.0
Capacità	1965	0.335	2.5

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.335/0.225 = 1.489$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1965/475 = 4.137$

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) = 50.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 1240.76
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 24.815
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

RIEPILOGO COMPLESSIVO DEI RISULTATI INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO SU EDIFICIO ESISTENTE

Indice di sicurezza sismica minimo per azioni nel piano: 1,0987

Indice di sicurezza sismica minimo per azioni fuori piano: 0,974

Indice di sicurezza per azioni statiche > 1,00 – edificio staticamente adeguato - murature

Indice di sicurezza per azioni statiche > 1,00 – edificio staticamente adeguato – strutture orizzontali

Indice di sicurezza per azioni statiche > 1,00 – edificio staticamente adeguato – strutture di fondazione

L'edificio rinforzato – con la nuova destinazione prevista in progetto (attività collettive sociali per giovani) – risulta **SISMICAMENTE MIGLIORATO** in quanto risulta superiore al 10% l'incremento ottenuto (rispetto alla condizione attuale) del fattore di accelerazione mediante gli interventi:

ξ_E = azione sismica sopportata dalla struttura/azione sismica prevista per edificio nuovo nel sito in esame

$$\xi_E \text{ (stato attuale)} = 0,204$$

$$\xi_E \text{ (progetto)} = 0,974 = \text{Indice di sicurezza sismica}$$

L'edificio, con gli interventi previsti risulta inoltre **STATICAMENTE ADEGUATO** sia per quanto riguarda la sicurezza delle pareti murarie, delle strutture orizzontali e delle opere di fondazione.

Modena, 11 aprile 2023

IL TECNICO PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
Dott. Ing. PIETRO PINCELLI