



COMUNE DI BIBBIANO

Piazza Damiano Chiesa 2

42021 Bibbiano (RE)

P.Iva/C.F.: 00452960354

pec: bibbiano@cert.provincia.re.it

 **Regione Emilia-Romagna**

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Iunior Ivan Tamagnini



MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SEDE MUNICIPALE DEL COMUNE DI BIBBIANO (RE)

**REGIONE EMILIA ROMAGNA
SECONDO PIANO
DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI PRIORITARI
DI RAFFORZAMENTO LOCALE
O MIGLIORAMENTO SISMICO
DI EDIFICI PUBBLICI STRATEGICI,
DI CUI ALL'ART.2 COMMA 1 LETT B)
DELL'ORDINANZA C.D.P.C. N.532/2018
SECONDO LE DISPOSIZIONI
DELL'O.C.D.P.C. N.675/2020**

CODICE CUP : C69F22000040006

PROGETTO ESECUTIVO



R.08a

**Relazione
di calcolo strutturale**

emissione	aggiornamento	scala
OTTOBRE 2023	_____	_____

Architetto Stefano Fascini
Via Terrachini n.47
42122 Reggio Emilia
P.Iva 04963140969
stefano.fascini@libero.it

Consulenza : Ing. Pietro Corradini
Viale Timavo 85
42121 REGGIO EMILIA
TEL.0522/431926
info@ingcorradini.it

Indice generale

A DESCRIZIONE GENERALE.....	5
A.1 - Contesto edilizio.....	5
A.2 - Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione.....	6
A.3 - Prescrizioni negli elementi di pianificazione territoriale e urbanistica.....	6
A.3.1 - <i>Risposta sismica locale</i>	9
B DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	11
B.1 - Descrizione generale della struttura.....	11
B.1.1 - <i>Elevazione</i>	11
B.1.2 - <i>Fondazione</i>	12
B.2 - Tipologia di intervento.....	12
B.2.1 - <i>Destinazione d'uso</i>	13
B.2.2 - <i>Vincoli architettonici</i>	13
C RIFERIMENTI NORMATIVI.....	13
C.1 - Normativa tecnica di riferimento.....	13
C.2 - Altri documenti tecnici di riferimento.....	13
C.3 - Vincoli urbanistici.....	13
D DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	13
D.1 - MODELLAZIONE SISMICA DI BASE.....	13
D.1.1 - <i>Vita nominale</i>	13
D.1.2 - <i>Classe d'uso</i>	14
D.1.3 - <i>Periodo di riferimento</i>	14
D.1.4 - <i>Categoria del sottosuolo</i>	14
D.1.5 - <i>Categoria topografica</i>	14
D.1.6 - <i>Zona sismica del sito</i>	14
D.1.7 - <i>Coordinate geografiche del sito</i>	14
D.1.8 - <i>Azione sismica di base</i>	15
D.1.8.I - Spettro di piano altana	
D.1.8.II - Spettro di piano collegamenti non strutturali	
D.2 - Definizione dei sovraccarichi.....	21
D.2.1 - <i>Azioni naturali</i>	21
D.2.1.I - <i>Neve</i>	
D.2.1.II - <i>Vento</i>	
D.2.2 - <i>Sovraccarichi accidentali</i>	23
D.2.3 - <i>Analisi dei carichi</i>	24
E DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	25
E.1 - Materiali utilizzati.....	25
E.1.1 - <i>Calcestruzzo</i>	25
E.1.2 - <i>Acciai</i>	26
E.1.3 - <i>Collegamenti carpenteria</i>	26
E.1.4 - <i>Muratura</i>	26
E.1.5 - <i>Legno</i>	26
E.1.6 - <i>Bulloneria e viteria da legno</i>	26
E.1.7 - <i>Ancoranti pesanti chimici e meccanici</i>	26
E.1.8 - <i>Rinforzo in FRCM</i>	26
E.2 - VALORI DI CALCOLO.....	26
E.2.1 - <i>Calcestruzzo</i>	26
E.2.1.I - <i>Classe LC25/28</i>	
E.2.2 - <i>Acciaio</i>	27
E.2.2.I - <i>Acciaio da c.a.</i>	
E.2.2.II - <i>Acciaio da carpenteria</i>	
E.2.3 - <i>Bulloneria e viteria</i>	27
E.2.4 - <i>Muratura</i>	28
E.2.4.I - <i>Mattoni pieni</i>	
E.2.4.II - <i>Malta bastarda composizione prescritta M5</i>	
E.2.5 - <i>Legno</i>	28
E.2.6 - <i>FRCM</i>	29
F CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE.....	29
F.1.1.I - <i>Verifica murature</i>	
F.1.1.II - <i>Altana</i>	
F.1.1.III - <i>Verifica elementi legno e non strutturali</i>	
F.2 - <i>Classe di duttilità</i>	37

F.3 - Regolarità strutturale.....	37
F.4 - Tipologia strutturale e coefficiente di comportamento.....	37
F.5 - Stati limite indagati.....	37
F.6 - Giunti di separazione.....	37
F.7 - Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali.....	38
F.8 - Svincoli interni e/o esterni.....	38
F.9 - Schemi statici adottati.....	38
G COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	38
G.1 - Definizione delle combinazioni.....	41
H METODOLOGIA DI ANALISI.....	41
H.1 - Sintesi dei principali risultati dell'analisi.....	42
I CRITERI DI VERIFICA.....	44
I.1 - Generali.....	44
I.2 - Sismici.....	44
J CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE.....	44
K SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA.....	45
K.1 - Verifica globale murature.....	45
K.1.1 - Verifica statica non sismica.....	45
K.1.2 - Verifica sismica – pushover.....	46
K.1.2.I - Verifiche di rigidezza (RIG)	
K.1.2.II - Verifiche di resistenza (RES)	
K.1.3 - Verifica sismica – analisi cinematica fuori piano.....	48
K.1.4 - Indicatori di rischio.....	51
K.2 - Verifica altana.....	52
K.3 - Verifica copertura.....	53
K.3.1 - Copertura uffici.....	53
K.3.2 - Copertura altana.....	55
K.4 - Verifica elementi non strutturali.....	56
K.4.1 - Solaio di controsoffitto sala consigliare.....	56
K.4.1.I - Collegamenti con squadretta caso statico	
K.4.1.II - Rompitratte in acciaio	
K.4.1.III - Collegamento rompitratte	
K.4.2 - Collegamento cannucciati.....	59
L CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.....	61
M COSTRUZIONI ESISTENTI.....	61
M.1 - Scelta motivata della tipologia di intervento.....	61
N DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	62
N.1 - Interazione con altre unità strutturali.....	62
N.2 - Analisi storico critica.....	62
N.3 - Rilievo strutturale.....	62
N.3.1 - Vulnerabilità riscontrate.....	62
O MATERIALI ESISTENTI.....	62
O.1 - Proprietà meccaniche.....	62
O.1.1.I - Muratura in mattoni	
O.1.2 - Legno.....	64
O.2 - Livelli di conoscenza.....	65
O.3 - Fattori di confidenza.....	65
P CONFRONTO CRITICO.....	65
P.1 - Risultati significativi stato di fatto.....	65
P.1.1 - Condizioni statiche.....	65
P.1.2 - Condizioni sismiche.....	65
P.1.2.I - Indicatori di rischio	
P.1.2.II - Tempo di intervento	
P.2 - Risultati significativi stato di progetto.....	66
P.2.1 - Condizioni statiche.....	66
P.2.2 - Condizioni sismiche.....	66
P.2.2.I - Indicatori di rischio	
P.2.2.II - Tempo di intervento	
P.3 - Conclusioni.....	67

Indice delle tabelle

Tabella 1: Interventi strutturali previsti sul fabbricato.....	12
Tabella 2: Localizzazione della struttura.....	14
Tabella 3: coefficienti di forma pareti.....	23
Tabella 4: Coefficienti di forma copertura.....	23
Tabella 5: Solaio di soffitto sala consiglio.....	24
Tabella 6: Copertura in legno di progetto.....	24
Tabella 7: Copertura in legno di progetto sala consiglio.....	24
Tabella 8: Copertura in legno di progetto altana.....	25
Tabella 9: Caratteristiche meccaniche calcestruzzo Classe LC25/28.....	27
Tabella 10: Valori comuni a tutti i tipi di acciaio.....	27
Tabella 11: Caratteristiche meccaniche acciaio da c.a.....	27
Tabella 12: Caratteristiche meccaniche acciaio da carpenteria.....	27
Tabella 13: Caratteristiche meccaniche bulloni e barre di ancoraggio.....	27
Tabella 14: Caratteristiche meccaniche viteria da legno.....	28
Tabella 15: Caratteristiche meccaniche muratura.....	28
Tabella 16: Caratteristiche meccaniche mattoni.....	28
Tabella 17: Caratteristiche meccaniche malta.....	28
Tabella 18: Caratteristiche meccaniche elementi in legno.....	28
Tabella 19: Caratteristiche meccaniche rete in fibra di basalto.....	29
Tabella 20: Casi di Carico Elementari (CCE).....	38
Tabella 21: Risultati analisi modale.....	43
Tabella 22: Domanda in accelerazione.....	47
Tabella 23: indicatori di rischio degli SL analizzati prima dell'intervento.....	51
Tabella 24: indicatori di rischio degli SL analizzati dopo dell'intervento.....	51
Tabella 25: Caratteristiche meccaniche muratura piano terra - stato di fatto.....	63
Tabella 26: Caratteristiche meccaniche muratura piano rialzato e piano primo - stato di fatto.....	63
Tabella 27: Caratteristiche meccaniche muratura piano secondo - stato di fatto.....	64
Tabella 28: Parametri meccanici legno abete bianco categoria III.....	64
Tabella 29: Parametri meccanici legno abete Nord categoria S3.....	64

Indice delle figure

Figura 1: Localizzazione dell'abitato di Bibbiano.....	5
Figura 2: dettaglio della localizzazione del sito di intervento.....	6
Figura 3: PSC estratto carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS).....	7
Figura 4: Legenda PSC carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS).....	7
Figura 5: PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA.....	8
Figura 6: legenda PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA.....	8
Figura 7: PSC stralcio carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30}).....	9
Figura 8: Legenda carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30}).....	9
Figura 9: Spettro normalizzato RSL 3° livello.....	10
Figura 10: Confronto spettro elastico SLV tra RSL 3 livello e semplificato NTC18.....	11
Figura 11: Spettri di risposta elastici approccio semplificato NTC18.....	16
Figura 12: Spettri di risposta elastici RSL di 3° livello.....	17
Figura 13: spettro di piano direzione x.....	18
Figura 14: spettro di piano direzione y.....	19
Figura 15: spettro di piano.....	20
Figura 16: spettro di piano adimensionalizzato.....	21

Figura 17: Orientamento maschi murari.....	30
Figura 18: vista del modello 3D con indicazione della tipologia di elemento finito.....	31
Figura 19: vista del modello 3D con indicazione del materiale.....	32
Figura 20: particolare modello piano terra.....	32
Figura 21: particolare modello piano rialzato.....	33
Figura 22: particolare modello piano primo.....	33
Figura 23: particolare modello piano secondo.....	34
Figura 24: Carichi G_{1k} altana.....	34
Figura 25: Carichi G_{2k} altana.....	35
Figura 26: Carico Q_{nk} neve altana.....	35
Figura 27: particolare piano terra con interventi in FRCM su pareti interne.....	36
Figura 28: pianta strutture in muratura altana.....	37
Figura 29: CDC= G_{1k} permanenti strutturali.....	39
Figura 30: CDC = G_{2k} permanenti non strutturali.....	39
Figura 31: CDC= Q_k carichi variabili cat B.....	40
Figura 32: CDC= Q_k carichi variabili cat H.....	40
Figura 33: CDC= Q_{nk} carico neve.....	41
Figura 34: Deformata modo di vibrare 1 (principale in Y).....	42
Figura 35: Deformata modo di vibrare 2 (principale in X).....	43
Figura 36: sforzo normale N.....	44
Figura 37: tensione $\sigma(N)$	45
Figura 38: Verifica statica non sismica.....	45
Figura 39: tabella riassuntiva analisi pushover.....	46
Figura 40: riassunto indicatore rischio sismico cinatismi.....	48
Figura 41: cinematismo 1.....	49
Figura 42: cinematismo 2.....	49
Figura 43: cinematismo 3.....	50
Figura 44: cinematismo 4.....	50
Figura 45: cinematismo 5.....	51
Figura 46: carico G2 rompitratta.....	57
Figura 47: carico cat H rompitratta.....	57
Figura 48: momento M33 rompitratta.....	58
Figura 49: verifica a flessione rompitratta.....	58
Figura 50: grafico fissaggio cannucciato.....	61

A DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione tratta del progetto di miglioramento sismico del fabbricato ospitante il municipio del comune di Bibbiano. Nel seguito saranno illustrati gli interventi previsti.

Il rilievo geometrico e materico prendono principale spunto dallo studio di “Valutazione della sicurezza degli edifici strategici o rilevanti di cui al DPCM 03.08.07, art.2 comma 3 OPCM 20.03.03 n.3274 e OPCM 3362/2004” redatto dall'ing. Sergio Spallanzani dello studio Abaton nel Marzo del 2011, a cui si rimanda.

Alla presente relazione sono allegate le tavole di rilievo delle murature e dei solai esistenti, evidenziando anche gli interventi di rinforzo strutturale effettuati durante la ristrutturazione post sisma del 1983, riportati anche nella ricerca storica della succitata relazione di vulnerabilità sismica.

Per lo stato degli elementi non strutturali dei controsoffitti dei solai, la base per le considerazioni sono le analisi effettuate da Tecnoindagini s.r.l. ing. Marco Gallotta nel Maggio del 2019 a cui si rimanda per i dettagli.

A.1 - Contesto edilizio

Il fabbricato oggetto di intervento è un fabbricato adibito a sede del municipio di Bibbiano, sito in Piazza Damiano Chiesa 2 in comune di Bibbiano. Il sito è in zona pianeggiante.

Si riporta l'immagine satellitare del sito di intervento.

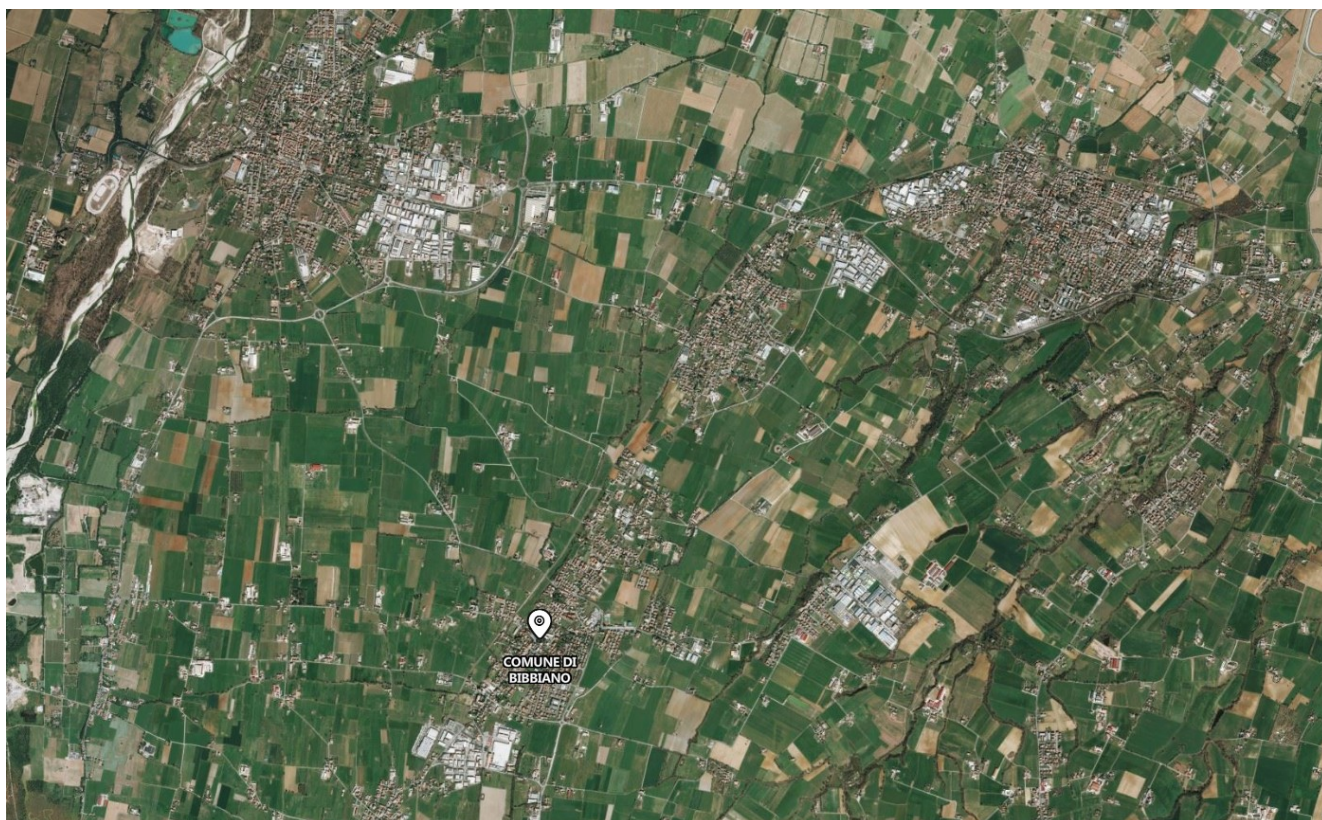


Figura 1: Localizzazione dell'abitato di Bibbiano



Figura 2: dettaglio della localizzazione del sito di intervento

A.2 - Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione

Il sito si presenta pianeggiante pertanto verrà adottato, nella definizione dell'azione sismica, un coefficiente topografico $S_T = 1,0$.

Dal punto di vista geofisico, è stato approfondito lo studio della zona con una relazione redatta dal dott. Geol. Arrigo Giusti nel Febbraio 2010 come base della valutazione di sicurezza dell'ing. Sergio Spallanzani.

Sono state condotte le seguenti prove:

- Sondaggio sismico a rifrazione MASW ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo

Il risultato della prova ha restituito un valore della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo di:

$$V_{s,30} = 285 \text{ m/s}$$

Il valore è in linea con quanto indicato nei documenti del PSC del comune di Bibbiano (vedi Figura 7).

L'approccio semplificato delle Norme Tecniche per le Costruzioni classifica il sottosuolo come appartenente alla categoria C corrispondente a "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s". Le diverse categorie dei terreni di fondazione sono descritte nel par. 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018.

Da queste considerazioni si calcola il coefficiente di amplificazione stratigrafica caratteristico per il sito con l'approccio semplificato della normativa. assume valore pari a $S_s = 1,415$ per SLV.

Il valore del coefficiente di sottosuolo complessivo è quindi $S = S_T \cdot S_s = 1,415$.

Dal punto di vista del rischio di liquefazione, lo studio effettuato dal dott. Giusti evidenzia un rischio molto basso.

A.3 - Prescrizioni negli elementi di pianificazione territoriale e urbanistica

L'area di intervento rientra nelle aree del comune di Bibbiano in cui è richiesto un approfondimento di 2° livello della microzonazione sismica, come da cartografia riportata (vedi Figura 3). In particolare il lotto su cui sorge l'edificio oggetto di intervento fa parte della "Zona con depositi alluvionali ghiaiosi e argilloso-limosi a grado di consistenza alto.

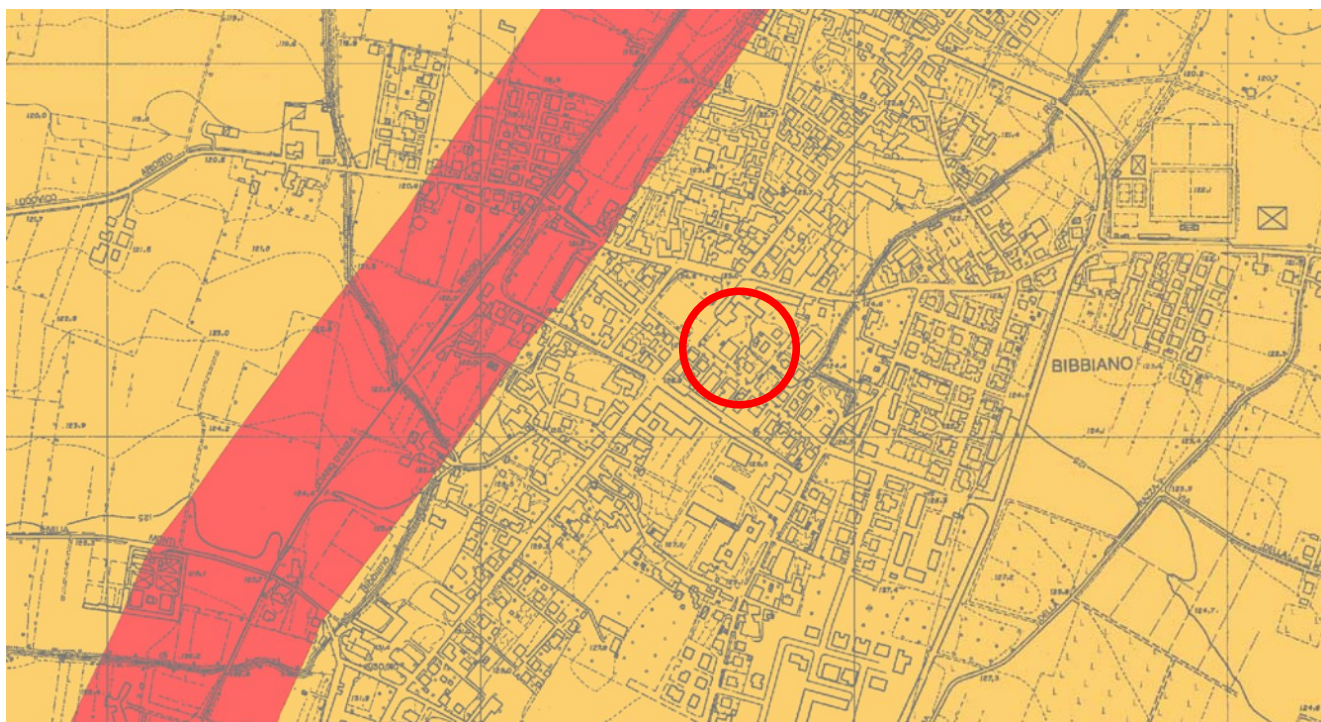


Figura 3: PSC estratto carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

LEGENDA



Confine comunale



Zone stabili con depositi alluvionali ghiaiosi e argilloso-limosi a grado di consistenza alto.
Microzonazione sismica: II livello di approfondimento per amplificazione litostratigrafiche.



Zone potenzialmente instabili con depositi di piana alluvionale o di canale fluviale che contengono intercalazioni di strati sabbiosi - sabbioso limosi.
Microzonazione sismica: III livello di approfondimento per verifica di suscettività alla liquefazione, fattori di amplificazione FaPGA ed FaS da calcolare con analisi numerica monodimensionale 1D.



Figura 4: Legenda PSC carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

Come da Figura 5. Il fattore di amplificazione per $V_{s,30}$ $FA_{PGA} = 1,5$ è simile a quanto indicato dall'approccio semplificato della normativa.

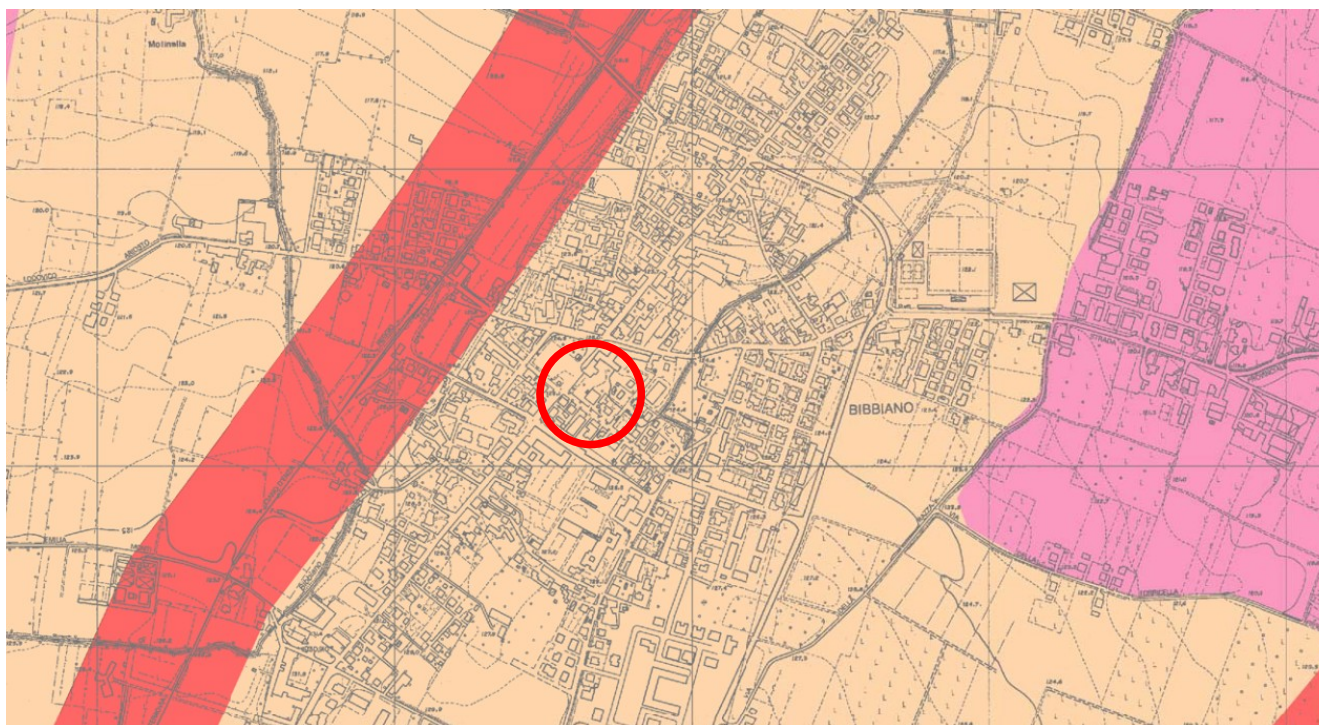


Figura 5: PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA

LEGENDA



Confine comunale



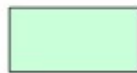
FATTORI DI AMPLIFICAZIONE



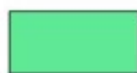
FaPGA = 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,8
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,3 + 2,5



FaPGA = 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,7 + 1,8
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,3



FaPGA = 1,4 + 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,7
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,0 + 2,3



FaPGA = 1,4
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,5 + 1,7
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 1,8 + 2,0



Dossi fluviali, III livello di approfondimento per potenziale liquefazione.
Fattori di amplificazione FaPGA, FaIS 0,1-0,5 sec, FaIS 0,5-1,0 sec calcolati con analisi numerica monodimensionale 1D.

Figura 6: legenda PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA

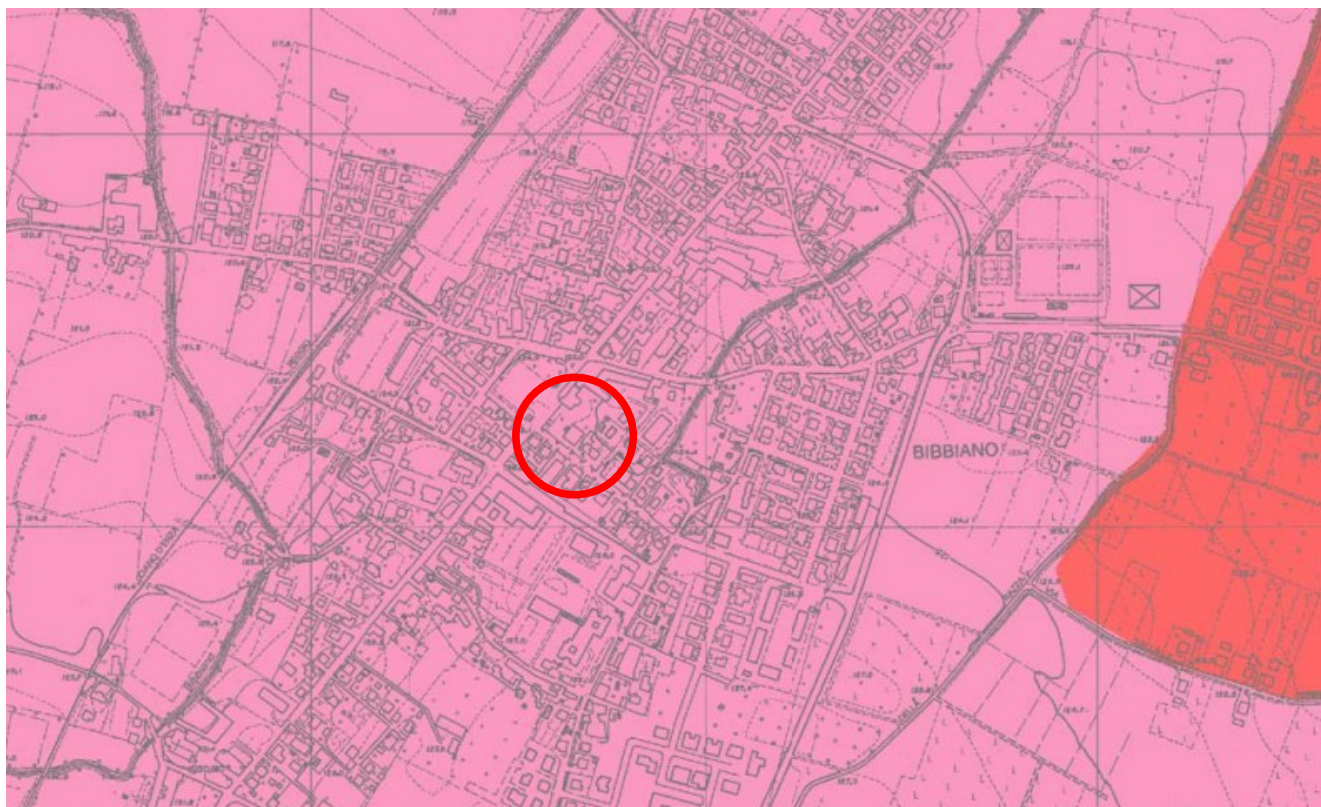


Figura 7: PSC stralcio carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30})

LEGENDA



Confine comunale



TERRENO DI CATEGORIA "C" DA 180 m/sec A 360 m/sec



Classe da 180 m/sec a 240 m/sec



Classe da 240 m/sec a 300 m/sec



Classe da 300 m/sec a 360 m/sec

TERRENO DI CATEGORIA "B" DA 360 m/sec A 800 m/sec



Categoria B da 360 m/sec a 800 m/sec

Figura 8: Legenda carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30})

A.3.1 - Risposta sismica locale

Essendo l'edificio classificato come strategico di classe 4, è necessario un approfondimento della risposta sismica del sottosuolo con una analisi sismica locale del 3 livello. Alla presente è allegato lo studio condotto dal dott. geol. Arrigo Giusti i cui risultati sono

Fattore di amplificazione $FA = 1,262$
Amplificazione spettrale massima $F_0 = 2,355$
Accelerazione massima al sito $PGA = 0,246 \text{ g}$
da cui si ottiene lo spettro normalizzato rappresentato in

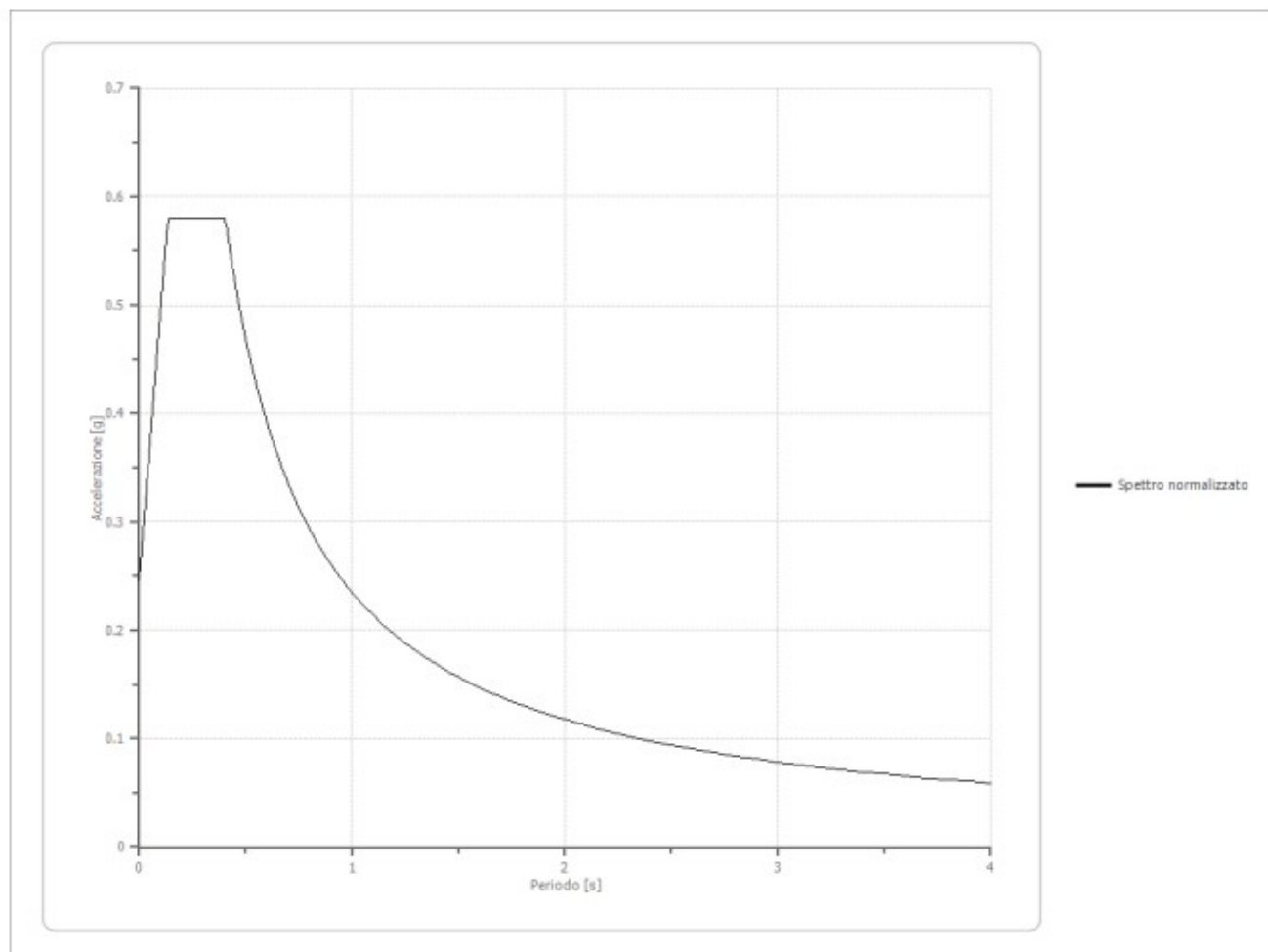


Figura 9: Spettro normalizzato RSL 3° livello

In Figura 10 si confrontano gli spettri di risposta sismica locali di 3° livello con quello semplificato proposto dalla normativa [1].

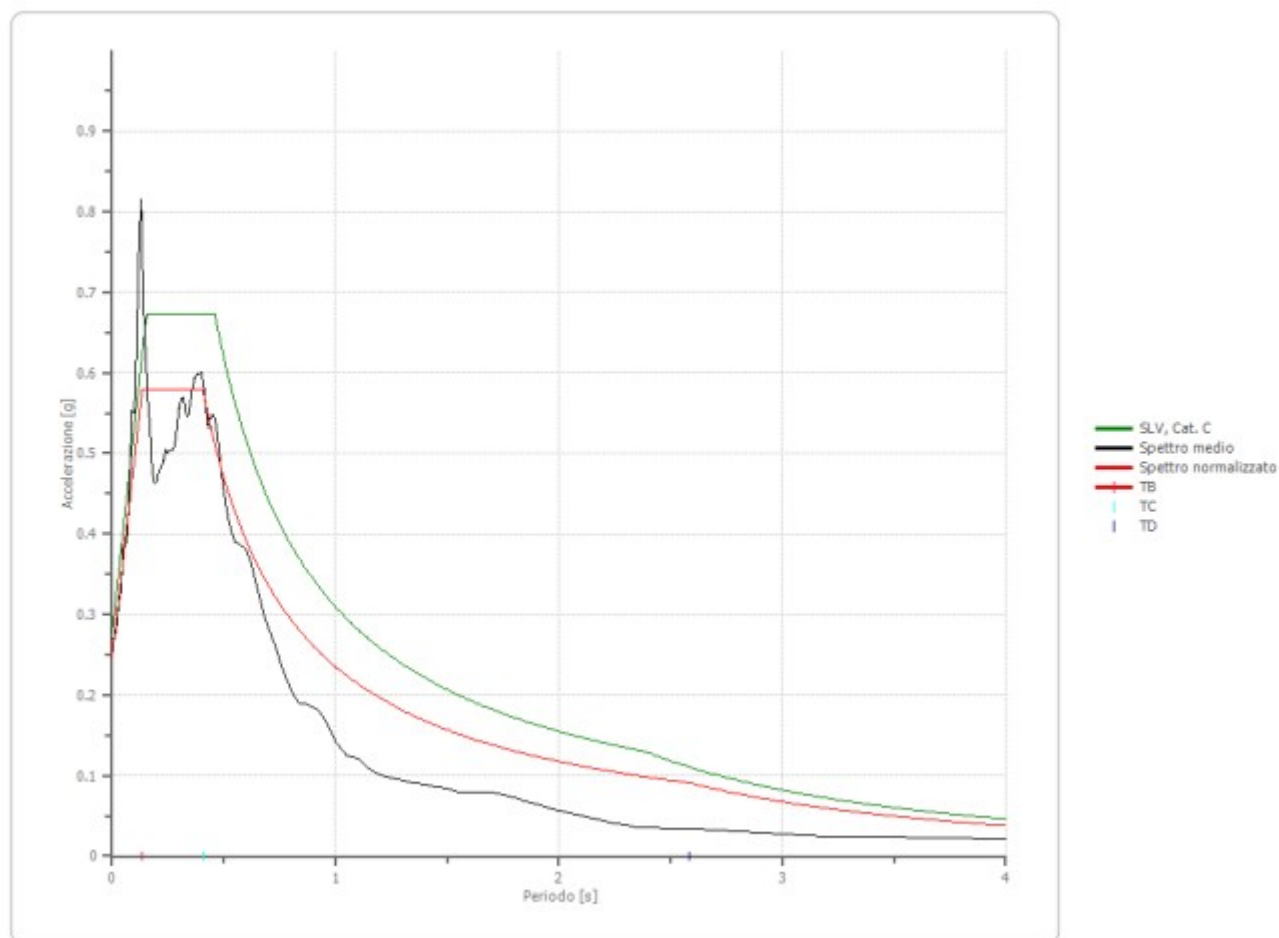


Figura 10: Confronto spettro elastico SLV tra RSL 3 livello e semplificato NTC18

Al fine del calcolo delle azioni sismiche, si considera quanto ricavato dall'analisi di risposta sismica locale di 3° livello per il sito in questione.

B DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

B.1 - Descrizione generale della struttura

B.1.1 - Elevazione

L'edificio oggetto del presente documento di studio è ubicato nel centro di Bibbiano di fronte a piazza Damiano Chiesa, 2 ed è sede degli uffici dell'Amministrazione Comunale di Bibbiano.

Lo stabile, isolato e di forma pressoché quadrata in pianta, si affaccia verso nord-ovest su piazza Damiano Chiesa ed è costeggiato verso sud-ovest da via Antonio Gramsci. Come desumibile dalle planimetrie l'edificio municipale risulta isolato ed eretto su di un lotto autonomo, non vi sono quindi interazioni con altre costruzioni.

Complessivamente la costruzione è costituita da cinque piani fuori terra, compresa l'altana, delle dimensioni di $19,15 \times 18,9$ m circa, per una superficie coperta di 360 m^2 ed un volume complessivo di 6.255 m^3 . L'altezza media di piano è di circa 4,80 m, mentre l'altezza in gronda, escludendo il piano dell'altana, è di circa 18 m.

Il fabbricato in muratura, nato come casino residenziale, risale ai primi anni del '900 ed ha subito interventi di modifica ancor prima di essere terminato, a seguito dell'acquisto da parte dell'Amministrazione Comunale avvenuta nel 1920. Nel 1979 vennero poi realizzati degli interventi di sistemazione dell'edificio municipale, lavori poi interrotti a seguito dell'evento sismico del 9 novembre 1983. A seguito di questo evento l'edificio subì danni di notevole entità, tali da richiedere un tempestivo intervento di consolidamento ed una riorganizzazione più funzionale e sismicamente più corretta delle destinazioni d'uso. Tali lavori proseguirono attraverso numerose fasi esecutive e subirono diverse modifiche in corso d'opera, come documentato dalle perizie suppletive e di variante depositate, e terminarono nel marzo del 1989.

Attualmente il piano terra è destinato ad archivi, mentre nei piani rialzato e primo si trovano diversi uffici aperti al

pubblico. Al piano secondo, parzialmente di sottotetto, si trova invece l'ufficio tecnico, mentre l'altana è stata destinata a sala riunioni per la commissione edilizia. Ai vari piani si accede mediante la scala situata sul lato Nord-Ovest o attraverso l'adiacente ascensore di recente realizzazione. L'accesso all'edificio avviene attraverso la scalinata principale, la quale è sormontata da una balconata, sostenuta da quattro alte colonne erette sopra l'ingresso.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è costituito da muratura in pietrame a sacco di spessore variabile per i primi 3 piani, mentre il sottotetto e l'altana sono costituiti da muratura laterizia tradizionale in mattoni pieni. Si vuole subito anticipare che, come si vedrà in seguito, le murature sono state rinforzate a seguito dell'evento sismico avvenuto nel 1983, mediante l'inserimento nelle murature perimetrali di tiranti Dywidag e attraverso un intonaco armato costituito da betoncino, realizzato invece sulle pareti interne.

Tutti i solai sono a struttura portante in legno, rinforzati con putrelle in acciaio e collegati alle murature attraverso una serie di catene in acciaio. La copertura è anch'essa in legno, con sovrastante tavellonatura, caldana e manto di coppi.

B.1.2 - Fondazione

Le strutture di fondazione non sono oggetto di indagine ed intervento non essendo verificate le condizioni di cui al paragrafo 8.3 di [1].

B.2 - Tipologia di intervento

L'intervento è di miglioramento sismico come definito al paragrafo 8.4.2 di [1].

A valle della valutazione di sicurezza, gli interventi previsti sono i seguenti:

Tabella 1: Interventi strutturali previsti sul fabbricato

	Descrizione	Classificazione
INT 1	Rinforzo murature a piano terra con intervento FRCM a base di rete biassiale in fibra di basalto e geomalta a base di calce naturale	MIGLIORAMENTO
INT 2	Realizzazione di doppio assito incrociato sulle falde di copertura degli uffici per completare il piano rigido, con rimozione dell'attuale piano in tavelloni in laterizio e inserimento di piatto in acciaio di collegamento per migliorare la resistenza a trazione	MIGLIORAMENTO
INT 3	Realizzazione di doppio assito incrociato sulle falde di copertura dell'altana per realizzare un piano rigido e con rimozione delle pianelle esistenti per alleggerire il solaio di copertura	MIGLIORAMENTO
INT 4	Allineamento delle aperture ai piani rialzato e secondo. Chiusura di aperture e nicchie con particolare attenzione a quelle in vicinanza degli incroci d'angolo	MIGLIORAMENTO
INT 5	Collegamento di tutti i controsoffitti in cannucciato ai travetti lignei, in sostituzione delle classiche trecce che hanno ceduto in più parti	INTERVENTO LOCALE
INT 6	Rinforzo del solaio di controsoffitto della sala consigliare con inserimento di ferramenta di collegamento tra i travetti lignei e rompitratta dei travetti principali in sostituzione dei morali di collegamento ancorati alla copertura	INTERVENTO LOCALE
INT 7	Inserimento di profilo a correre sulla muratura come cordolo a trazione e funzione di catena in corrispondenza del solaio di controsoffitto della sala consigliare, al fine di limitare possibili ribaltamenti fuori piano	INTERVENTO LOCALE

Essendo il fabbricato soggetto a vincolo dei beni culturali, non sarà strettamente necessario rispettare le condizioni che $\zeta_E \geq 0,60$ o in alternativa $\Delta\zeta_E \geq 0,10$ secondo le [1]. Ai sensi dell'ordinanza [7] si deve almeno raggiungere $\zeta_E \geq 0,60$ con un miglioramento sismico minimo $\Delta\zeta_E \geq 0,10$ e quindi si fa riferimento a questa ultima condizione più restrittiva.

B.2.1 - Destinazione d'uso

L'edificio è sede dell'amministrazione comunale di Bibbiano e sede del Centro Operativo Comunale (COC).

B.2.2 - Vincoli architettonici

La costruzione rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, conseguentemente la sua tutela è disciplinata dalla relativa normativa vigente, in particolare da [12].

C RIFERIMENTI NORMATIVI**C.1 - Normativa tecnica di riferimento**

- [1] D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL:PP - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI 11119:2004 - Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera
- [4] UNI 11035-2:2010 - Legno strutturale - Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici per tipi di legname strutturale

C.2 - Altri documenti tecnici di riferimento

- [5] ing. Sergio Spallanzani, studio Abaton - Valutazione della sicurezza degli edifici strategici o rilevanti di cui al DPCM 03.08.07, art.2 comma 3 OPCM 20.03.03 n.3274 e OPCM 3362/2004" redatta nel Marzo 2011
- [6] Tecnoindagini s.r.l. - ing. Marco Gallotta - "Libretto sanitario sullo sfondellamento dei solai" – redatta nel Maggio 2019
- [7] Ordinanza del Capo del Dipartimento della Protezione Civile O.D.C.P.C n. 532 del 12 luglio 2018 - "Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009 n. 39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n. 77, in materia di contributi per gli interventi di prevenzione del rischio sismico"
- [8] Circolare Ministero per i Beni e le Attività Culturali n. 26 del 02/12/2010 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) del 23/07/2010
- [9] CNR-DT 206 R1/2018 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"
- [10] CNR-DT 207 R1/2018 – "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- [11] CNR-DT 2015/2018 – "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"

C.3 - Vincoli urbanistici

- [12] Piano Strutturale Comunale del comune di Bibbiano adottato con delibera di Consiglio Comunale n°73 del 30/12/2013 e approvato con delibera di Consiglio Comunale n°59 del 17/12/2015
- [13] D. Lgs. 22 gennaio 2004 n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"

D DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE**D.1 - MODELLAZIONE SISMICA DI BASE****D.1.1 - Vita nominale**

Tipi di costruzione		Valori minimi di V_N (anni)	
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10	<input type="checkbox"/>

2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100	<input type="checkbox"/>

Per il progetto si considera un valore di $V_N = 50$ anni.

D.1.2 - Classe d'uso

Classe	Descrizione	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	<input type="checkbox"/>
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	<input type="checkbox"/>
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	<input type="checkbox"/>
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	<input checked="" type="checkbox"/>

Coefficiente d'uso: $C_U = 2,0$

D.1.3 - Periodo di riferimento

Dalle considerazioni precedenti, il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica è: $V_R = C_U \cdot V_N = 100$ anni

D.1.4 - Categoria del sottosuolo

Dalle considerazioni di cui al par. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione, si considera una categoria di sottosuolo C ai sensi del 3.2.2 di [1].

D.1.5 - Categoria topografica

Dalle considerazioni di cui al par. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione, si considera una categoria topografica T1 ai sensi del 3.2.2 di [1].

D.1.6 - Zona sismica del sito

Il comune di Bibbiano è classificato sismicamente in zona 3 a bassa sismicità dalla DGR 1435/2003.

D.1.7 - Coordinate geografiche del sito

Tabella 2: Localizzazione della struttura

Località	BIBBIANO
Comune	BIBBIANO
Provincia	REGGIO EMILIA

Regione	EMILIA ROMAGNA		
Longitudine	10.473428° (WGS84)	10.474444° (ED50)	
Latitudine	44.663263° (WGS84)	44.664206° (ED50)	

D.1.8 - Azione sismica di base

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Per ogni costruzione oggetto del progetto, è stata definita la propria azione sismica secondo le peculiari caratteristiche di Classe d'uso.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	C_U	Periodo V_R [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2,0	100.0	C	T1

Parametri sismici

Stato limite		SLO	SLD	SLV	SLC	
Probabilità di superamento		81	63	10	5	%
Periodo di ritorno	T_R	60	101	949	1950	anni
Accelerazione al suolo	a_g	0,067	0,084	0,196	0,242	g
	F_o	2,484	2,468	2,425	2,459	
	T_c^*	0,264	0,273	0,292	0,304	s

Spettro orizzontale		SLO	SLD	SLV	SLC	
Coefficiente amplificazione stratigrafica	S_s	1,500	1,500	1,415	1,343	
Coefficiente T_c per stratigrafia	C_c	1,630	1,612	1,576	1,555	
Coefficiente di sito	S	1,500	1,500	1,415	1,343	
Periodi spettro	T_b	0,143	0,147	0,153	0,158	s
	T_c	0,430	0,440	0,460	0,473	s
	T_d	1,868	1,936	2,384	2,568	s

Da questi valori si ottiene un andamento dello spettro elastico di risposta rappresentato nella Figura 11 secondo l'approccio semplificato di [1].

Spettro di risposta elastico orizzontale

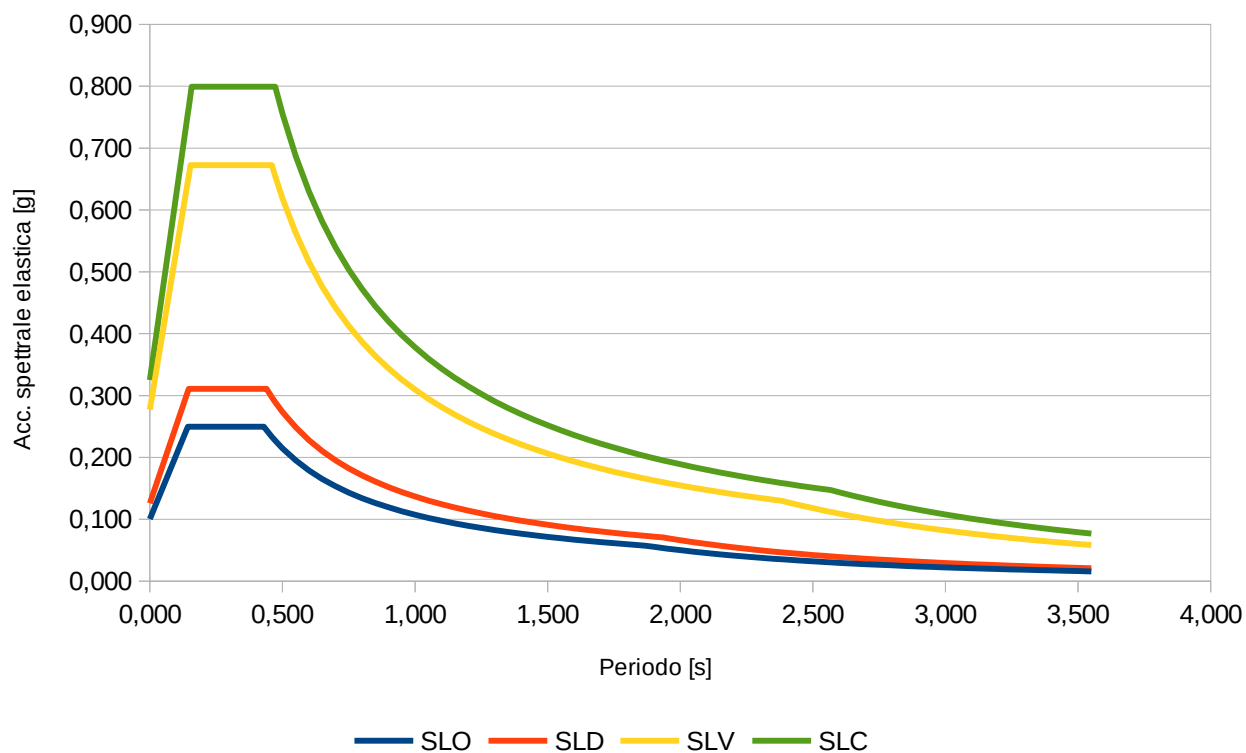


Figura 11: Spettri di risposta elastici approccio semplificato NTC18

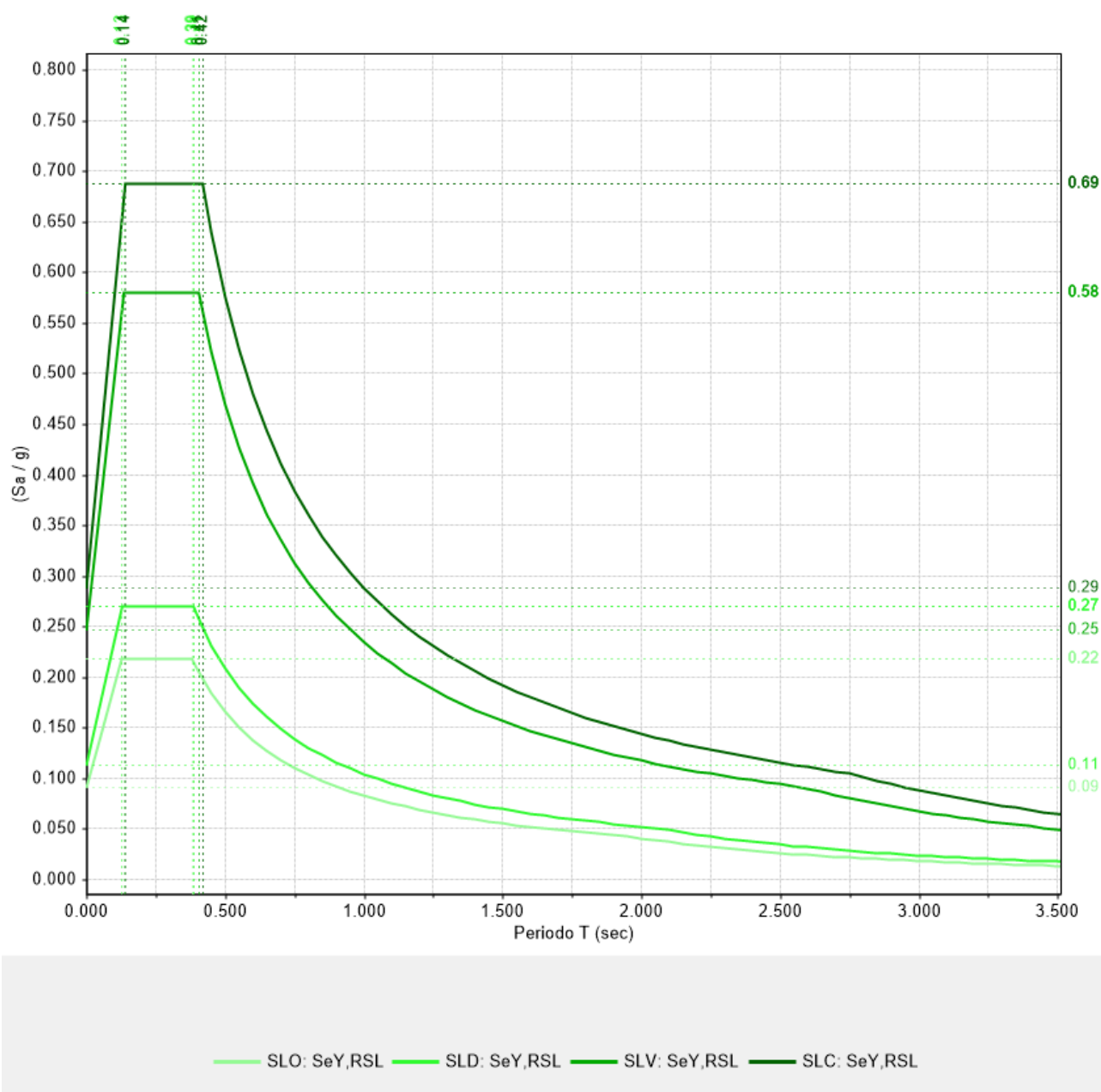


Figura 12: Spettri di risposta elastici RSL di 3° livello

D.1.8.I - Spettro di piano altana

Al fine del calcolo delle azioni sismiche sulle murature dell'altana, si è definito anche lo spettro di piano seguente:

Periodo elemento n.s.	dir x	$T_{a,x}$	0,110	s
	dir y	$T_{a,y}$	0,110	s
Periodo proprio struttura	dir x	$T_{1,x}$	0,318	s
	dir y	$T_{1,y}$	0,298	s
Parametri da tabella C7.2.II			dir x	dir y
a			0,8	0,8

		b	1,4	1,4		
		a_p	5,0	5,0		
			SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione spettrale	dir x	$S_a(T_{a,x})$	0,426	0,534	1,175	1,377 g
	dir y	$S_a(T_{a,y})$	0,451	0,566	1,245	1,459 g
	ad	$S_a(T_{a,y})/(\alpha S)$	4,237	4,488		

I periodi del fabbricato sono quelli derivanti dai risultati dell'analisi modale Tabella 21 mentre il periodo proprio dell'altana è stato calcolato con la formula semplificata C7.3.2 di [2].

Spettro di piano orizzontale dir x

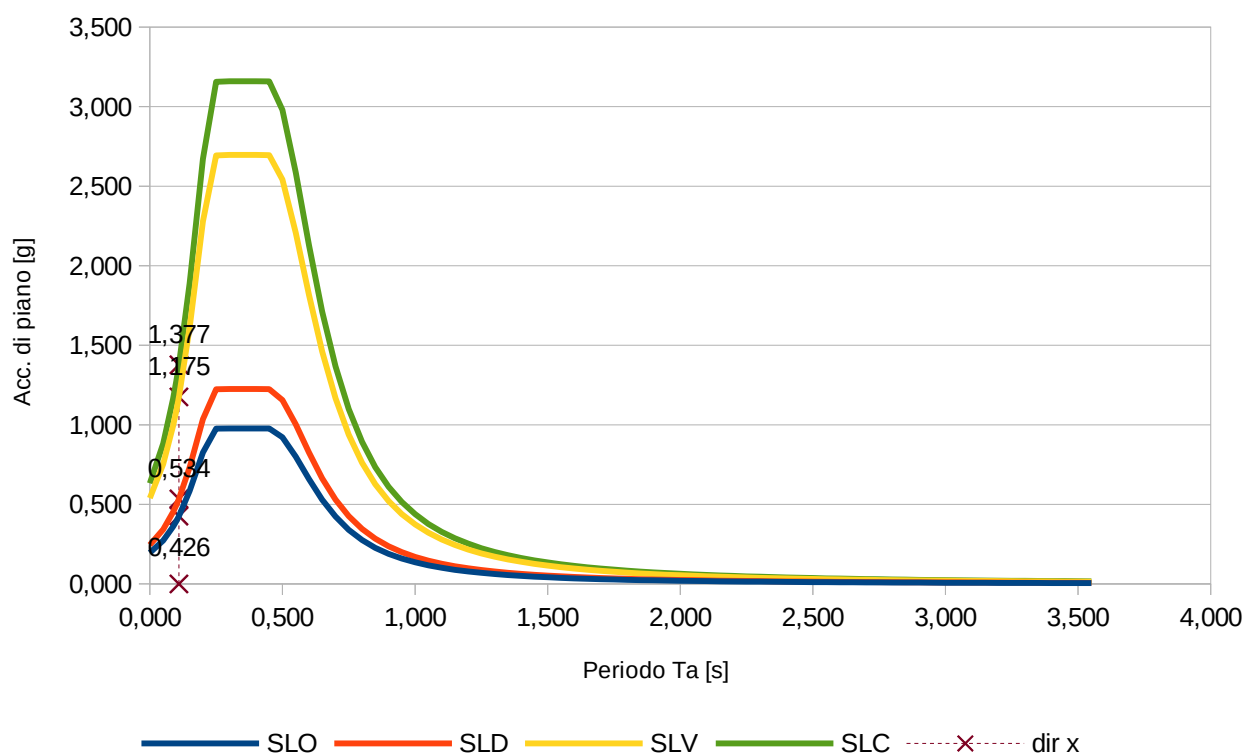


Figura 13: spettro di piano direzione x

Spettro di piano orizzontale dir y

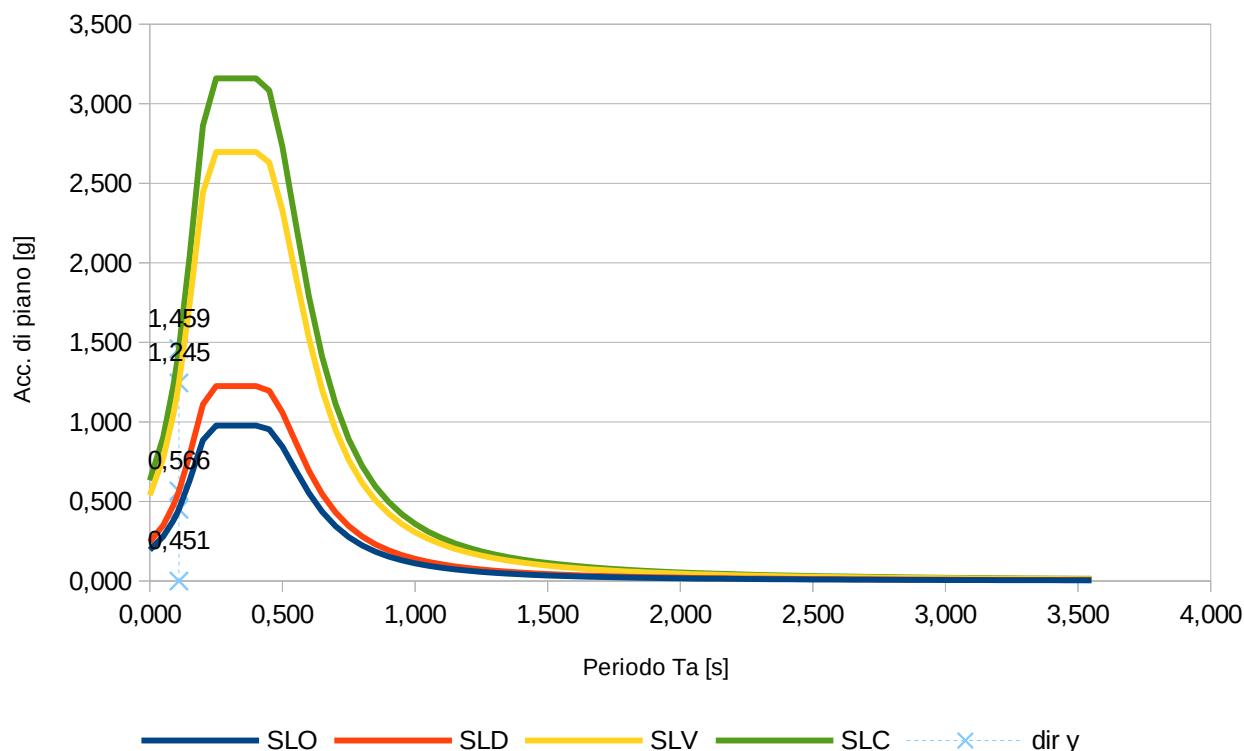


Figura 14: spettro di piano direzione y

D.1.8.II - Spettro di piano collegamenti non strutturali

Al fine del calcolo dei collegamenti degli elementi non strutturali, si è definito anche lo spettro di piano seguente:

Periodo elemento n.s.	dir x	$T_{a,x}$	0,300	s		
	dir y	$T_{a,y}$	0,300	s		
Periodo proprio struttura	dir x	$T_{1,x}$	0,300	s		
	dir y	$T_{1,y}$	0,300	s		
Parametri da tabella C7.2.II			dir x	dir y		
			a	0,8	0,8	
			b	1,4	1,4	
			a_p	5,0	5,0	
			SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione spettrale	dir x	$S_a(T_{a,x})$	0,754	0,945	2,080	2,437 g
	dir y	$S_a(T_{a,y})$	0,754	0,945	2,080	2,437 g
	ad	$S_a(T_{a,y})/(\alpha S)$	7,500	7,500		

A favore di sicurezza, i periodi del fabbricato e dell'elemento non strutturale sono stati scelti di modo da

massimizzare il valore dello spettro.

Spettro di piano orizzontale dir x

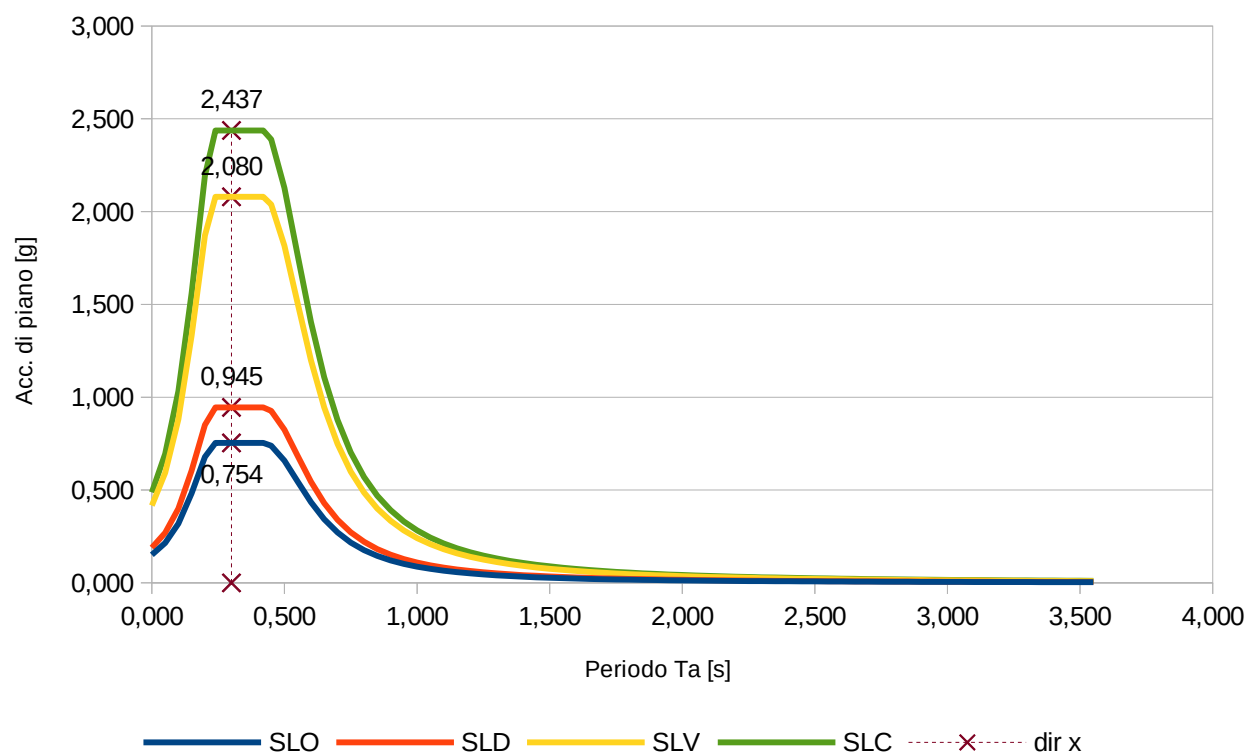


Figura 15: spettro di piano

Spettro di piano orizzontale adimensionalizzato

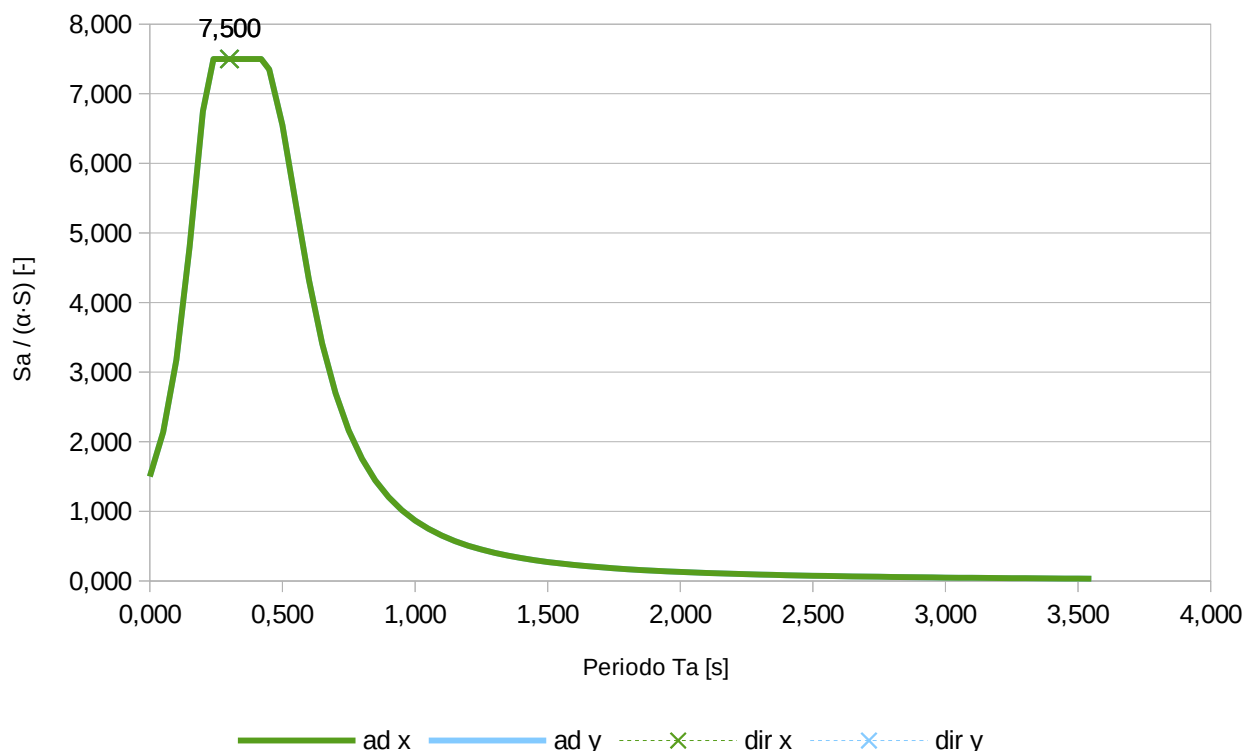


Figura 16: spettro di piano adimensionalizzato

D.2 - Definizione dei sovraccarichi

Si definiscono le azioni naturali, i sovraccarichi e le azioni sismiche di base agenti sulla struttura:

D.2.1 - Azioni naturali**D.2.1.1 - Neve**Sito

Località

Provincia

Zona

Altitudine

Bibbiano
Reggio Emilia
 Zona I – Mediterranea
120 m

Valore di riferimento carico neve al suolo

Carico neve al suolo	q_{sk}	1,50	kN/m ²
Periodo di ritorno	T_n	50	anni
Coefficiente di variazione	v	0,6	
Probabilità annuale di superamento	P_n	2,00%	
Carico neve al suolo per periodo T_n	q_{sn}	1,50	kN/m ²
	α_R	1,00	

Carico neve sulle coperture

Coefficiente di esposizione	C_E	1,00
Coefficiente termico	C_t	1,00

Falda 1

Angolo falda con orizzontale	α_1	21,80	°
Coefficiente di forma della copertura	μ_1	0,80	
	q_s	1,20	kN/m ²
<u>Falda 2</u>			
Angolo falda con orizzontale	α_2	21,80	°
Coefficiente di forma della copertura	μ_1	0,80	
	q_s	1,20	kN/m ²

D.2.1.II - Vento

L'azione base viene calcolata rispetto all'altezza massima del fabbricato.

Valori di base

Zona geografica		Zona 2	
Velocità base di riferimento s.l.m.	$v_{b,0}$	25	m/s
Altitudine di riferimento	a_0	750	m
Parametro di zona	k_s	0,45	m
Densità dell'aria	ρ	1,25	kg/m ³
Altitudine del sito	a_s	120	m
Coefficiente di altitudine	c_a	1,000	
Velocità base di riferimento	v_b	25,0	m/s

Valori di riferimento

Tempo di ritorno	T_R	50	anni
Coefficiente di ritorno	c_r	1,000	
Velocità di riferimento	v_r	25,0	m/s
Pressione cinetica di riferimento	q_r	391	N/m ²
		0,39	kN/m ²

Influenza del sito

Altezza di riferimento costruzione	z	24,50	m
Classe di rugosità del terreno		B	
Categoria di esposizione		IV	
Coefficiente di topografia	c_t	1,000	
Fattore del terreno	K_r	0,22	
Lunghezza di rugosità	z_0	0,3	m
Altezza minima	z_{min}	8	m
Altezza massima	z_{max}	200	m
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2,430	
Coefficiente dinamico	c_d	1,000	
Coefficiente di attrito	c_f	0,04	

Pressione del vento

Pressione del vento normale	p	949,1	N/m ²
		0,95	kN/m ²
Azione tangente del vento	p _f	38,0	N/m ²
		0,04	kN/m ²

I dati geometrici del fabbricato per il calcolo del coefficiente di forma sono i seguenti:

Caratteristiche geometriche

Altezza edificio	h	24,50	m
Larghezza	b	19,00	m
Profondità	d	19,00	m
Inclinazione falda 1	p ₁	45,00%	
Angolo falda 1	α ₁	0,423	rad
		24,2	°
Inclinazione falda 2	p ₂	45,00%	
Angolo falda 2	α ₂	0,423	rad
		24,2	°
Rapporto altezza/larghezza	h/b	1,289	
Rapporto altezza/profondità	h/d	1,289	

EDIFICIO ALTO

I coefficienti di forma sono calcolati per un edificio con copertura a padiglione.

Tabella 3: coefficienti di forma pareti

		C _{pe}
Pareti	sopravento	0,800
	sottovento	-0,514
	lateralì	-0,900

Dal punto di vista delle verifiche delle murature, l'azione sismica è molto più gravosa di quella orizzontale del vento, già verificata nella valutazione di sicurezza, pertanto questa non viene considerata in fase di progetto. Viene invece considerata per la verifica degli elementi di copertura in legno.

Tabella 4: Coefficienti di forma copertura

		C _{pe,min}	C _{pe,max}	q _{w,k,min}	q _{w,k,max}
Copertura	sopravento	-0,477	0,323	-0,45	0,31
	sottovento	-0,508		-0,48	
	lateralì	-0,923		-0,88	

D.2.2 - Sovraccarichi accidentali

I sovraccarichi accidentali sono quelli tipici della destinazione d'uso di uffici aperti al pubblico che è assegnata al fabbricato. Con riferimento alla [1], per gli orizzontamenti si prevede quindi:

	Categoria	Descrizione	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Orizzontamenti interni	Cat. B2	Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00
Controsoffitto sala consiglio	Cat. H	Manutenzione	0,50	1,20

D.2.3 - Analisi dei carichi

Si riportano le analisi per i solai che vedono variati i carichi a seguito degli interventi in progetto.

Nella valutazione di sicurezza sono riportate le tabelle con le analisi dei carichi dell'esistente.

Tabella 5: Solaio di soffitto sala consiglio

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Tavellone in laterizio	6,5	6	0,40
G _{1,k}	Travetti in legno	5,0	6×8/60	0,04
G _{2,k}	Intonaco civile	20,0	1,5	0,30
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,04
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				0,70
Carico accidentale cat. H Q _{s,k}				0,50
Carico totale				1,24

Tabella 6: Copertura in legno di progetto

Tipo	materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Copertura in coppi			0,70
G _{2,k}	Listelli di ventilazione	5	5x5x100/50	0,05
G _{2,k}	Impermeabilizzazione	10,0	0,4	0,05
G _{2,k}	Pannello OSB	5	2	0,10
G _{2,k}	Isolamento lana di roccia	1,2	18	0,20
G _{2,k}	Doppio assito incrociato	5,0	2,5+2,5	0,25
G _{2,k}	Intonaco/rete intonacata	20,0	1,5	0,30
G _{1,k}	Struttura lignea secondaria (travetti)	5,0	10x12x100/50	0,10
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,35
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				1,40
Carico Neve cat. H Q _{n,k}				1,20
Carico totale				2,95

Tabella 7: Copertura in legno di progetto sala consiglio

Tipo	materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Copertura in coppi			0,70
G _{2,k}	Listelli di ventilazione	5	5x5x100/50	0,05
G _{2,k}	Impermeabilizzazione	10	0,4	0,05

$G_{2,k}$	Pannello OSB	5	2	0,10
$G_{2,k}$	Isolamento lana di roccia	1,2	18	0,20
$G_{2,k}$	Doppio assito incrociato	5,0	2,5+2,5	0,25
$G_{1,k}$	Struttura lignea secondaria (travetti)	5,0	10x12x100/50	0,10
Tot permanenti portati $G_{1,k}$				0,35
Tot permanente n.c.d. $G_{2,k}$				1,10
Carico Neve cat. H $Q_{n,k}$				1,20
Carico totale				2,65

Tabella 8: Copertura in legno di progetto altana

Tipo	materiale	Peso specifico [KN/m ³]	Spessore [cm]	Carico [KN/m ²]
$G_{2,k}$	Copertura in coppi			0,70
$G_{2,k}$	Listelli di ventilazione	5	5x5x100/50	0,05
$G_{2,k}$	Impermeabilizzazione	18,0	0,4	0,10
$G_{2,k}$	Pannello OSB	5	2	0,10
$G_{2,k}$	Isolamento lana di roccia	1,2	18	0,20
$G_{2,k}$	Doppio assito incrociato	5,0	2,5+2,5	0,25
$G_{2,k}$	Intonaco/rete intonacata	20,0	1,5	0,30
$G_{1,k}$	Struttura lignea secondaria (travetti)	5,0	10x12x100/50	0,10
Tot permanenti portati $G_{1,k}$				0,35
Tot permanente n.c.d. $G_{2,k}$				1,45
Carico Neve cat. H $Q_{n,k}$				1,20
Carico totale				3,00

E DESCRIZIONE DEI MATERIALI

E.1 - Materiali utilizzati

E.1.1 - Calcestruzzo

I componenti la miscela devono rispettare le seguenti prescrizioni:

- Cemento: ...tipo CEM II/A-LL 32,5 R conforme a UNI EN 197-1
- Aggregati: ...obbligo di marcatura CE conforme a UNI EN 12620
- Acqua:conforme a UNI EN 1008
- Additivi:conformi a UNI EN 934-2

Per il processo di posa in opera e maturazione si fa riferimento a UNI EN 13670.

Localizzazione struttura

solaio

Classe di resistenza

LC25/28

Classe di massa volumica

D1,6

Classe di esposizione

XC2

Classe di consistenza

S5

[mm]

E.1.2 - Acciai

	Classe	Norma	Note
Acciaio da c.a. in barre	B450C		
Acciaio da c.a. rete	B450A		
Acciaio da carpenteria	S275JR	UNI EN 10025-2	Laminati a caldo con profili a sezione aperta o lunghi
	S275JR	UNI EN 10025-2	Piastrame
	S275JR	UNI EN 10019	Profili a freddo cavi

E.1.3 - Collegamenti carpenteria

	Classe	Norma	Note
Bulloneria	8.8	UNI EN 15048-1	Bulloni a serraggio non controllato
Viti	8.8	UNI EN ISO 4014	
Dado	8	UNI EN ISO 4032	
Rondelle	300HV	UNI EN ISO 7089	

E.1.4 - Muratura

Muratura in mattoni pieni e malta M5

E.1.5 - Legno

Tipologia	travetti/assito
Classe di resistenza	C24
Normativa di riferimento	UNI EN 338

E.1.6 - Bulloneria e viteria da legno

Tasche in acciaio per collegamento legno-calcestruzzo in acciaio al carbonio e zincatura galvanica

Viti in acciaio al carbonio con zincatura galvanica classe 10.9

Bulloni a testa esagonale classe 8.8

Dadi in acciaio zincato classe 8

Rondelle acciaio S235

E.1.7 - Ancoranti pesanti chimici e meccanici

Ancorante chimico con resina epossidica ad alte prestazioni per ferri di ripresa e ancoraggi pesanti.

Barra d'ancoraggio standard per resine a iniezione (classe 8.8 zincata a freddo)

E.1.8 - Rinforzo in FRCM

Rinforzo con placcaggio diffuso di elementi in muratura realizzate con:

- Geomalta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce naturale NHL3,5
- Rete biassiale bilanciata in speciale fibra di basalto e microfil di acciaio inox AISI 304 termosladata e protetta con trattamento alcali-resistente.

E.2 - VALORI DI CALCOLO**E.2.1 - Calcestruzzo**

I valori di calcolo sono riferiti alle Norme tecniche per le costruzioni vigenti, salvo dove diversamente specificato.

E.2.1.I - Classe LC25/28**Tabella 9: Caratteristiche meccaniche calcestruzzo Classe LC25/28**

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	28,0	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	25,0	MPa
Modulo elastico	E_c	17.000	MPa
Peso specifico	γ	15,0	kN/m ³

E.2.2 - Acciaio**Tabella 10: Valori comuni a tutti i tipi di acciaio**

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Modulo elastico	E_s	210.000	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0,30	
Peso specifico	γ	78,50	kN/m ³

E.2.2.I - Acciaio da c.a.**Tabella 11: Caratteristiche meccaniche acciaio da c.a.**

Classe di acciaio		B450C	B450A	
Resistenza caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450	450	[MPa]
Resistenza caratteristica a rottura:	f_{tk}	540	540	[MPa]
Allungamento	$(A_{gt})_k$	≥ 7,5 %	≥ 2,5 %	[%]

E.2.2.II - Acciaio da carpenteria**Tabella 12: Caratteristiche meccaniche acciaio da carpenteria**

Normativa di riferimento		UNI EN 10025-2	
Classe di acciaio		S275	
Spessore di riferimento	t	≤ 40 mm	[mm]
Resistenza caratteristica di snervamento:	f_{yk}	275	[MPa]
Resistenza caratteristica a rottura:	f_{tk}	410	[MPa]

E.2.3 - Bulloneria e viteria**Tabella 13: Caratteristiche meccaniche bulloni e barre di ancoraggio**

Classe di acciaio	8.8
-------------------	-----

Resistenza caratteristica di snervamento:	f_{yb}	640	[MPa]
Resistenza caratteristica a rottura:	f_{tb}	800	[MPa]

Tabella 14: Caratteristiche meccaniche viteria da legno

Classe di acciaio		10.9	
Resistenza caratteristica a rottura:	f_{tb}	1.000	[MPa]
Resistenza caratteristica estrazione	$f_{ax,k}$	11,7	[MPa]
Densità associata	ρ_a	350	[kg/m ³]
Resistenza caratteristica penetrazione della testa	$f_{head,k}$	10,5	[MPa]
Densità associata	ρ_a	350	[kg/m ³]

E.2.4 - Muratura**Tabella 15: Caratteristiche meccaniche muratura**

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica alla compressione	f_k	7,00	MPa
Resistenza caratteristica a taglio	f_{vk0}	0,20	MPa

E.2.4.I - Mattoni pieni**Tabella 16: Caratteristiche meccaniche mattoni**

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza alla compressione	f_{bk}	20	MPa

E.2.4.II - Malta bastarda composizione prescritta M5**Tabella 17: Caratteristiche meccaniche malta**

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza alla compressione	f_k	5	MPa

E.2.5 - Legno**Tabella 18: Caratteristiche meccaniche elementi in legno**

Normativa di riferimento		UNI EN 338	
Classe		C24	
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	24,00	[MPa]
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14,00	[MPa]
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,40	[MPa]
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21,00	[MPa]

Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2,50	[MPa]
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	4,00	[MPa]
Modulo elastico medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11.000	[MPa]
Modulo elastico medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	370	[MPa]
Modulo di taglio medio	G_{mean}	690	[MPa]
Modulo di rototaglio medio			[MPa]
Modulo di rototaglio caratteristico			[MPa]
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350	[daN/m ³]
Massa volumica media	ρ_k	420	[daN/m ³]

E.2.6 - FRCM

Tabella 19: Caratteristiche meccaniche rete in fibra di basalto

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Basalto - Tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}	≥ 3.000	[MPa]
Basalto - Modulo elastico	E_{filo}	≥ 87	[GPa]
Spessore equivalente della rete	t_f	0,064	mm
Carico a trazione per unità di larghezza	F_f	≈ 80	kN/m

F CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

F.1.1.1 - Verifica murature

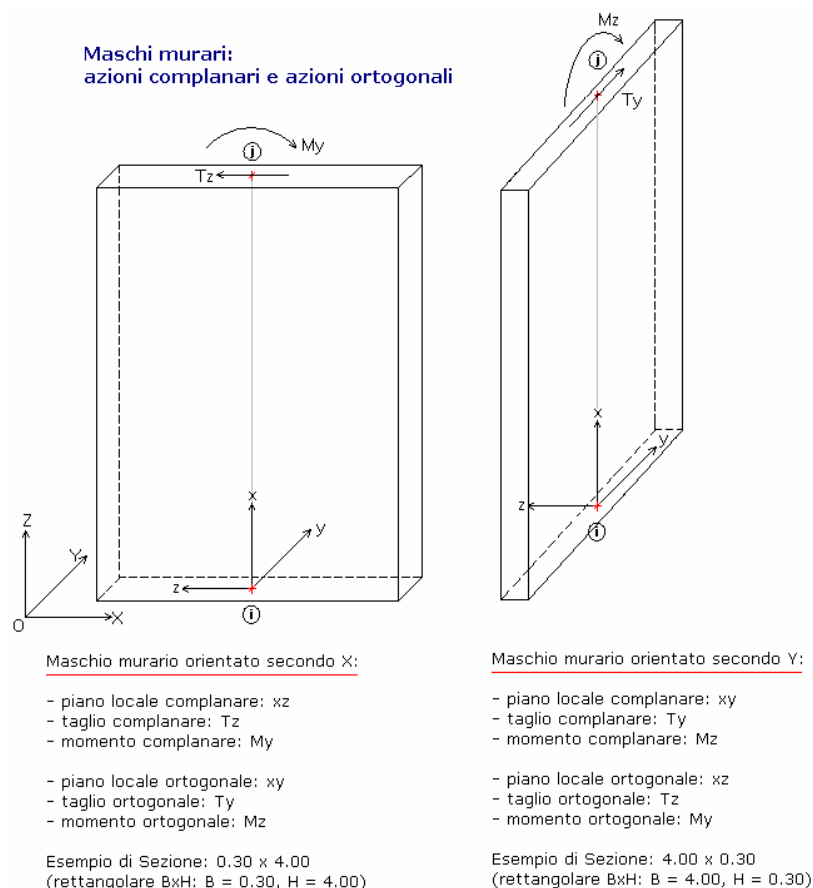
L'analisi della struttura è stata effettuata mediante software agli elementi finiti PC.M 2022 della AEDES Software per Ingegneria Civile di San Miniato (PI) che consente una modellazione spaziale della struttura. È stata implementata una analisi statica lineare per quanto riguarda la risoluzione del modello sottoposto ai soli carichi statici, mentre una statica non lineare quanto il modello è sottoposto a carichi di tipo sismico. Per le verifiche fuori dal piano della muratura, si sono studiati diversi cinematismi di ribaltamento.

Il modello di base implementato ai fini del calcolo delle sollecitazioni prevede la modellazione della struttura in elevazione tramite telaio equivalente, incastrando alla base le aste rappresentanti i maschi murari; in questo modo le reazioni dei vincoli fissi sono quelle che solleciteranno le fondazioni e si massimizzano le sollecitazioni sulle strutture in elevazione.

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata partendo dall'analisi del rilievo restituito, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture

Le murature ortogonali sono unite da un link rigido che ne schematizza l'ammorsamento reciproco; tale link rigido è svincolato alla traslazione verticale per evitare che lo sforzo normale di competenza di un maschio murario (proveniente per esempio dallo scarico di un solaio) si trasmetta attraverso detto link al maschio ortogonale.

In Figura 17 è visualizzato l'orientamento delle azioni interne nei maschi murari a seconda del loro orientamento lungo l'asse x o l'asse y.

**Figura 17: Orientamento maschi murari**

I maschi murari in falso sono svincolati alle azioni flessionali di modo che non facciano parte della struttura resistente alle azioni sismiche.

I solai di interpiano, rinforzati con soletta collaborante armata dopo il sisma del 1983, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I solai lignei di copertura e il solaio dell'altana, per cui non vi è testimonianza dell'armatura nel massetto di calcestruzzo, sono stati considerati deformabili nel loro piano.

Per la verifica fuori dal piano, il programma consente, con il medesimo modello tridimensionale, la definizione di cinematici di primo e secondo modo definendo dei macroelementi in muratura, che possono essere opportunamente sezionati dal progettista a seconda del meccanismo che si ritiene più facilmente attivabile secondo anche le risultanze del rilievo dell'organizzazione strutturale del fabbricato. Il programma esegue una analisi cinematica lineare per ricavare il moltiplicatore di collasso. Da anche la possibilità di definire l'arretramento della cerniera a seconda della resistenza della muratura e dei carichi sui maschi in muratura interessati dal moto cinematico.

F.1.1.II - Altana

Per l'altana, si è optato di non modellare tale elemento, essendo comunque sismicamente non reagente, appoggiando su travi reticolari in legno, a loro volta di difficile modellazione in un software dedicato alla muratura, se non con articolare tecniche che avrebbero "sporcato" i risultati dell'analisi. Altana è stata in ogni caso considerata in termini di massa eccitabile con carichi applicati direttamente sulle travi e sulle pareti, come riportato nella valutazione della sicurezza, semplicemente aggiornando i valori dei carichi secondo quanto previsto in progetto per la copertura dell'altana come riportato in Figura 24, Figura 25 e Figura 26

L'altana viene verificata manualmente con foglio di calcolo, considerando il carico sui singoli maschi murari secondo le rispettive aree di influenza. Per il calcolo dell'azione sismica, questa viene invece ripartita tra le murature dell'altana in base alle rispettive rigidezze essendo previsto l'irrigidimento del solaio di copertura. L'azione sismica viene calcolata considerando lo spettro di piano descritto nel paragrafo D.1.8.1.

F.1.1.III - Verifica elementi legno e non strutturali

Per la verifica degli elementi in legno, sono stati utilizzati fogli di calcolo predisposti dallo scrivente.

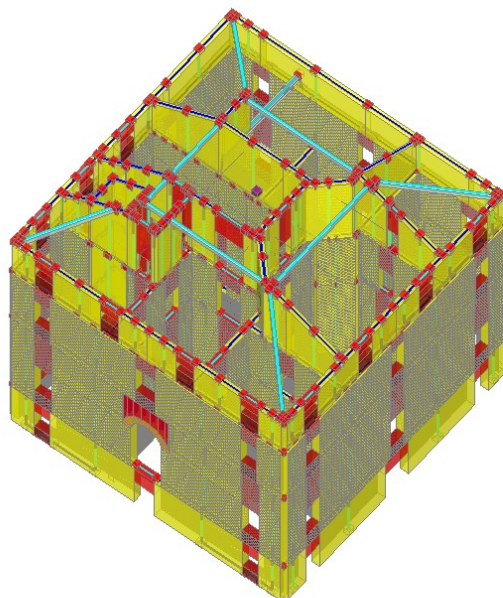


Figura 18: vista del modello 3D con indicazione della tipologia di elemento finito

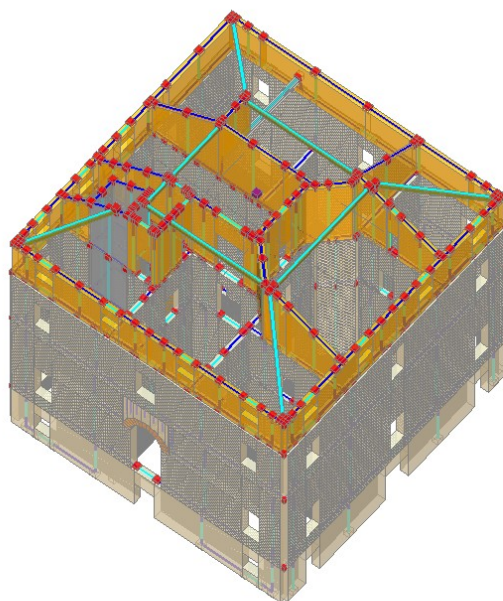


Figura 19: vista del modello 3D con indicazione del materiale

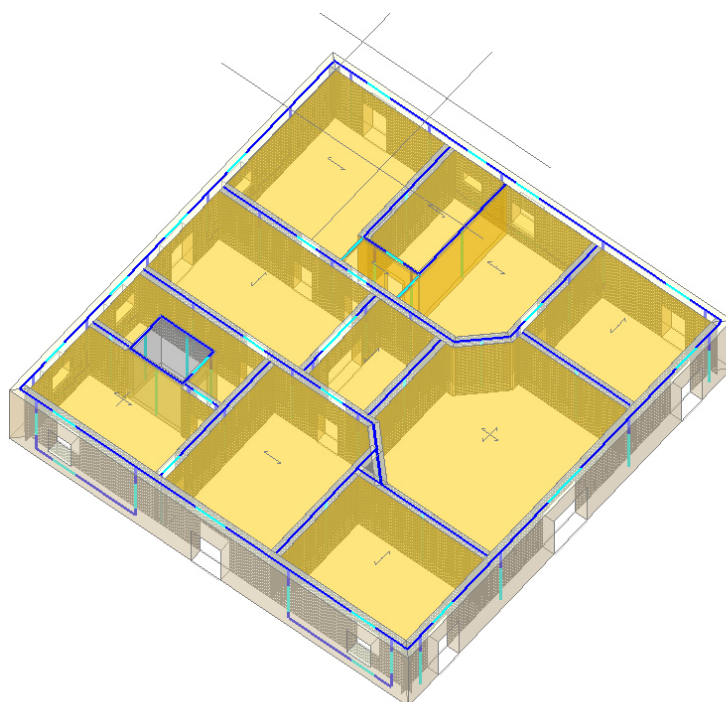


Figura 20: particolare modello piano terra

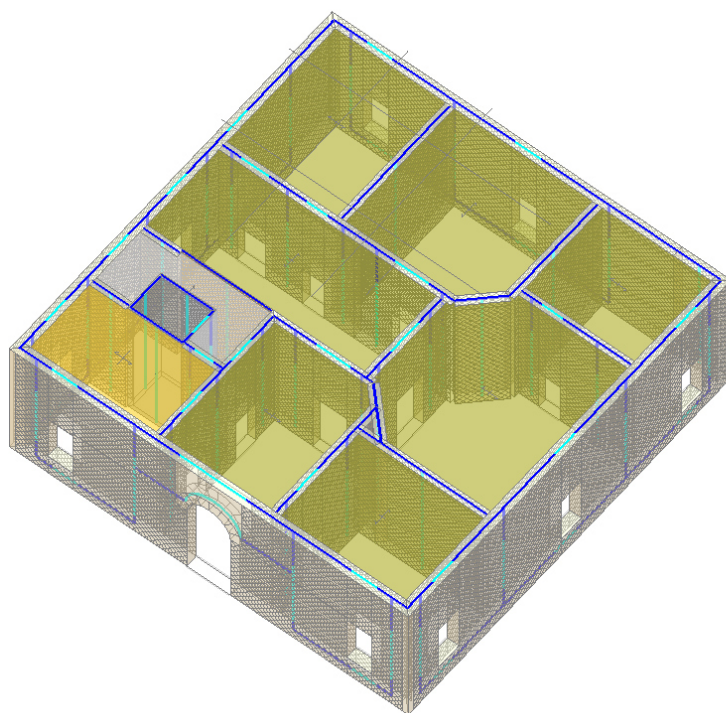


Figura 21: particolare modello piano rialzato

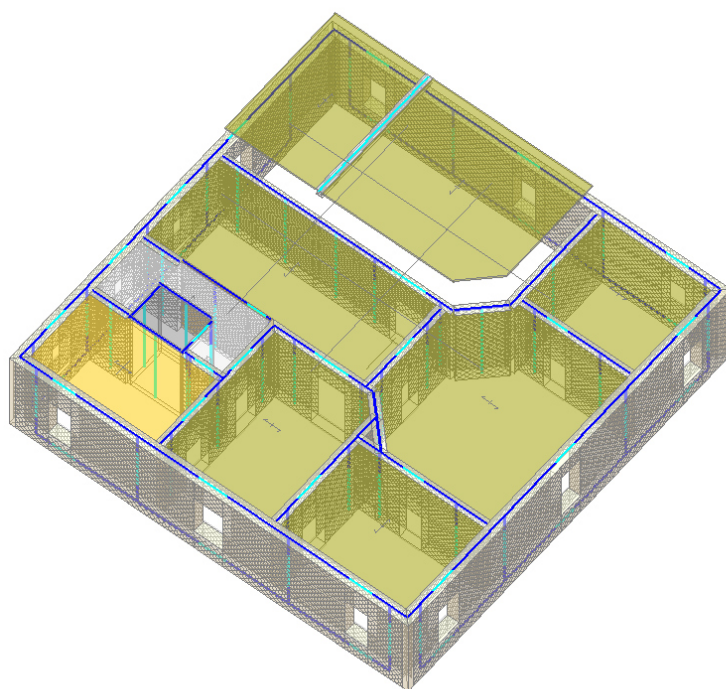


Figura 22: particolare modello piano primo

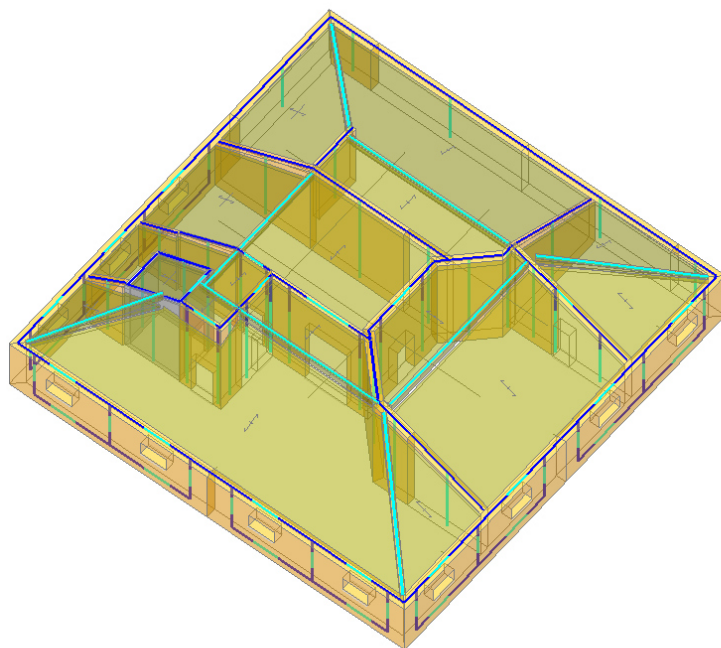


Figura 23: particolare modello piano secondo

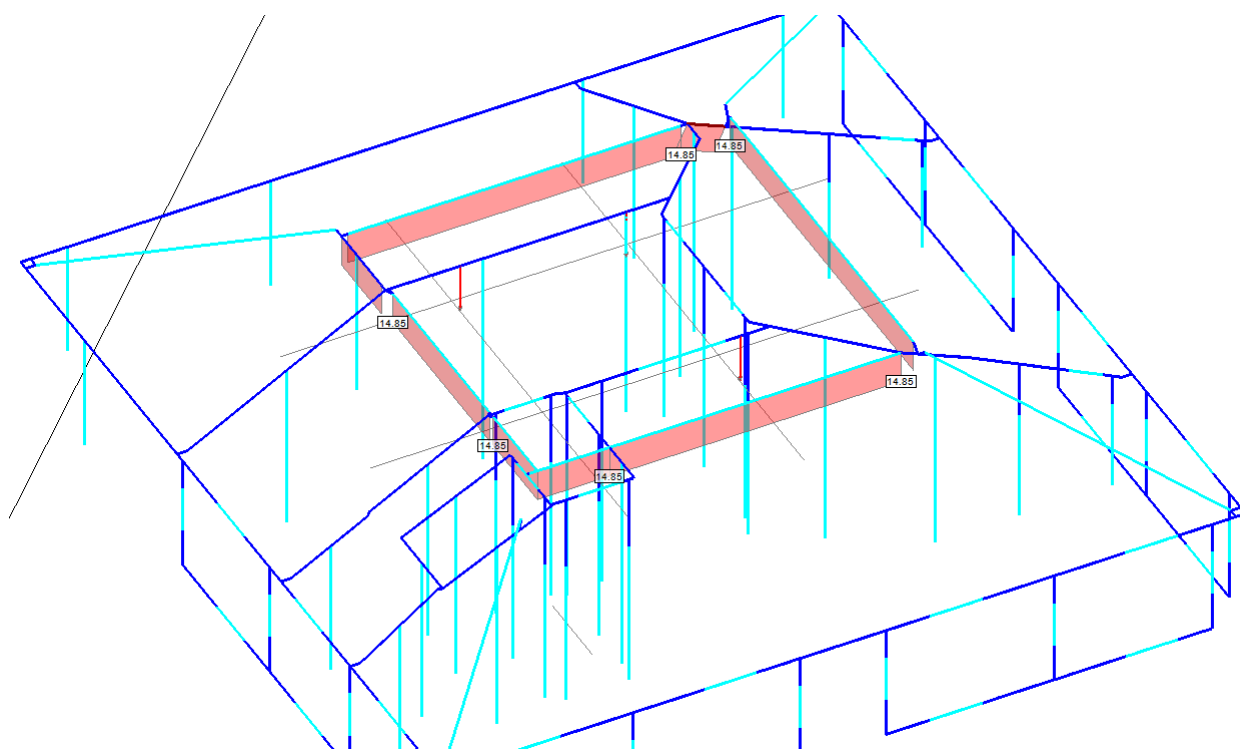
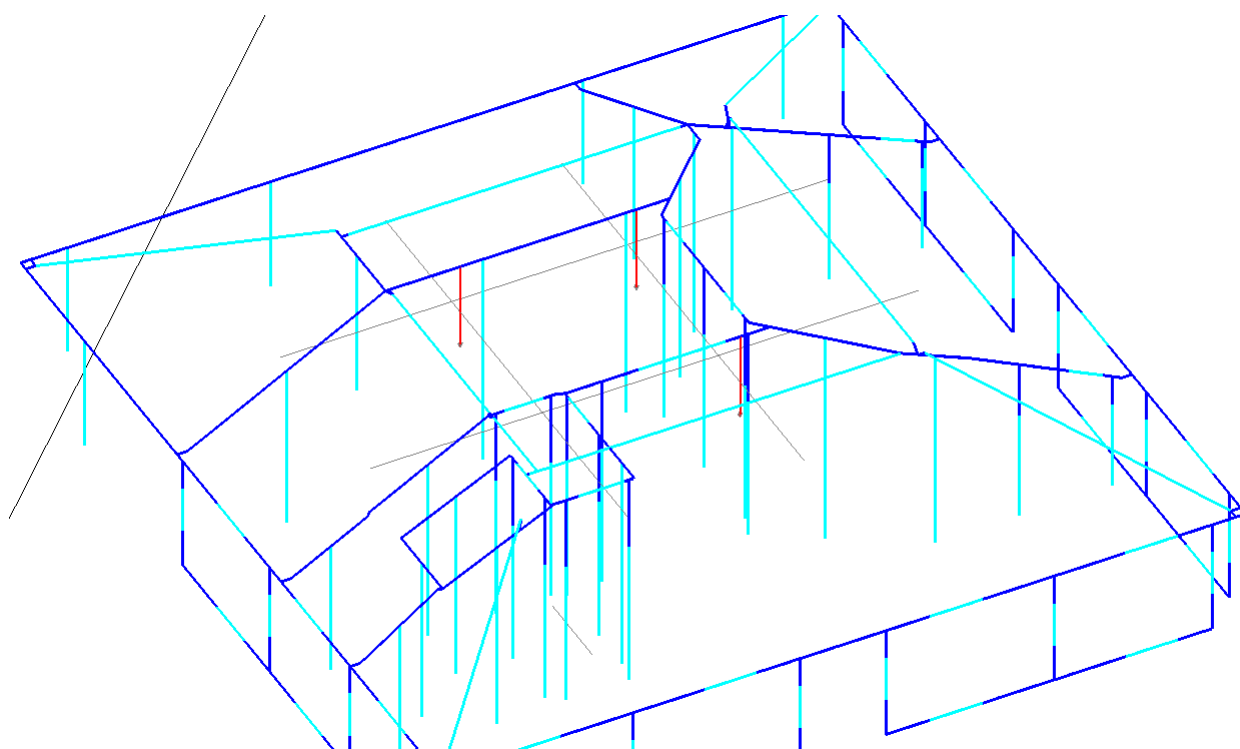
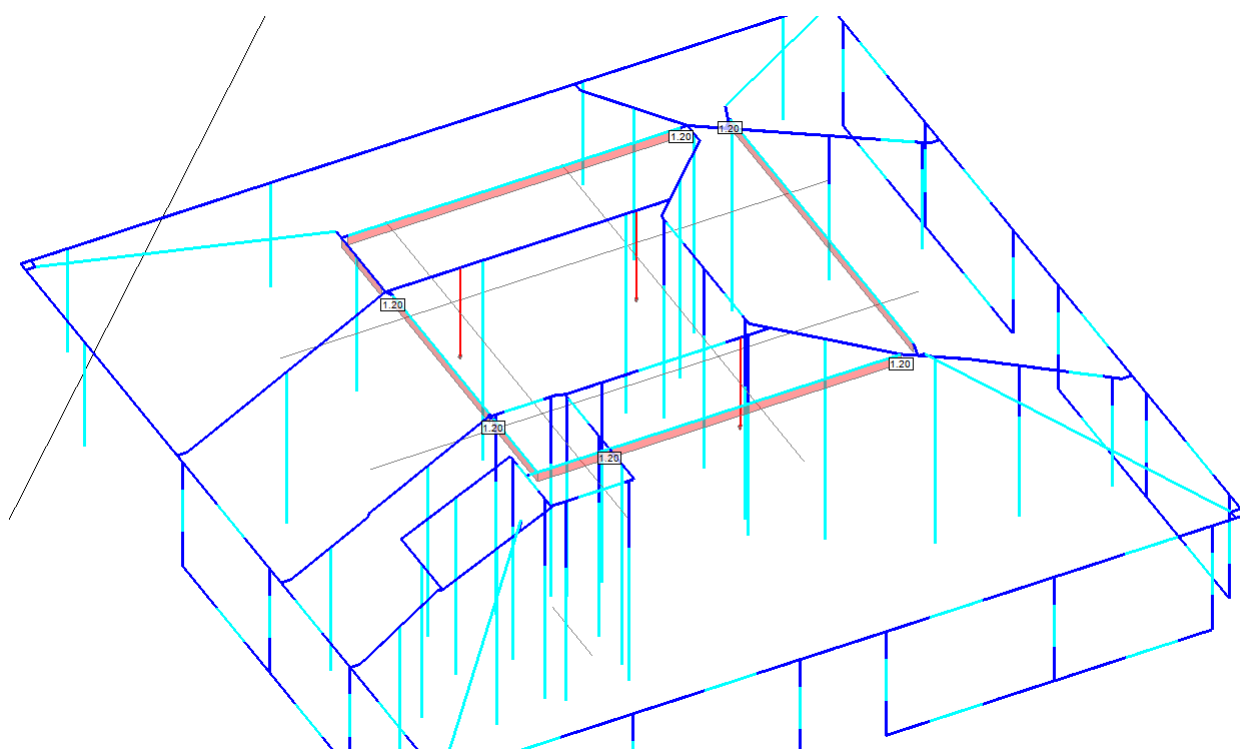


Figura 24: Carichi G_{1k} altana

**Figura 25: Carichi G_{2k} altana****Figura 26: Carico Q_{nk} neve altana**

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

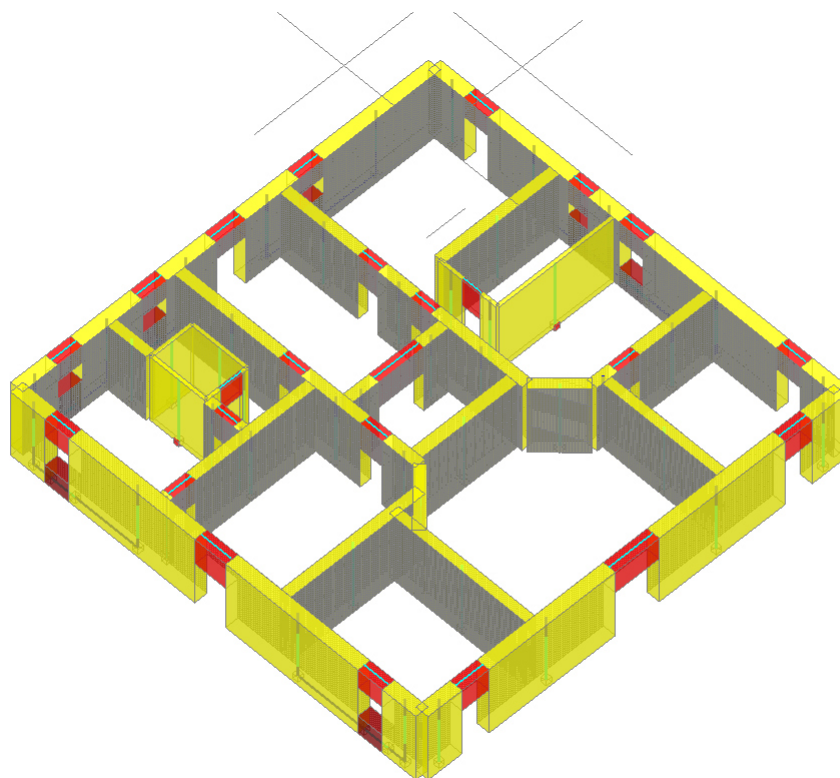


Figura 27: particolare piano terra con interventi in FRCM su pareti interne

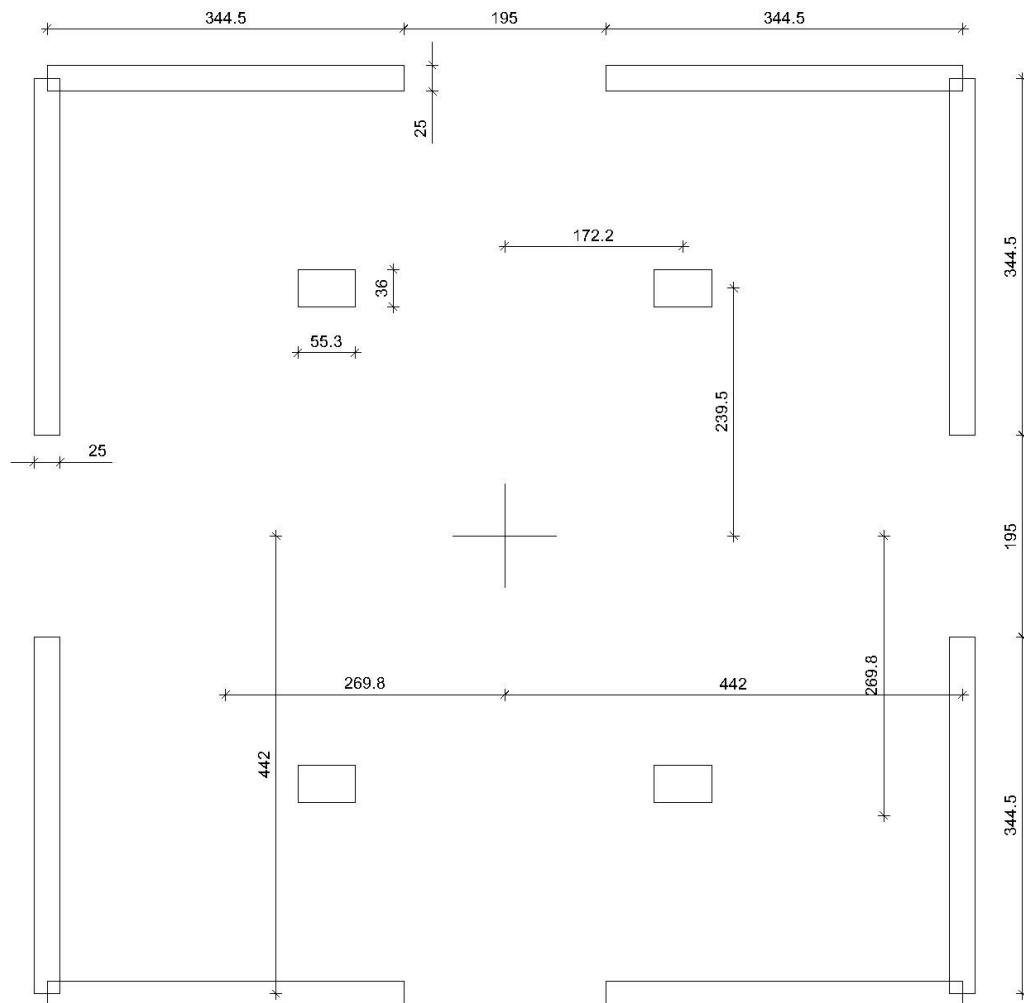


Figura 28: pianta strutture in muratura altana

F.2 - Classe di duttilità

CD "B"

F.3 - Regolarità strutturale

Il fabbricato è stato considerato regolare in pianta e non regolare in altezza.

F.4 - Tipologia strutturale e coefficiente di comportamento

La tipologia strutturale è di fabbricato in muratura ordinaria.

Avendo effettuato una analisi non lineare, la valutazione del coefficiente di comportamento non è significativa per il caso in esame.

F.5 - Stati limite indagati

SLU e SLE per gli elementi esistenti in legno oggetto di verifica

SLU, SLE e i nuovi componenti in acciaio a sostegno del solaio di controsoffitto della sala del consiglio

SLU, SLV, SLD, SLO per le murature e la verifica globale del fabbricato

F.6 - Giunti di separazione

L'edificio è isolato

F.7 - Criteri per la valutazione degli elementi non strutturali

Il collegamento del cannucciato ai travetti, è stato considerato anche un eventuale taglio sismico ottenuto come da indicazioni del par. 7.2.3 di [1]. Si è considerato un coefficiente $q = 1,00$

F.8 - Svincoli interni e/o esterni

Il fabbricato in muratura è stato considerato incastrato al piede.

I maschi murari che insistono su travi o direttamente su una apertura, sono stati considerati non resistenti alle azioni orizzontali e quindi incernierati.

Le travi modellate sono state considerate incernierate agli appoggi.

F.9 - Schemi statici adottati

I travetti dei solai sono stati verificati in ipotesi di semplice appoggio.

Le travi di sostegno del solaio di controsoffitto della sala di consiglio sono state verificate in ipotesi di semplice appoggio.

G COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nel seguito sono riassunti i casi di carico applicati alle strutture nei software tramite tabella e immagini. I carichi sismici riportati riguardano i soli SLV, essendo gli SLD/SLO differenti solo per intensità. Le azioni sismiche sono state combinate come richiesto dal par. 2.5.3 delle [1], considerando per le azioni anche l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio come richiesto dal par. 7.2.6 delle stesse norme.

I casi di carico fondamentali previsti sono:

Tabella 20: Casi di Carico Elementari (CCE)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	G1k	CDC=Ggk (permanenti strutturali)	
2	G2k	CDC=G1k (permanente n.c.d.)	
3	Qk	CDC=Qk (cat. B)	
4	Qk	CDC=Qk (cat. H)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	

Nelle seguenti immagini sono riportati i carichi applicati al modello. L'intensità dei carichi non è in scala tra le varie immagini per chiarezza di esposizione. Per lo stesso motivo, per i carichi strutturali in Figura 29, non sono rappresentati i pesi propri calcolati automaticamente dal programma.

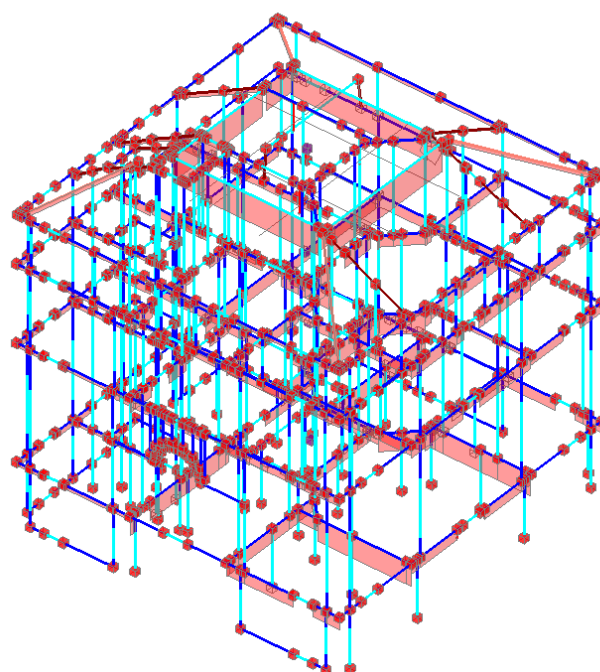


Figura 29: $CDC=G_{1k}$ permanenti strutturali

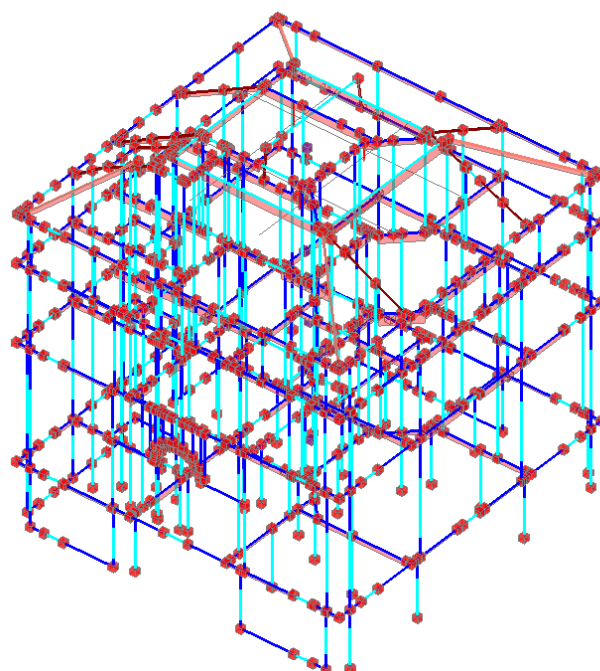


Figura 30: $CDC = G_{2k}$ permanenti non strutturali

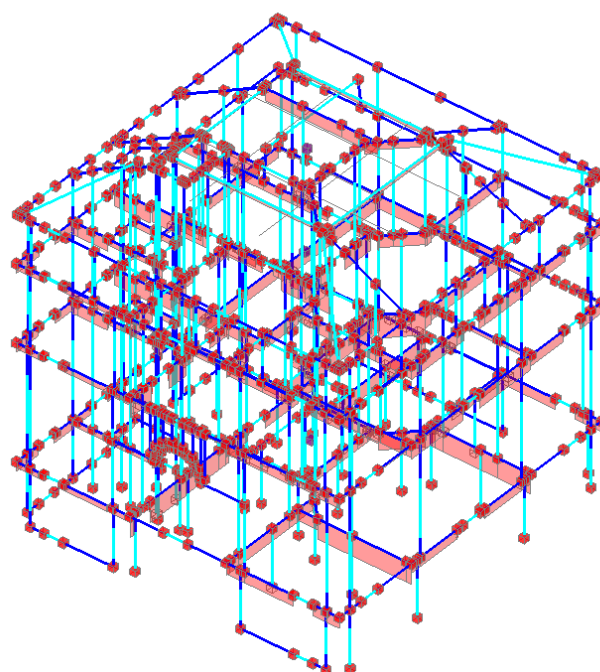


Figura 31: CDC=Q_k carichi variabili cat B

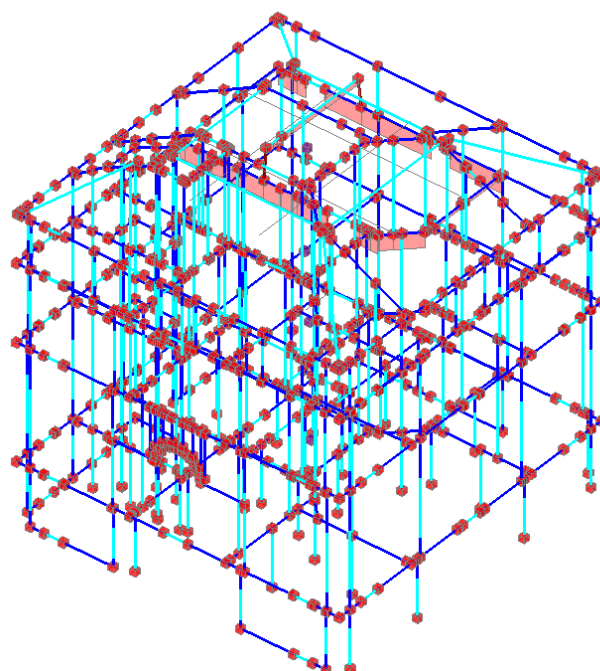


Figura 32: CDC=Q_k carichi variabili cat H

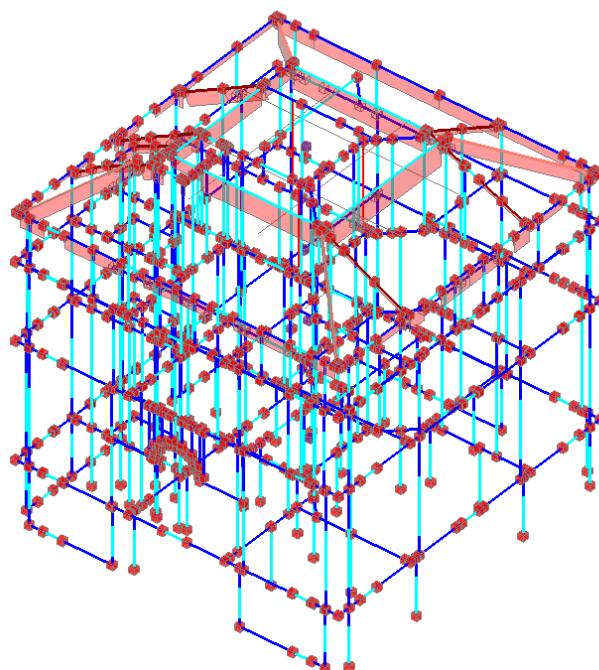


Figura 33: $CDC=Q_{nk}$ carico neve

G.1 - Definizione delle combinazioni

Le combinazioni utilizzate saranno le più sfavorevoli alla verifica da effettuare. Le combinazioni, sia statiche che sismiche, sono quelle previste al par. 2.5.3 delle [1]. I coefficienti parziali adottati per le singole combinazioni sono specificati nel fascicolo dei calcoli allegato alla presente. Nei fogli elettronici è considerata la combinazione più gravosa a seconda della verifica effettuata; i coefficienti parziali adottati sono specificati sul singolo foglio di calcolo.

H METODOLOGIA DI ANALISI

L'analisi utilizzata per la risoluzione del modello di calcolo è di tipo lineare per i carichi statici, mentre si è utilizzata una analisi statica non lineare (pushover), per le combinazioni che prevedono l'azione sismica. Per le verifiche fuori piano si è adottata una analisi cinematica. Per l'analisi non lineare sono state scelte le seguenti distribuzioni riportate nel paragrafo 7.3.4.2 di [1]:

Gruppo 1	Gruppo 2
distribuzione proporzionale alle forze statiche	a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

Preliminarmente al calcolo non lineare, è stata effettuata una analisi modale dell'edificio.

Lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dal par. 3.2.2 delle [1], già descritto nel par. Definizione dei sovraccarichi - Azione sismica di base a pag. 15 della presente relazione.

Per la verifica fuori dal piano, si sono verificati i cinematismi di primo e secondo modo con una analisi cinematica lineare.

H.1 - Sintesi dei principali risultati dell'analisi

Si riportano i principali risultati dell'analisi modale.

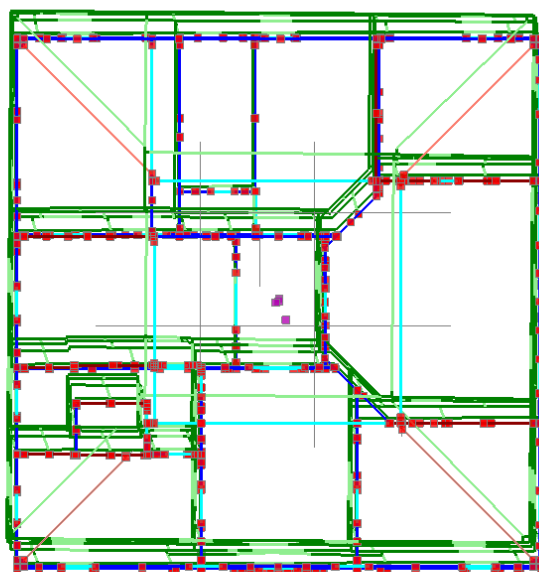


Figura 34: Deformata modo di vibrare 1 (principale in Y)

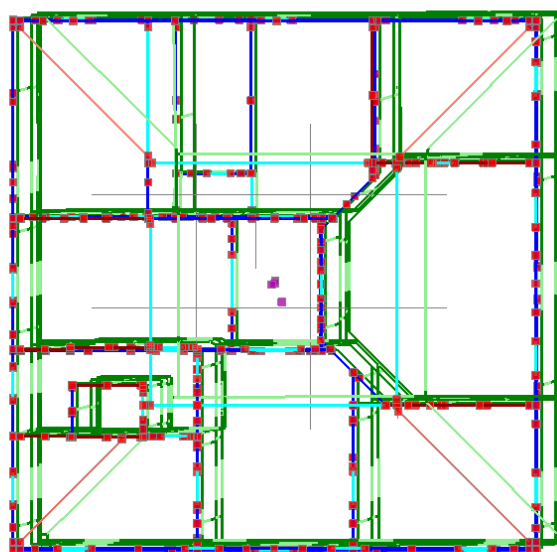


Figura 35: Deformata modo di vibrare 2 (principale in X)

Dalle deformate modali principali si nota subito che i moti non sono disaccoppiati e vi è sempre una componente torsionale, data la irregolarità in pianta e in altezza del fabbricato.

Tabella 21: Risultati analisi modale

Modo	Autovalore	Frequenza	Periodo	Masse modali efficaci			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci		
	(rad/sec)^2	(cicli/sec)	(sec)	(% sulla massa totale)						(m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	3,90E+02	3,1	0,318	8,410	71,007	0,008	8,410	71,007	0,008	12,253	12,221	10,464
2	4,45E+02	3,4	0,298	70,427	8,685	0,002	78,837	79,692	0,009	12,277	12,127	10,524
3	7,79E+02	4,4	0,225	0,192	0,455	0,000	79,029	80,147	0,009	13,774	13,901	10,034
4	4,04E+03	10,0	0,099	0,152	10,517	0,015	79,181	90,664	0,024	9,752	10,284	11,791
5	4,41E+03	11,0	0,095	0,561	0,017	0,001	79,741	90,681	0,025	10,281	10,371	11,538
6	4,84E+03	11,0	0,090	10,236	0,114	0,063	89,977	90,795	0,088	10,339	9,947	11,486
7	6,79E+03	13,0	0,076	0,010	0,021	18,713	89,987	90,816	18,801	8,989	9,219	12,769
8	6,85E+03	13,0	0,076	0,001	0,014	3,686	89,988	90,829	22,487	13,396	11,265	12,880
9	7,82E+03	14,0	0,071	0,008	1,437	0,186	89,996	92,266	22,674	12,139	9,522	11,917
10	8,55E+03	15,0	0,068	0,017	0,422	0,029	90,013	92,688	22,703	10,788	7,206	12,957
11	8,98E+03	15,0	0,066	0,000	0,002	0,207	90,013	92,690	22,909	11,887	5,986	13,973
12	9,62E+03	16,0	0,064	0,003	3,264	0,055	90,016	95,954	22,964	13,165	8,965	12,336
13	1,01E+04	16,0	0,062	0,224	1,880	0,370	90,240	97,834	23,334	8,600	8,849	12,609
14	1,03E+04	16,0	0,062	0,176	0,017	50,976	90,417	97,851	74,310	7,625	10,106	11,199
15	1,10E+04	17,0	0,060	7,285	0,037	2,672	97,702	97,887	76,982	7,910	8,933	11,140
16	1,17E+04	17,0	0,058	0,028	0,811	0,899	97,730	98,698	77,882	8,258	6,762	12,024
17	1,17E+04	17,0	0,058	0,736	0,444	0,964	98,466	99,142	78,845	8,574	8,977	11,933
18	1,19E+04	17,0	0,058	0,230	0,126	0,022	98,696	99,268	78,867	9,242	9,040	11,172
19	1,30E+04	18,0	0,055	0,139	0,045	2,703	98,835	99,313	81,570	9,796	10,562	10,979
20	1,36E+04	19,0	0,054	0,233	0,159	0,023	99,067	99,472	81,592	9,123	9,674	11,162
21	1,44E+04	19,0	0,052	0,007	0,143	0,856	99,074	99,615	82,448	12,110	10,946	10,982
22	1,59E+04	20,0	0,050	0,019	0,001	1,462	99,093	99,616	83,910	13,135	11,660	10,979

Modo	Autovalore	Frequenza	Periodo	Masse modali efficaci			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci		
	(rad/sec)^2	(cicli/sec)	(sec)	(% sulla massa totale)						(m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
23	1,64E+04	20,0	0,049	0,004	0,015	0,040	99,097	99,631	83,950	12,255	9,808	11,380
24	1,66E+04	21,0	0,049	0,085	0,025	0,003	99,182	99,656	83,953	8,829	8,117	11,730
25	1,71E+04	21,0	0,048	0,010	0,013	0,015	99,192	99,669	83,968	11,728	10,615	11,871
26	1,78E+04	21,0	0,047	0,044	0,002	0,011	99,236	99,671	83,979	10,034	12,905	11,359
27	1,79E+04	21,0	0,047	0,419	0,147	0,046	99,655	99,818	84,025	9,449	11,544	10,917
28	1,84E+04	22,0	0,046	0,082	0,003	0,855	99,736	99,821	84,880	8,029	12,943	11,391
29	1,88E+04	22,0	0,046	0,002	0,063	0,459	99,738	99,885	85,339	13,793	10,201	12,060

Entrambi i modi principali hanno partecipazione di massa superiore al 60% che è il limite per l'applicazione dell'analisi non lineare per le nuove costruzioni in muratura (par. 7.8.1.5.4 di [1]).

I CRITERI DI VERIFICA

I.1 - Generali

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semi probabilistico agli stati limite. In particolare:

Verifiche di resistenza $R_d \geq E_d$

Verifiche tensionali $\sigma_{id} \geq \sigma_{Ed}$

I.2 - Sismici

Verifiche spostamento pushover $d_u^* \leq d_{e,max}^*$

Verifiche cinematismi fuori dal piano $a_0^* \geq a^*$

J CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Si riportano i diagrammi delle principali sollecitazioni.

Sforzo normale N
kN (Valore assoluto)

- 0.00 - 222.05
- 222.05 - 444.10
- 444.10 - 666.14
- 666.14 - 888.19
- 888.19 - 1110.24
- 1110.24 - 1332.29
- 1332.29 - 1554.34
- 1554.34 - 1776.38
- 1776.38 - 1998.43
- 1998.43 - 2220.48

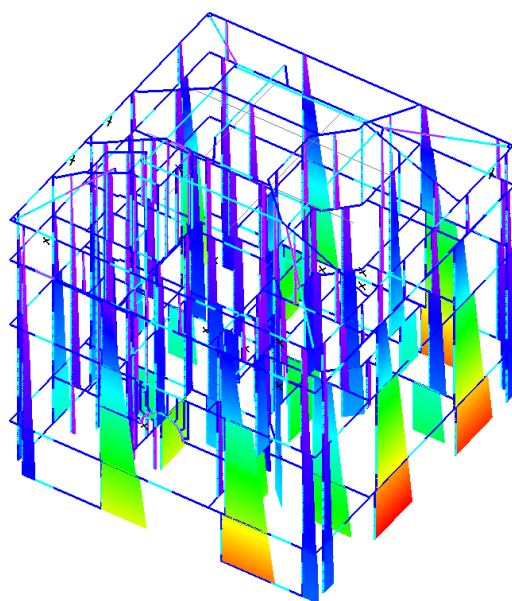


Figura 36: sforzo normale N

Tensione $\sigma(N)$
 N/mm² (Valore assoluto)

0.000 - 0.370
0.370 - 0.740
0.740 - 1.110
1.110 - 1.480
1.480 - 1.850
1.850 - 2.220
2.220 - 2.590
2.590 - 2.960
2.960 - 3.331
3.331 - 3.701

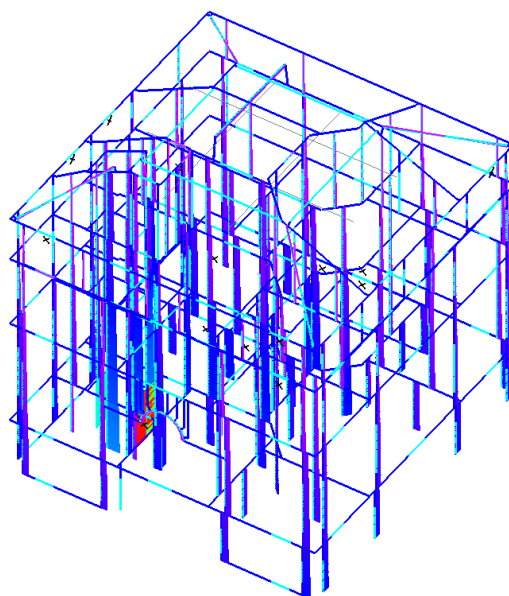


Figura 37: tensione $\sigma(N)$

K SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito le verifiche di sicurezza vengono riassunte per immagini in cui si le verifiche sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza è minore o uguale a 1 o viceversa vengono evidenziate le carenze in termini di verifica. Tutte le valutazioni numeriche, siano esse da software di calcolo o foglio elettronico, sono allegate nel fascicolo dei calcoli relativo.

K.1 - Verifica globale murature

K.1.1 - Verifica statica non sismica

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
Inviluppo CCC		
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.527	100%
Taglio sconnimento [§4.5.6]	2.126	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.223	100%

Figura 38: Verifica statica non sismica

Non si evidenziano particolari criticità come già riportato nella valutazione di sicurezza. La motivazione non è cambiata rispetto a quanto già osservato, e il rinforzo previsto in progetto migliora le caratteristiche delle murature a trazione, mentre non cambia le sue prestazioni a compressione.

Non vi sono quindi ulteriori osservazioni rispetto a quelle già riportate nel documento R12.Valutazione di Sicurezza.

K.1.2 - Verifica sismica – pushover

Figura 39: tabella riassuntiva analisi pushover

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ ,PGA(SLD)	ζ ,TR(SLD)	ζ ,PGA(SLO)	ζ ,TR(SLO)
1	●	☑	A	+X'				L4	1.228	2.608	130	1.133	1.366	0.923	0.850
2	●	☐	A	+X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.142	1.406	0.923	0.850
3	●	☐	A	+X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.106	1.297	0.912	0.783
4	●	☐	A	+Y'				L4	1.228	2.608	130	0.920	0.842	0.758	0.550
5	●	☐	A	+Y'	+0.3X'			L4	1.008	1.037	52	0.876	0.743	0.736	0.500
6	●	☐	A	+Y'	-0.3X'			L4	1.228	2.608	130	0.920	0.842	0.780	0.583
7	●	☐	A	-X'				L4	1.228	2.608	130	1.257	1.772	1.044	1.133
8	●	☐	A	-X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.292	1.891	1.066	1.217
9	●	☐	A	-X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.239	1.693	1.022	1.067
10	●	☐	A	-Y'				L4	1.045	1.189	59	0.841	0.673	0.725	0.483
11	●	☐	A	-Y'	+0.3X'			L4	1.016	1.055	53	0.841	0.673	0.747	0.517
12	●	☐	A	-Y'	-0.3X'			L4	1.000	1.003	50	0.823	0.653	0.692	0.433
13	●	☐	E	+X'				L4	1.167	2.031	102	1.177	1.475	0.967	0.950
14	●	☐	E	+X'	+0.3Y'			L4	1.171	2.076	104	1.177	1.475	0.956	0.917
15	●	☐	E	+X'	-0.3Y'			L4	1.167	2.031	102	1.177	1.475	0.967	0.950
16	●	☐	E	+Y'				L4	1.187	2.226	111	1.000	1.000	0.846	0.700
17	●	☐	E	+Y'	+0.3X'			L4	1.150	1.903	95	1.018	1.020	0.846	0.700
18	●	☐	E	+Y'	-0.3X'			L4	1.207	2.355	118	1.018	1.040	0.868	0.733
19	●	☐	E	-X'				L4	1.228	2.608	130	1.274	1.812	1.066	1.183
20	●	☐	E	-X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.274	1.812	1.066	1.183
21	●	☐	E	-X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.274	1.812	1.066	1.217
22	●	☐	E	-Y'				L4	1.228	2.608	130	1.106	1.297	0.923	0.850
23	●	☐	E	-Y'	+0.3X'			L4	1.228	2.608	130	1.133	1.366	0.956	0.917
24	●	☐	E	-Y'	-0.3X'			L4	1.228	2.608	130	1.097	1.238	0.923	0.817

Il programma già evidenzia con il colore verde che si è raggiunto almeno il 60% del valore di ζ_E previsto e per una nuova costruzione o almeno il 20% di miglioramento della capacità rispetto all'adeguamento per quanto riguarda l'analisi di pushover.

La domanda in accelerazione (Tabella 22) non cambia rispetto a quanto riportato nella valutazione di sicurezza

Tabella 22: Domanda in accelerazione

Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.091	60
SLD	0.113	101
SLV	0.246	949

K.1.2.I - Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
Stato Limite	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO	0.048	0.530	14	0.233
SLD	0.072	0.636	35	0.347

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
Stato Limite	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO	0.063	0.696	26	0.433
SLD	0.093	0.822	66	0.653

K.1.2.II - Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.072	0.636	35	0.347
Resistenza fuori piano del pannello	0.072	0.636	35	0.347
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo	0.044	0.389	11	0.109

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.149	0.606	195	0.205
Resistenza fuori piano del pannello	0.149	0.606	195	0.205
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo	0.085	0.346	51	0.054

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.093	0.822	66	0.653
Resistenza fuori piano del pannello	0.093	0.822	66	0.653

Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo	0.185	1.635	349	3.455

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.246	1.000	952	1.003
Resistenza fuori piano del pannello	0.246	1.000	952	1.003
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo	0.302	1.228	2475	2.608

K.1.3 - Verifica sismica – analisi cinematica fuori piano

Sono stati studiati 5 diversi cinematismi per ribaltamento di primo modo. Si sono esclusi quelli per cui la valutazione di sicurezza aveva già dato risultati positivi in termini di capacità superiore a domanda.

1. ribaltamento parete Est sala consigliare
2. ribaltamento parete Est sala consigliare con diverso meccanismo
3. ribaltamento parete Nord sala consigliare
4. Parete sud uffici secondo piano
5. Parete sud uffici secondo piano con diverso meccanismo

si è considerato che i solai di piano siano legati alla muratura, come risulta dalla documentazione storica ritrovata. I muri ortogonali sono stati considerati ammorsati con quelli oggetto di cinematismo, sempre in riferimento ai collegamenti effettuati nella ristrutturazione degli anni 80.

Pertanto le linee di rottura sono state individuate tra la copertura e le aperture principali.

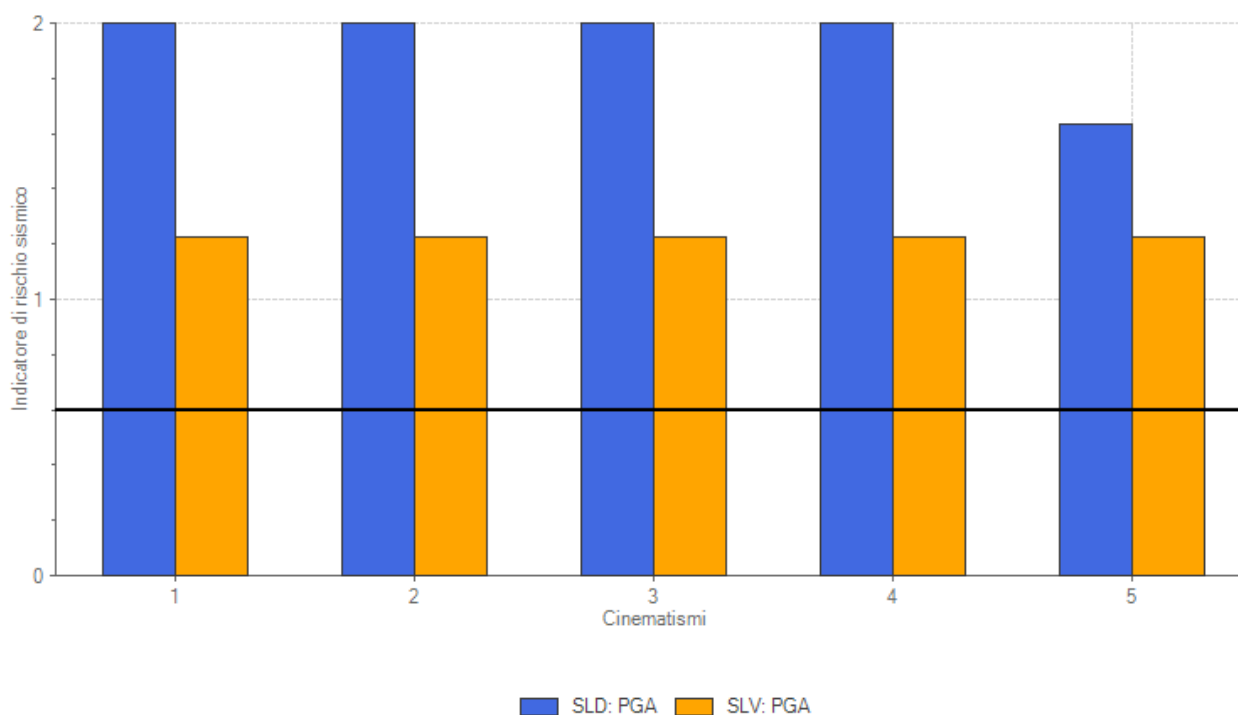


Figura 40: riassunto indicatore rischio sismico cinematismi

Di questi 6, si evidenzia come quelli critici riguardino il doppio volume della sala consigliare e l'ultimo piano della zona uffici; in entrambi manca l'effetto di ritegno del solaio di copertura, non collegato alle murature, e per il doppio volume del consiglio è necessaria anche l'inserimento di un ritegno (catena) a livello del solaio di controsoffitto.

Per quanto riguarda la sala consigliare, si è considerata l'effetto del cordolo previsto con UPN 140

$$A = 20,4 \text{ cm}^2 \quad f_{yd} = 261,9 \text{ MPa} \quad F_t = 535 \text{ kN arrotondato a } 500 \text{ kN}$$

Per gli uffici è stato considerato l'effetto del piatto sopra l'assito

$$A = 16 \text{ cm}^2 \quad f_{yd} = 261,9 \text{ MPa} \quad F_t = 419 \text{ kN arrotondato a } 200 \text{ kN}$$

01. Est consiglio

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 1.658$

■ SLD

$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.302 / 0.113 = 2.668$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

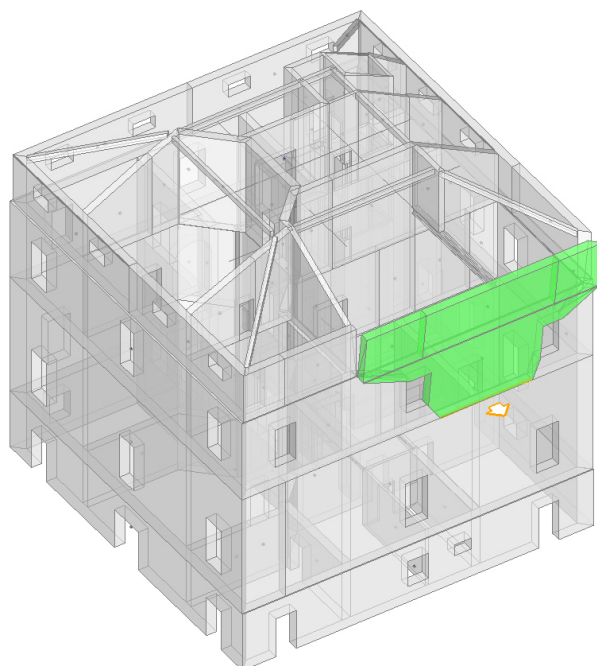


Figura 41: cinematismo 1

02. Est consiglio 2

Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 2.986$

■ SLD

$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.302 / 0.113 = 2.668$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

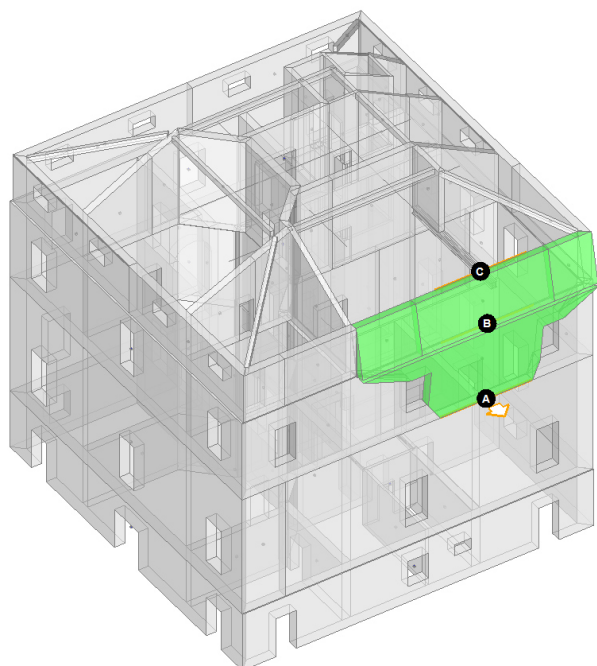


Figura 42: cinematismo 2

03. Nord consiglio

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.502$

■ SLD

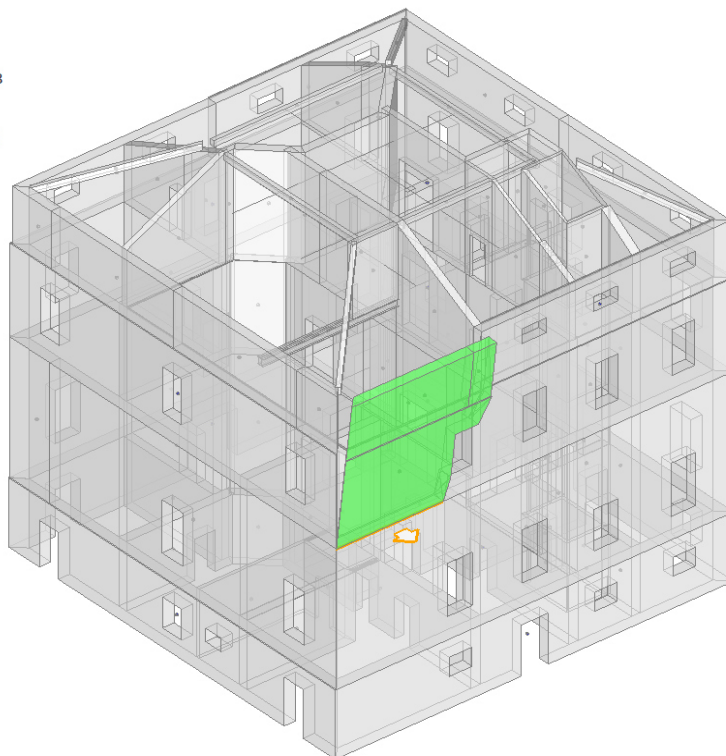
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.302 / 0.113 = 2.668$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 43: cinematismo 3****04. Sud uffici**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.909$

■ SLD

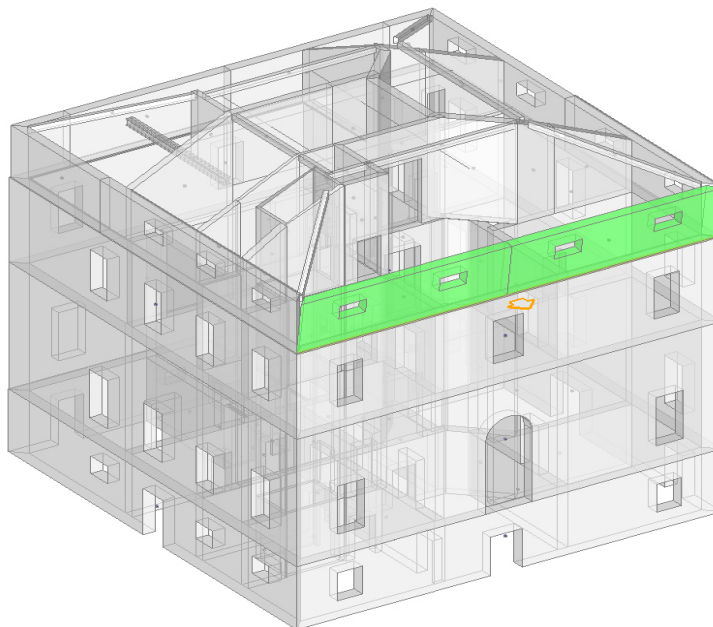
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.302 / 0.113 = 2.668$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 44: cinematismo 4**

05. Sud uffici(2)Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.496$

■ SLD

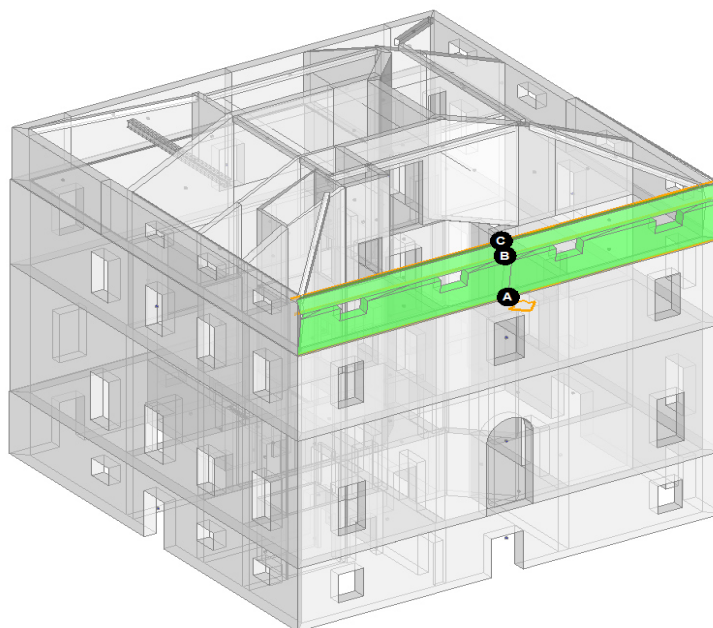
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.185 / 0.113 = 1.635$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 349 / 101 = 3.455$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 45: cinematismo 5****K.1.4 - Indicatori di rischio****Tabella 23: indicatori di rischio degli SL analizzati prima dell'intervento**

Stato Attuale (prima dell'intervento)	
Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Cinematismo	0.346
SLD: Cinematismo	0.389
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.560
SLV: Resistenza fuori piano	0.606
SLV: Resistenza nel piano	0.606
SLD: Resistenza fuori piano	0.636
SLD: Resistenza nel piano	0.636

Tabella 24: indicatori di rischio degli SL analizzati dopo dell'intervento

Stato di Progetto (dopo l'intervento)	
Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.696
SLD: Resistenza nel piano	0.822
SLD: Resistenza fuori piano	0.822
SLV: Resistenza nel piano	1.000

SLV: Resistenza fuori piano	1.000
SLV: Cinematismo	1.228
SLD: Cinematismo	1.635

Dal confronto delle tabelle pre e post intervento, si nota la diversa gerarchia delle verifiche, per cui se la prima crisi riguardava lo SL di Salvaguardi della Vita, per cinematismo fuori dal piano, ora si è passato allo SLO per gli spostamenti. Gli stati limite per ribaltamenti fuori piano di corpi rigidi sono stati adeguati alla domanda di normativa.

K.2 - Verifica altana

Si riportano i risultati dei fogli di calcolo per l'altana.

N	L _x [m]	L _y [m]	H [m]	x _G [m]	y _G [m]	tipo	A _i [m²]	I _{xi} [m⁴]	I _{yi} [m⁴]	J _{xi} [m⁴]	J _{yi} [m⁴]	F _x [%]	F _y [%]
1	0,25	3,45	3,30	4,42	2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83	0,00%	24,65%
2	3,45	0,25	3,30	2,70	4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00	24,33%	0,00%
3	3,45	0,25	3,30	-2,70	4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00	24,33%	0,00%
4	0,25	3,45	3,30	-4,42	2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83	0,00%	24,65%
5	0,25	3,45	3,30	-4,42	-2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83	0,00%	24,65%
6	3,45	0,25	3,30	-2,70	-4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00	24,33%	0,00%
7	3,45	0,25	3,30	2,70	-4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00	24,33%	0,00%
8	0,25	3,45	3,30	4,42	-2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83	0,00%	24,65%
9	0,22	0,36	2,80	1,72	2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24	0,67%	0,35%
10	0,22	0,36	2,80	-1,72	2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24	0,67%	0,35%
11	0,22	0,36	2,80	-1,72	-2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24	0,67%	0,35%
12	0,22	0,36	2,80	1,72	-2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24	0,67%	0,35%
TOT							7,21			69,17	68,27	100,00%	100,00%

N	pp [kN]	g _{1k} [kN/m]	g _{2k} [kN/m]	q _{nk} [kN/m]	G _{1k} [kN]	G _{2k} [kN]	Q _{nk} [kN]	Q _{d,SLU} [kN]	σ _{N,SLU} [MPa]	FS statica
1	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
2	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
3	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
4	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
5	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
6	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
7	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
8	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
9	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
10	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
11	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
12	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
TOT								913,42		

N	Q _{d,SLV} [kN]	H _{kd,SLV} [kN]	H _{yd,SLV} [kN]	σ _{N,SLV} [MPa]	M _{Ed,SLV} [MPa]	M _{u,SLV} [kN m]	FS sismica	b	V _{t,SLV} [kN]	FS sismica
1	60,46	0,00	79,72	0,07	151,77	99,33	0,654	1,00	103,04	1,293
2	60,46	74,29	0,00	0,07	141,44	99,33	0,702	1,00	103,04	1,387
3	60,46	74,29	0,00	0,07	141,44	99,33	0,702	1,00	103,04	1,387
4	60,46	0,00	79,72	0,07	151,77	99,33	0,654	1,00	103,04	1,293
5	60,46	0,00	79,72	0,07	151,77	99,33	0,654	1,00	103,04	1,293
6	60,46	74,29	0,00	0,07	141,44	99,33	0,702	1,00	103,04	1,387
7	60,46	74,29	0,00	0,07	141,44	99,33	0,702	1,00	103,04	1,387
8	60,46	0,00	79,72	0,07	151,77	99,33	0,654	1,00	103,04	1,293
9	22,05	2,04	1,13	0,27	5,18	3,25	0,628	1,50	9,67	4,747
10	22,05	2,04	1,13	0,27	5,18	3,25	0,628	1,50	9,67	4,747
11	22,05	2,04	1,13	0,27	5,18	3,25	0,628	1,50	9,67	4,747
12	22,05	2,04	1,13	0,27	5,18	3,25	0,628	1,50	9,67	4,747
TOT	571,86	305,30	323,39			[7.8.2]			[C8.7.1.16]	

K.3 - Verifica copertura

K.3.1 - Copertura uffici

Verifica alle tensioni ammissibili con classificazione legno secondo [3]

Analisi dei carichi statici

			carico lineare	TA 1 coefficienti γ	TA 2 coefficienti γ	TA 3 coefficienti γ	TA 4 coefficienti γ	
p.p. =	0,11	kN/m ²	0,07	kN/m	1	1	1	1
G _{1,k} =	1,15	kN/m ²	0,72	kN/m	1	1	1	1
G _{2,k} =	1,40	kN/m ²	0,87	kN/m	1	0	1	1
Q _{n,k} =	1,20	kN/m ²	0,68	kN/m	1	0	1	0
Q _{v,k} ⁺ =	0,31	kN/m ²	0,21	kN/m	0	0	1	0
Q _{v,k} ⁻ =	-0,88	kN/m ²	-0,60	kN/m	0	1	0	0
					Media	Breve	Breve	Permanente
			q _{d,tot} =	2,33	0,18	2,54	1,65	kN/m

Flessione (EC5-1-1:2005 par. 6.1.6)

k_m =

0,7 sez. rettangolare

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
σ _{m,y,d}	4,16	0,32	4,53	2,94	MPa
σ _{m,x,d}	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f _{md}	7,50	7,50	8,44	7,50	MPa
CS _y [6.11]	0,554	0,043	0,537	0,392	OK
CS _z [6.12]	0,388	0,030	0,376	0,275	OK

Taglio (EC5-1-1:2009 par. 6.1.7)

k _{cr} =	0,67	b _{ef} =	67,0	mm	per verifica y-y
k _{cr} =	0,67	h _{ef} =	80,4	mm	per verifica z-z

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
τ _{y,d}	0,40	0,03	0,44	0,28	MPa
τ _{z,d}	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f _{vd}	0,70	0,70	0,79	0,70	MPa
CS _y [6.13]	0,575	0,045	0,557	0,407	OK

Calcolo della freccia

Distribuzione del carico

Uniformemente distribuito

Fattore amplificativo deformabilità a taglio

 k_v

Momento inerzia ruotato

 $I_{y\beta} =$ 1,44E+07 mm⁴

freccia mezzera dello schema statico considerato con q =

1,00 kN/m

	x [m]	L _{dj} [m]	x/L _{dj}		flessionale	k _v	taglio	totale
Campata 1	0,93	1,85	0,500	f _{max} [mm] =	0,963	1,011	0,011	0,974
sbalzo sx	0,00	0,00	0,000	f _{max} [mm] =	0,000	0,000	0,000	0,000
sbalzo dx	0,00	0,00	0,000	f _{max} [mm] =	0,000	0,000	0,000	0,000

Deformazione massima 0,00053 = L / 1900 Campata 1

	TA1	TA1	TA1	TA1	frazione limite della luce	200	tab. 7.2 EC5
w _{inst,1}	2,27	0,18	2,48	1,61	mm		
w _{inst,2}	= 1 / 815	= 1 / 10507	= 1 / 747	= 1 / 1151	della luce		
	OK	OK	OK	OK			

Verifica agli stati limite con classificazione secondo [4]

Analisi dei carichi statici

			carico lineare	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
				coefficienti γ	coefficienti γ	coefficienti γ	coefficienti γ	
p.p. =	0,11	kN/m ²	0,07	kN/m	1,3	1	1,3	1,3
G _{1,k} =	1,15	kN/m ²	0,72	kN/m	1,3	1	1,3	1,3
G _{2,k} =	1,40	kN/m ²	0,87	kN/m	1,5	0,8	1,5	1,5
Q _{n,k} =	1,20	kN/m ²	0,68	kN/m	1,5	0	1,5	0
Q _{v,k} ⁺ =	0,31	kN/m ²	0,21	kN/m	0	0	0,9	0
Q _{v,k} ⁻ =	-0,88	kN/m ²	-0,60	kN/m	0	1,5	0	0
				Media	Breve	Breve	Permanente	
			k _{mod}	0,80	0,90	0,90	0,60	
			q _{d,tot} =	3,34	0,58	3,53	2,32	kN/m

Flessione (EC5-1-1:2005 par. 6.1.6) $k_m =$

0,7 sez. rettangolare

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
$\sigma_{m,y,d}$	5,96	1,03	6,30	4,14	MPa
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f_{md}	9,48	10,67	10,67	7,11	MPa
CS_y [6.11]	0,628	0,096	0,590	0,582	OK
CS_z [6.12]	0,440	0,068	0,413	0,407	OK

Stabilità flessione (EC5-1-1:2005 par. 6.3.3)

per trave con carico uniformemente distribuito

 $l_{eff}/L_d =$ 0,9 da Tab. 6.1
 $l_{eff} =$ 1905 mm

carico applicato in zona compressa

si

 $\sigma_{m,y,crit} =$ 179 MPa
 $\lambda_{rel,m} =$ 0,31
 $k_{cr} =$ 1,00

 $\sigma_{m,z,crit} =$ 258 MPa
 $\lambda_{rel,m} =$ 0,26
 $k_{cr} =$ 1,00

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
$\sigma_{m,y,d}$	5,96	1,03	6,30	4,14	MPa
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f_{md}	9,48	10,67	10,67	7,11	MPa
CS_y [6.11]	0,628	0,096	0,590	0,582	OK
CS_z [6.12]	0,440	0,068	0,413	0,407	OK

Taglio (EC5-1-1:2009 par. 6.1.7)
 $k_{cr} =$ 0,67
 $k_{cr} =$ 0,67

 $b_{ef} =$ 67,0 mm
 $h_{ef} =$ 80,4 mm

per verifica y-y

per verifica z-z

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
$\tau_{y,d}$	0,58	0,10	0,61	0,40	MPa
$\tau_{z,d}$	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f_{vd}	1,01	1,14	1,14	0,76	MPa
$f_{vd} = 2 f_{t90,d}$	0,43	0,48	0,48	0,32	MPa
CS_y [6.13]	0,569	0,087	0,535	0,527	OK
CS_z [6.13]	0,000	0,000	0,000	0,000	OK
CS_{y+z}	0,569	0,087	0,535	0,527	OK

secondo formulazione DIN 1052

Freccia istantanea (combinazioni Rare)

frazione limite della luce

300

tab. 7.2 EC5

	totale				
$w_{inst,1}$	2,77	mm	= 1 / 668	della luce	Combinazione 1 (neve)
$w_{inst,2}$	2,21	mm	= 1 / 836	della luce	Combinazione 2 (vento pressione)
$w_{inst,3}$	1,25	mm	= 1 / 1482	della luce	Combinazione 3 (vento depressione)
$w_{inst,4}$	2,92	mm	= 1 / 634	della luce	Combinazione 4 (neve principale + vento pressione)
$w_{inst,5}$	2,62	mm	= 1 / 707	della luce	Combinazione 5 (vento pressione principale + neve)
w_{inst}	2,92	mm	= 1 / 634	della luce	<u>OK</u>

K.3.2 - Copertura altana

I travetti dell'altana diminuiscono il proprio peso. Si riporta comunque la verifica significativa a flessione SLU. I fogli di calcolo completi sono riportati nel fascicolo dei calcoli allegato.

Verifica alle tensioni ammissibili con classificazione legno secondo [3]

Flessione (EC5-1-1:2005 par. 6.1.6) $k_m =$

0,7 sez. rettangolare

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
$\sigma_{m,y,d}$	5,84	1,27	6,53	3,62	MPa
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f_{md}	7,50	7,50	8,44	7,50	MPa
CS_y [6.11]	0,778	0,169	0,773	0,483	OK
CS_z [6.12]	0,545	0,118	0,541	0,338	OK

Verifica agli stati limite con classificazione secondo [4]

Flessione (EC5-1-1:2005 par. 6.1.6) $k_m =$

0,7 sez. rettangolare

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	
$\sigma_{m,y,d}$	8,62	0,11	9,24	5,30	MPa
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
f_{md}	9,48	10,67	10,67	7,11	MPa
CS_y [6.11]	0,909	0,010	0,866	0,745	OK
CS_z [6.12]	0,636	0,007	0,606	0,521	OK

K.4 - Verifica elementi non strutturali**K.4.1 - Solaio di controsoffitto sala consigliare**

si riportano le sole verifiche significative. I fogli di calcolo completi sono allegati nel 8.b-Fascicolo dei calcoli.

K.4.1.1 - Collegamenti con squadretta caso statico**Sollecitazioni**

N_d	0,00	kN	Carico di progetto trazione
V_d	0,79	kN	Carico di progetto taglio
durata	permanente		
k_{mod}	0,6		

Verifiche a taglio

n	4		numero di viti
$F_{v,d}$	0,79	kN	Azione di taglio
$F_{v,Rd}$	1,32	kN	Resistenza a taglio di progetto
FS	0,600	OK	

Sollecitazioni

N_d	0,79	kN	Carico di progetto trazione
V_d	0,00	kN	Carico di progetto taglio
durata	permanente		
k_{mod}	0,6		

Verifiche a taglio

n	3		numero di viti
$F_{v,d}$	0,00	kN	Azione di taglio
$F_{v,Rd}$	0,99	kN	Resistenza a taglio di progetto
FS	0,000	OK	

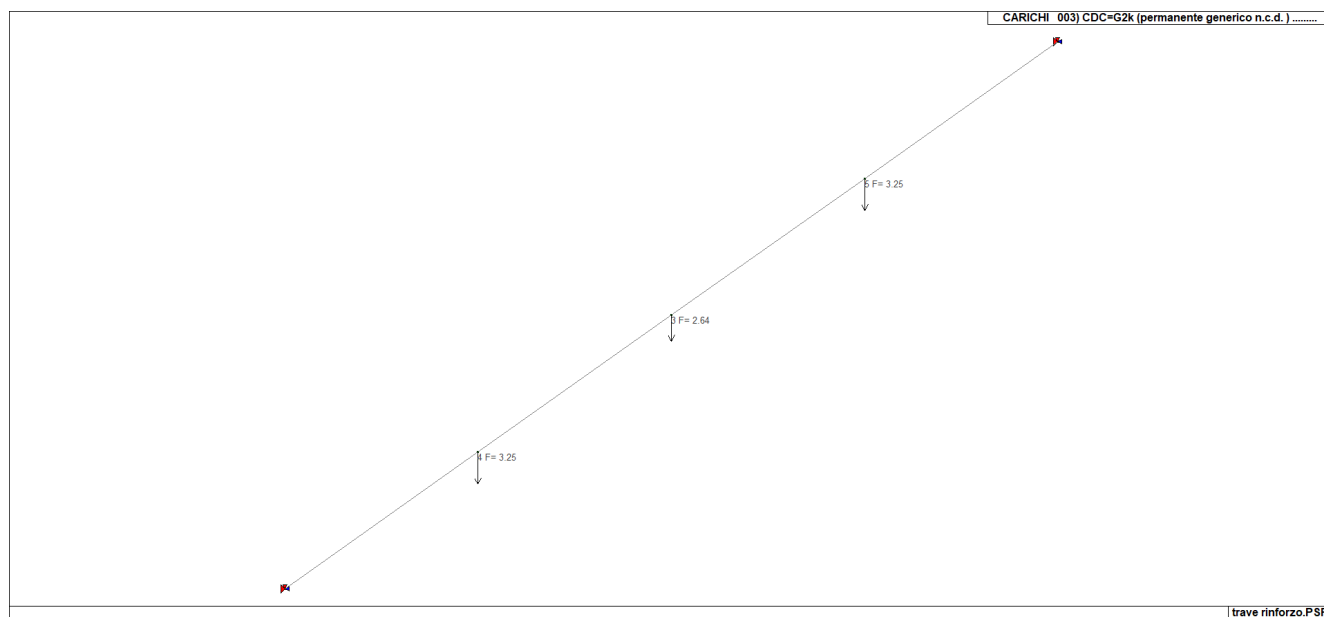
K.4.1.II - Rompitratta in acciaio

Figura 46: carico G2 rompitratta

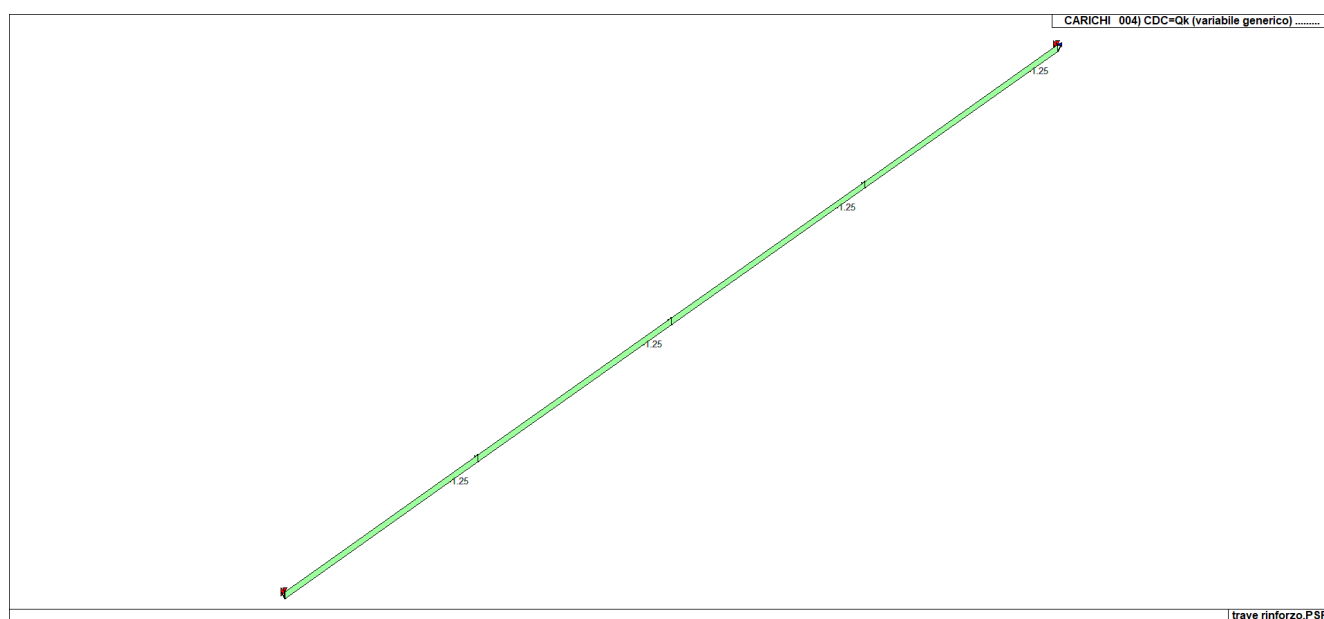


Figura 47: carico cat H rompitratta



Figura 48: momento M33 rompitratta

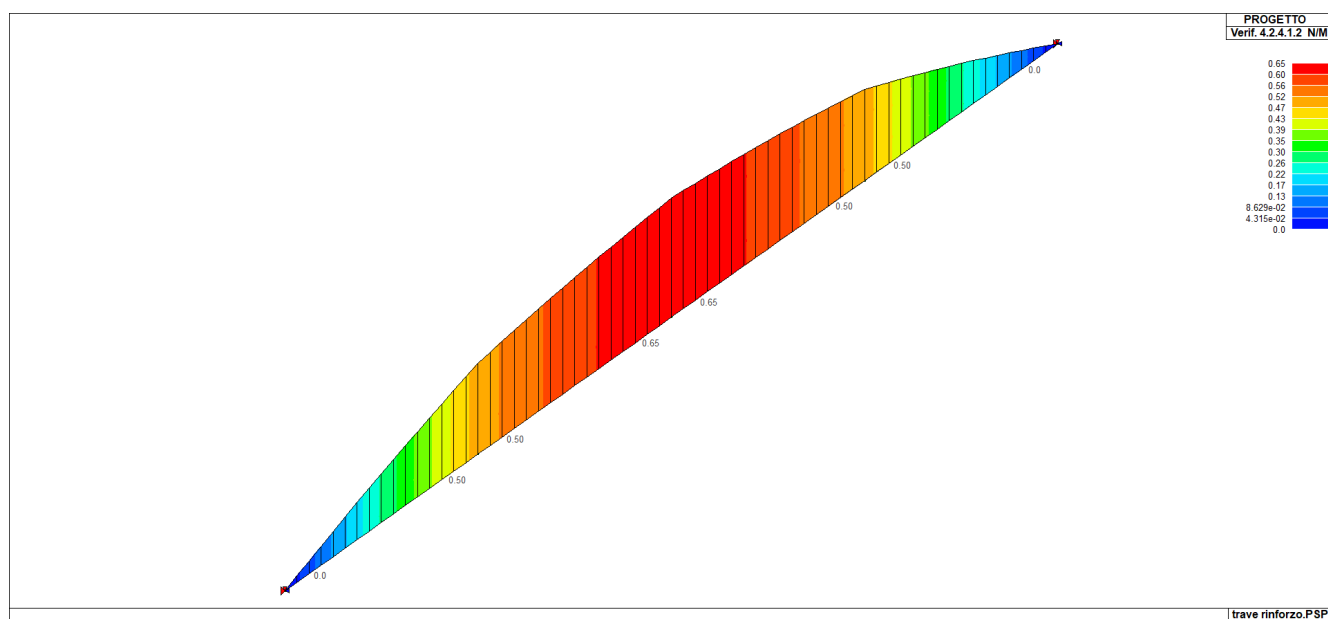


Figura 49: verifica a flessione rompitratta

K.4.1.III - Collegamento rompitratta

Sollecitazioni

N_d		kN
V_d	8,02	kN
durata	permanente	
k_{mod}	0,6	

Carico di progetto trazione
Carico di progetto taglio

Verifiche a taglio

a_1	80	mm	interasse parallelo fibratura
n	2		numero di bulloni
n_{ef}	2,00		
n_p	2		numero di piani di taglio
$F_{v,d}$	8,02	kN	Azione di taglio
$F_{v,Rd}$	14,93	kN	Resistenza a taglio di progetto
FS	0,537	OK	

Resistenza a taglio bullone

$F_{v,Rk}$	40,5	kN	Resistenza a taglio bullone
	piastra 1	piastra 2	
t_p	5	5	mm
$F_{b,Rk}$	11,7	64,5	kN
	30,2	30,2	kN
α	1,000	1,000	
	1,000	1,000	
k	0,454	2,500	
	1,172	1,172	
$F_{v,Rk}$	9,4	kN	Resistenza caratteristica a taglio
n_t	2		numero piani di taglio
$F_{v,Ed}$	8,0	kN	
$F_{v,Rd}$	37,5	kN	Resistenza di progetto a taglio
FS	0,214	OK	

Calcolo flessione perno

a	5	mm	distanza tra le piastre
M_{Ed}	20	kN mm	Momento sollecitante perno
W_{el}	170	mm ³	
M_{Rd}	87	kN mm	Momento resistente perno
FS	0,2308345348	OK	
σ_x	118,2	MPa	
τ	95,1	MPa	
σ_{id}	202,8	MPa	
FS	0,921742056	OK	

K.4.2 - Collegamento cannucciati

CALCOLO FISSAGGIO CANNUCCIATO

Parametri sismici

a_g/g 2,080

Accelerazione di piano

Analisi dei carichi

$H_{c,ann}$ 70 mm

spessore cannucciato

$G_{2,k}$ 1,30 kPa

Carico massimo cannucciato

γ_{G2} 1,50

Coefficiente di sicurezza sulle azioni

durata permanente

G_d 0,32 kN

Carico di progetto verticale SLU

G_d 0,21 kN

Carico di progetto verticale SLV

V_d 0,44 kN

Carico di progetto taglio SLV

Verifiche SLU

q_{SLU} 1,41 MPa

Tensione contatto intonaco rondella

q_{Rd} 2,00 MPa

Resistenza intonaco a compressione

FS 0,707 OK

$F_{ax,d}$ 0,32 kN

Azione di estrazione

$R_{ax,d}$ 0,32 kN

Resistenza a estrazione di progetto

FS 1,000 OK

Verifiche SLV

$F_{ax,d}$ 0,21 kN

Azione di estrazione

$F_{v,d}$ 0,44 kN

Azione di taglio

$R_{ax,d}$ 0,59 kN

Resistenza a estrazione di progetto

$R_{v,d}$ 1,72 kN

Resistenza a taglio di progetto

FS 0,199 OK

In Figura 50 si riporta un grafico ottenuto per riassumere la portata di una vite del cannucciato in funzione del passo della vite e della sua infissione nel travetto, utile a personalizzare eventuali zone con spessore significativo. Un passo di 50 cm è adatto per intonaco sul cannucciato di spessore inferiore ai 5 cm.

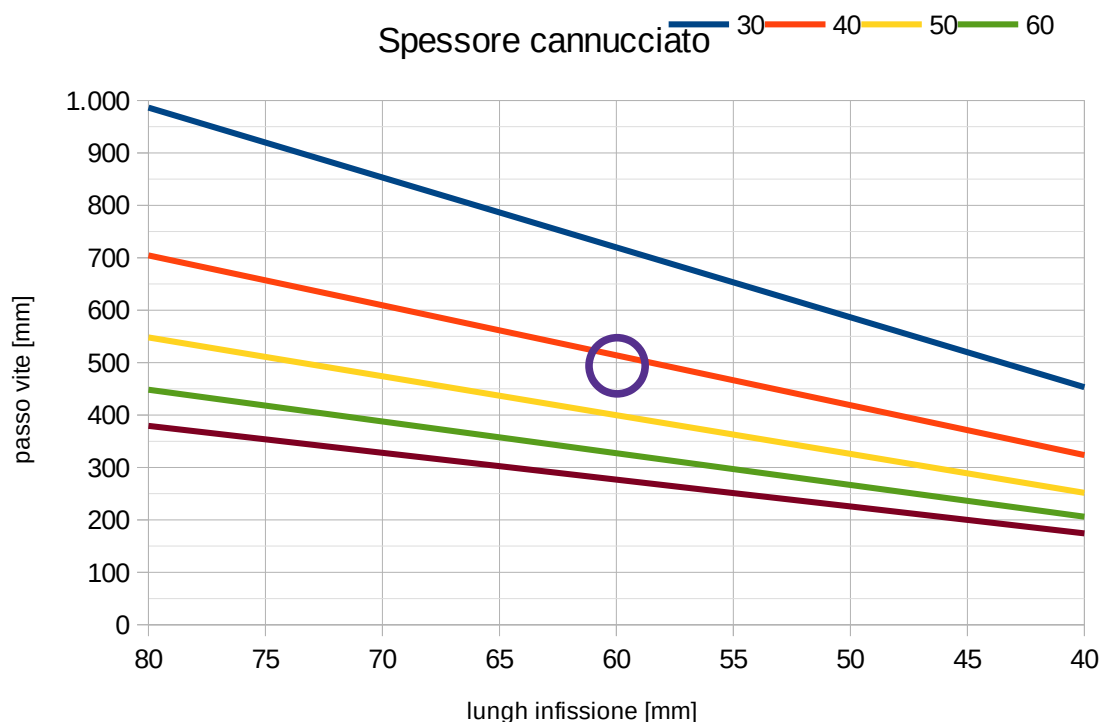


Figura 50: grafico fissaggio cannucciato

L CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	Aedes.PCM 2022
Versione:	2022.1.1.0
Produttore-Distributore:	AEDES Software per Ingegneria Civile

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: https://www.aedes.it/en/web/guest/validazione

M COSTRUZIONI ESISTENTI

M.1 - Scelta motivata della tipologia di intervento

Gli interventi in progetto sono relativi sia ad elementi non strutturali sia alle murature nel suo complesso.

Per gli interventi non strutturali trattasi sicuramente di interventi locali, che non modificano la risposta sismica del fabbricato, non andando a modificare la distribuzione delle rigidezze.

Essendo i solai di piano considerabili come infinitamente rigidi nel loro piano, la modifica delle aperture comporta una diversa redistribuzione delle azioni sismiche, modificando le rigidezze delle pareti strutturali.

A questo si aggiunge la volontà di irrigidire il piano di copertura, collegandolo alla muratura perimetrale, di modo da migliorare il comportamento scatolare dell'edificio e di limitare il formarsi di meccanismi locali di ribaltamento di primo modo.

Per quanto qui riportato, l'intervento deve classificarsi come di miglioramento sismico.

N DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Si veda quanto riportato al paragrafo Descrizione generale della struttura a pag. 11.

N.1 - Interazione con altre unità strutturali

L'edificio è isolato.

N.2 - Analisi storico critica

Si veda elaborato R02 "Cenni storici e analisi storico critica".

N.3 - Rilievo strutturale

Si vedano gli elaborati grafici serie A

N.3.1 - Vulnerabilità riscontrate

Si veda quanto riportato in R13a.Valutazione di Sicurezza.

O MATERIALI ESISTENTI

Si veda quanto riportato in R12a.Valutazione di Sicurezza per i dettagli. Nel seguito sono riportate le sole conclusioni.

O.1 - Proprietà meccaniche

Si decide di utilizzare come tipologia la "Muratura in pietrame a conci sbazzati di buona tessitura". Si considerano come parametri di resistenza quelli medi della tabella C8.5.1 di [2] e i valori medi della stessa tabella per i parametri di rigidezza.

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza media a compressione	f_m	3,20	MPa
Resistenza media a taglio	τ_0	0,065	MPa
Resistenza media a taglio	f_{vm0}		MPa
Modulo di elasticità normale	E	1.740	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	580	MPa
Peso specifico	γ	21,0	kN/m ³

In relazione alle indagini svolte e la documentazione acquisita, il livello di conoscenza è di tipo LC1 (limitato) ma si utilizza come fattore di confidenza $FC = 1,20$.

Data la tipologia di muratura (irregolare), si considera per il calcolo della resistenza a taglio il parametro τ_0 .

Vengono applicati i coefficienti correttivi dovuti:

- 1,30 per malta di buona consistenza
- 1,50 per intonaco armato della muratura del piano rialzato e del piano primo

Come specificato al C8.7.1.3.1.1 di [2], essendo l'analisi condotta con metodologia non lineare, la resistenza di progetto dei materiali si ottiene dai valori medi precedentemente indicati divisi solo per il fattore di confidenza $FC = 1.20$. Per le analisi lineari, invece, è necessario dividere tale risultato anche per il fattore di sicurezza $\gamma_M = 3,00$ per le combinazioni statiche e $\gamma_M = 2,00$ per le combinazioni sismiche.

Tabella 25: Caratteristiche meccaniche muratura piano terra - stato di fatto

<u>Muratura in pietre a spacco di buona tessitura</u>	FC	1,20	Tab C8.5.1	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	4,16	1,156	1,733	3,467
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,085	0,023	0,035	0,070
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,000	0,000	0,000	0,000
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	2.262	2.262	2.262	2.262
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	754	754	754	754
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	21,0	21,0	21,0	21,0

Tabella 26: Caratteristiche meccaniche muratura piano rialzato e piano primo - stato di fatto

<u>Muratura in pietre a spacco di buona tessitura</u>	FC	1,20	Tab C8.5.1	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	6,24	1,733	2,600	5,200
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,127	0,035	0,053	0,106
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,000	0,000	0,000	0,000
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	3.393	3.393	3.393	3.393
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	1.131	1.131	1.131	1.131
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	21,0	21,0	21,0	21,0

O.1.1.1 - Muratura in mattoni

Si decide di utilizzare come tipologia la “Muratura in mattoni pieni e malta di calce” considerando i giunti ≤ 13 mm. Siccome il livello di conoscenza è LC1 si opta per utilizzo dei valori minimi della tabella C8.5.1 di [2] per la i parametri di resistenza e i valori medi della stessa tabella per i parametri di rigidezza.

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza media a compressione	f_m	2,60	MPa
Resistenza media a taglio	τ_0	0,050	MPa
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	0,130	MPa
Modulo di elasticità normale	E	1.500	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	500	MPa
Peso specifico	γ	18,0	kN/m ³

In relazione alle indagini svolte e la documentazione acquisita, il livello di conoscenza è di tipo LC1 (limitato) ma si utilizza come fattore di confidenza $FC = 1,20$.

Data la tipologia di muratura (regolare), si considera per il calcolo della resistenza a taglio il parametro f_{vm0} .

Vengono applicati i coefficienti correttivi dovuti:

- malta di buona consistenza 1,27
- connessione trasversale (muratura eseguita a regola d'arte) 1,30

Come specificato al C8.7.1.3.1.1 di [2], essendo l'analisi condotta con metodologia non lineare, la resistenza di progetto dei materiali si ottiene dai valori medi precedentemente indicati divisi solo per il fattore di confidenza $FC = 1.20$. Per le analisi lineari, invece, è necessario dividere tale risultato anche per il fattore di sicurezza $\gamma_M = 3,00$ per le combinazioni statiche e $\gamma_M = 2,00$ per le combinazioni sismiche.

Tabella 27: Caratteristiche meccaniche muratura piano secondo - stato di fatto

Muratura in mattoni pieni e malta di calce giunti ≤ 13 mm	FC	1,20	Tab C8.5.I	Analisi statica	Analisi sismica lineare	Analisi sismica non lineare
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	4,29	1,192	1,789	3,577
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,083	0,023	0,034	0,069
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,215	0,060	0,089	0,179
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	1.905	1.905	1.905	1.905
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	635	635	635	635
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	18,0	18,0	18,0	18,0

O.1.2 - Legno

Per il legno si fa utile riferimento alla classificazione a vista ai sensi delle [3] e delle [4]. Si userà una doppia verifica in quanto la [3] è specifica sui beni culturali, ma prevede la verifica con il metodo delle tensioni ammissibili, oggi non previsto nelle norme vigenti. Si userà quindi [4] per confronto con un metodo di verifica agli stati limite.

I calcoli si concentreranno sull'orditura secondaria della copertura e del solaio di controsoffitto della sala consigliare, pertanto su travetti di ridotta sezione trasversale.

A favore di sicurezza si considerano quindi i seguenti:

- Legno abete bianco di categoria III per [3]
- Legno abete del Nord Italia di categoria S3 per [4]

i cui parametri di resistenza sono riportati a seguire.

Tabella 28: Parametri meccanici legno abete bianco categoria III

$f_{m,0}$	7,5	Resistenza a flessione parallela alla fibra
$f_{t,0}$	6,0	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{c,0}$	7,0	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{v,0}$	0,70	Resistenza a taglio parallela alla fibra
$E_{0,mean}$	11.000 MPa	Modulo elastico parallela alla fibra
$G_{0,mean}$	3.929 MPa	Modulo di taglio parallela alla fibra

Tabella 29: Parametri meccanici legno abete Nord categoria S3

Resistenze (MPa)

Flessione (5-percentile), MPa

$f_{m,k}$

17

Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	10
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2,9
Taglio(5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	1,9
Modulo elastico (MPa)		
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	9.500
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,05}$	6.400
Modulo di elasticità alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	320
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	590
modulo di taglio caratteristico	$G_{0,05}$	
Massa volumica (kg/m3)		
Massa volumica (5-percentile), kg/m3	ρ_k	380
Massa volumica (media), kg/m3	ρ_{mean}	415

O.2 - Livelli di conoscenza

LC1

O.3 - Fattori di confidenza

- Verifica statica degli orizzontamenti: FC= 1.24 ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.12$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- Verifica statica del fabbricato: FC= 1.20 ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- Verifica sismica – Analisi dei cinematismi: FC= 1.20 ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- Verifica sismica – Analisi pushover: FC= 1.20 ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)

P CONFRONTO CRITICO

P.1 - Risultati significativi stato di fatto

Il risultati della verifica di sicurezza ripresenta risultati simili, anche se numericamente differenti, rispetto a quanto già riportato in [5].

P.1.1 - Condizioni statiche

Dal punto di vista statico non si sono riscontrate particolari criticità sui maschi murari.

Più preoccupante è lo stato degli elementi non strutturali, in particolare dei controsoffitti in cannucciato, alcuni dei quali già crollati e altri puntellati per mantenere agibile il fabbricato.

P.1.2 - Condizioni sismiche

L'analisi sismica del fabbricato ha evidenziato una buona resistenza in termini di salvaguardia della vita, e una carenza nel rispetto dei requisiti di rigidezza per lo stato limite di servizio e operatività.

Per il comportamento fuori dal piano, le criticità sono state evidenziate ai piani superiori, dove la mancanza di collegamenti tra il solaio di copertura e le pareti e alcune catene potrebbero innescare alcuni cinematismi.

P.1.2.1 - Indicatori di rischio

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori riassuntivi dell'analisi in termini di indicatore di rischio ζ_E (rapporto fra capacità e domanda). I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
--------------	-----------------------------	---------------------------

SLO	0.530	0.233
SLD	0.389	0.109
SLV	0.346	0.054

Il valore di PGA specificato in input è pari ad $a_g \cdot S$, accelerazione al suolo.

P.1.2.II - Tempo di intervento

Per completezza si stima anche il valore del tempo di intervento.

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N \cdot C_U$: 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

T_{RCLV} (anni) = 51 anni

Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $T_R = T_{RCLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (T_{RCLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$:

V_{RC} (anni) = 5.4 anni

T_{INT} (anni) = 2.7 anni

P.2 - Risultati significativi stato di progetto

Per quanto riguarda le murature, si distinguono i due casi analogamente a quanto fatto per la valutazione di sicurezza, di modo che il confronto possa essere più chiaro.

P.2.1 - Condizioni statiche

Non si sono trovate sostanziali differenze rispetto a quanto evidenziato nella Valutazione di Sicurezza, essendo gli interventi previsti al piano terra adatti a migliorare le prestazioni a trazione della muratura, e non quelle a compressione.

Gli elementi non strutturali sono messi in sicurezza adeguandoli alla normativa vigente.

P.2.2 - Condizioni sismiche

L'analisi sismica del fabbricato ha evidenziato un notevole miglioramento per quanto riguarda sia la verifica a SL di Salvaguardia della Vita che per i cinatismi rigidi fuori dal piano. La realizzazione del piano rigido ha reso il comportamento del fabbricato ancora più "scatolare" come evidenziato dall'analisi modale in cui sono spariti diversi modi di vibrare superiore. La riorganizzazione delle aperture ha portato ad un miglioramento delle connessioni tra le pareti, limitando ancor meglio l'insorgere di meccanismi di distacco, pur se non computabili direttamente nel calcolo.

Per quanto riguarda la verifica locale dell'altana, la realizzazione del piano rigido del suo solaio di copertura comporta un collaborazione tra i pilastri interni e le murature perimetrali, permettendo quindi di alzare l'indicatore di rischio al di sopra del 60%.

P.2.2.I - Indicatori di rischio

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori riassuntivi dell'analisi in termine di indicatore di rischio ζ_E (rapporto fra capacità e domanda). I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)

SLO	0.530	0.233
SLD	0.389	0.109
SLV	0.346	0.054

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO	0.696	0.433
SLD	0.822	0.653
SLV	1.000	1.003

Il valore di PGA specificato in input è pari ad $a_g \cdot S$, accelerazione al suolo.

P.2.2.II - Tempo di intervento

Per completezza si stima anche il valore del tempo di intervento.

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N \cdot C_U$: 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$T_{RCLV} = 952$ anni

Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $T_R = T_{RCLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (T_{RCLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$:

$V_{RC} = 100.3$ anni

$T_{INT} = 50.1$ anni

P.3 - Conclusioni

Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto $\zeta_E \geq 0.600$ con un incremento $\Delta\zeta_E \geq 0.200$.

L'intervento proposto in progetto raggiunge l'obiettivo minimo del miglioramento, $\zeta_E = 0.696 > 0.600$; l'indicatore di rischio dello stato attuale $\zeta_E = 0.346$, mentre per lo stato di progetto $\zeta_E = 0.696$ con un miglioramento complessivo di $\Delta\zeta_E \geq 0.696 - 0.346 = 0.350 > 0.200$.



COMUNE DI BIBBIANO

Provincia di Reggio Emilia

III Settore "Assetto ed uso del territorio – ambiente"

P.zza D. Chiesa n. 2 - 42021 Bibbiano (RE) - Tel. 0522/881142 - Fax. 0522/882354 - E-mail: bibbiano@libero.it

*VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI
DI CUI AL DPCM 03.08.07, ART.2 COMMA 3 OPCM 20.03.03 N.3274 E OPCM 3362/2004*

*MUNICIPIO DEL COMUNE DI BIBBIANO
PIAZZA DAMIANO CHIESA NR. 2, BIBBIANO (RE)*

(AGGIORNAMENTO MARZO 2011)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMITTENTE:

COMUNE DI BIBBIANO
P.zza Damiano Chiesa nr. 2 – Bibbiano (R.E.)
P.IVA 004529 035 4

IL PROGETTISTA STRUTTURALE:

(Dott. Ing. Sergio Spallanzani)

INDICE

1. Generalità	1
1.1 Generalità	1
1.2 Normative di riferimento	2
1.3 Prestazioni di progetto	3
1.4 Criteri di calcolo	5
1.4.1 Stato limite ultimo in condizioni statiche: SLU	5
1.4.2 Stato limite ultimo in condizioni sismiche: SLV	6
1.4.3 Stato limite di danno: SLD	7
1.4.4 Stato limite di esercizio: SLE	7
1.5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	8
1.5.1 Vita nominale	8
1.5.2 Classe d'uso	8
1.5.3 Periodo di riferimento	9
1.6 Azioni agenti sulla struttura	12
1.6.1 Azione sismica	12
1.6.2 Carico da neve	17
1.6.3 Carico del vento	18
1.7 Caratteristiche del terreno di fondazione	16
2. Indagine preliminare	23
2.1 Descrizione tecnico-costruttiva dell'edificio	23
2.2 Metodo d'indagine	25
2.3 Analisi storico critica	26
2.3.1 Anno 1900: la costruzione e l'acquisizione dal parte del Comune di Bibbiano	26
2.3.2 Anno 1979: progetto di riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale	27
2.3.3 Anno 1983: danneggiamento a seguito dell'evento sismico 09/11/83	30
2.3.4 Anno 1985: Consolidamento e adeguamento antisismico	33
2.3.5 Anno 1987: Consolidamento e adeguamento antisismico e Ristrutturazione uffici e archivi	41

2.3.6 Anno 1989: Perizia suppletiva e di variante	43
2.4 Eventi sismici significativi	44
2.5 Rilievo geometrico	45
2.6 Rilievo dei particolari costruttivi	46
2.6.1 Fondazioni	46
2.6.3 Struttura in elevazione	46
2.6.5 Solai	51
2.6.6 Copertura	56
2.7 Caratterizzazione meccanica dei materiali	58
2.7.1 Muratura	58
2.7.2 Acciaio lamiato	60
2.7.3 Strutture in legno	61
2.8 Livelli di conoscenza e fattore di confidenza	61
3. Analisi in condizioni statiche	65
3.1 Verifica dei solai in acciaio	65
3.2 Verifica della copertura	93
3.2.1 Altana - Correntini	94
3.2.2 Altana – Cantionali	95
3.2.3 Altana – Rompitratte	96
3.2.4 Sottotetto – Terzere	97
3.2.5 Sottotetto – Puntoni	99
3.2.6 Conclusioni	100
3.3 Predisposizione del modello di calcolo	111
3.4 Verifica statica degli elementi murari	114
3.5 Tabulati di calcolo	123
4. Analisi della vulnerabilità sismica: considerazioni preliminari e verifica di livello LV1	213
4.1 Analisi della regolarità	213
4.1.1 Configurazione in pianta - § 7.2.2 a	214
4.1.2 Rapporto tra i lati del rettangolo in cui la pianta è inscritta - § 7.2.2 b	225
4.1.3 Massimo valore di rientri e sporgenze - § 7.2.2 c	225
4.1.4 Rigidezza e connessione dei solai - § 7.2.2 d	226
4.1.5 Minima estensione verticale di un elemento resistente - § 7.2.2 e	226
4.1.6 Massima variazione di massa e rigidezza da un piano all'altro - § 7.2.2 f	228
4.1.7 Massimo restringimento della sezione dell'edificio - § 7.2.2 h	228
4.1.8 Considerazioni finali sull'analisi di regolarità	229
4.2 Analisi di tipo LV1	230
4.2.1 Determinazione della resistenza ultima a taglio di piano	231
4.2.2 Determinazione della massa partecipante al modo di collasso	235
4.2.3 Determinazione della massa totale	236

4.2.4 Determinazione dell'indice di sicurezza sismica	237
4.2.5 Considerazioni finali sull'analisi di livello LV1	240
4.3 Vulnerabilità non rilevabili ed elementi non strutturali similmente rilevanti	241
5. Analisi della vulnerabilità sismica: verifica di livello LV2 – Meccanismi locali di collasso	243
5.1 Introduzione alle verifiche di livello LV2 – Analisi per macroelementi	243
5.2 Analisi cinematica lineare	244
5.3 Meccanismi di ribaltamento composto di cuneo diagonale: verifica delle facciate	245
5.3.1 Definizione della domanda sismica	246
5.3.2 Determinazione dello sforzo ultimo degli incatenamenti	247
5.3.3 Modalità di verifica	248
5.3.4 Verifica di ribaltamento – Parete lato Sud	249
5.3.5 Verifica di ribaltamento – Parete lato Est	254
5.3.6 Verifica di ribaltamento – Parete lato Nord	258
5.3.7 Verifica di ribaltamento – Parete lato Ovest	263
5.4 Considerazioni conclusive	268
6. Analisi della vulnerabilità sismica: verifica di livello LV3 – Verifica globale del fabbricato	269
6.1 Predisposizione del modello di calcolo	269
6.2 Verifica delle singole pareti nel piano	272
6.2.1 Modalità di verifica	272
6.2.2 Verifica di ribaltamento – Parete lato Nord	273
6.2.3 Verifica di ribaltamento – Parete lato Ovest	285
6.2.5 Verifica di ribaltamento – Parete lato Est	296
6.3 Analisi pushover globale	308
7. Conclusioni	319
7.1 Sintesi del percorso conoscitivo	319
7.1.1 Sopralluoghi	319
7.1.2 Materiale reperito	319
7.1.3 Rilievo geometrico	320
7.1.4 Quadro di danneggiamento	320
7.1.5 Saggi effettuati	320
7.1.6 Prove specialistiche	320
7.2 Sintesi descrittiva della struttura	321
7.2.1 Descrizione della struttura	321
7.2.2 Qualità dei materiali e quadro fessurativo	322
7.3 Verifiche numeriche effettuate	322
7.3.1 Verifica statica del fabbricato	322
7.3.2 Verifica sismica di tipo LV1	324
7.3.3 Verifica sismica di tipo LV2 – Analisi dei meccanismi locali	324

7.3.4 Verifica sismica di tipo LV3 – Analisi pushover	324
7.4 Vulnerabilità non quantificabili	326
7.5 Verifiche nei confronti dei carichi statici	326
7.6 Analisi dei meccanismi locali	327
7.7 Analisi dei meccanismi globali	328
7.7.1 Analisi dei paramenti murari nel loro piano	330
7.3.2 Analisi globale	330
7.8 Possibili soluzioni ed interventi di miglioramento	332
7.9 Conclusioni	333

1 GENERALITÀ

1.1 Generalità

La presente relazione ha per oggetto la valutazione della sicurezza del Municipio del Comune di Bibbiano, sito in piazza Damiano Chiesa nr. 2, Bibbiano (RE), sul terreno individuato all'Agenzia del Territorio di Reggio Emilia, sez. C.T. del Comune di Reggio Emilia località Bibbiano al foglio 28 mapp. 57.

L'edificio in questione è compreso nel programma delle verifiche tecniche (art.1, comma 4, lettera a) dell'OPCM 3362/2004 e s.m.i.. La presente relazione, assieme ai suoi allegati, costituiscono le "verifiche tecniche", denominate anche "valutazioni di sicurezza", conformi alle indicazioni definite dalla Regione Emilia Romagna tramite la Deliberazione della Giunta Regionale 23 giugno 2008, n. 936 - Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all'art. 1, comma 4, lettera c) dell'OPCM 3362/2004 e s.m.i. (annualità 2005).

In particolare, durante lo svolgimento di tutte le azioni intraprese per l'esecuzione delle presenti verifiche tecniche, si è sistematicamente fatto riferimento all'Allegato 3 - "Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche su edifici compresi nel programma ex art. 2 comma 2 OPCM 3362/2004 e s.m.i. - annualità 2005" e al Sub-Allegato 3-A - "Guida alle verifiche tecniche ed alla predisposizione degli elaborati grafici e descrittivi" della DGR summenzionata.

Sinteticamente le operazioni svolte per la redazione delle presenti verifiche tecniche possono suddividersi in due fasi principali. La prima costituita dall'analisi storico critica, dal rilievo geometrico, dal rilievo strutturale, dalle indagini preliminari in situ e da verifiche numeriche di prima approssimazione. Questa prima fase non segue un percorso sequenziale predefinito, essendo piuttosto frutto di iterazioni successive; particolare attenzione viene prestata alle analisi di sensibilità finalizzate a definire i più opportuni approfondimenti di indagine.

La seconda fase operativa consiste nella esecuzione e valutazione delle indagini di dettaglio e nella implementazione di modellazioni atte a definire i periodi di ritorno dell'azione sismica per i quali, tenendo conto di tutti i parametri che influenzano lo spettro di progetto, si raggiungono gli stati limite considerati per i diversi meccanismi analizzati, sia locali che globali, in ordine decrescente di vulnerabilità.

La costruzione rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, conseguentemente la sua tutela è disciplinata dalla relativa normativa vigente, in particolare dal “Codice dei beni culturali e del paesaggio”, Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n.42.

1.2 Normative di riferimento

Il principale quadro di riferimento delle presenti verifiche è il D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380, Parte II, nonché il DM 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” e la relativa circolare esplicativa del 02/02/2009, n. 617, con i relativi documenti applicativi di dettaglio citati nel capitolo 12 “Referenze tecniche essenziali” e la “D.P.C.M. per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”(DPCM 12 ottobre 2007).

Per quanto riguarda le azioni e le strutture in c.a sono state adottate le seguenti normative:

- Legge quadro 05/11/1972 n° 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 09/01/1996, “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. 15/10/1996 n° 252, “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. 16/01/1996, “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circ. 04/07/1996 n° 156, “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- O.P.C.M. 3274 20/03/2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- O.P.C.M. 3316 02/10/2003, “Modifiche e integrazioni all'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- D.P.C.M. 12/10/2007 “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”
- D.M. 14/01/2008, “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02/02/2009, n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»”
- DGR 23 giugno 2008, n.936 “Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all'art.1, comma 4, lettera c) dell'O.P.C.M. 3362/2004 e s.m.i.”

Per quanto riguarda le strutture in muratura sono state adottate le seguenti normative:

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

- Circ. n.21745 del 30.7.1981: “Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.”
- D.M. 20.11.1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”
- Circ. n.30787 del 4.1.1989: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”
- D.M. 14/01/2008, “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02/02/2009, n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»”

Per quanto riguarda la progettazione delle strutture di fondazione sono state adottate le seguenti normative:

- D.M. 11/93/1988, “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle opere di fondazione”;
- Circ. 24/07/1998 n° 30483, “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle opere di fondazione”;
- D.M. 14/01/2008, “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02/02/2009, n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»”

1.3 Prestazioni di progetto

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **Robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti, come nel caso in esame, è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

Le azioni da considerare ai fini del calcolo strutturale saranno assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle norme tecniche di riferimento e sono riportate nel paragrafo 1.7 della presente relazione.

1.3.1 Stati limite in presenza di azioni sismiche

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Per le costruzioni di classe I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative a SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative a SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO, quali precisate nei paragrafi 7.3.7.2 e 7.3.7.3 del D.M. 14/01/2008.

1.4 Criteri di calcolo

In generale ai fini della sicurezza delle costruzioni si sono adottati criteri probabilistici scientificamente comprovati, come il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. In tale metodo la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

1.4.1 Stato limite ultimo in condizioni statiche: SLU

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo E_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d di ciascun elemento strutturale.

Le azioni sollecitanti di calcolo sono calcolate secondo la seguente formulazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i -esima azione variabile;

P_k : valore caratteristico della deformazione impressa;

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

I valori dei coefficienti che sono stati adottati nella progettazione sono i seguenti:

Tipo di carico		Coeff.	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 1.4.1: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

- Nell'**Approccio 1** si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.
- Nell'**Approccio 2** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Nella presente relazione di calcolo sarà adottato l'**approccio 2**. Considerata la destinazione d'uso dell'edificio e i carichi variabili applicati, nelle combinazioni di carico si sono adottati i seguenti coefficienti:

Tipo di carico	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

Tabella 1.4.2: valore dei coefficienti di combinazione

1.4.2 Stato limite ultimo in condizioni sismiche: SLV

Nella condizione eccezionale per sisma la verifica allo stato limite ultimo (SLV) si deve garantire che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la formulazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_{ki} : valore caratteristico della i -esima azione variabile;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

1.4.3 Stato limite di danno: combinazione sismica

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso in esame, struttura in muratura portante, la condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano d_r ottenuti dall'analisi siano inferiori a $0.003 h_i$, con h_i altezza dell'interpiano. Le azioni agenti sulla struttura devono essere calcolate anche in questo caso con la combinazione vista in precedenza nel caso dello stato limite ultimo

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

1.4.4 Stato limite di esercizio

Per la situazione permanente e transitoria le verifiche degli stati limite di esercizio sono effettuate con riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione rara:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Per quanto riguarda il valore dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili si veda quanto indicato nella tabella 1.4.2 in riferimento alle combinazioni di carico allo SLU.

1.5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Al fine di determinare l'entità delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si deve definire il periodo di riferimento V_R su quale definire le varie probabilità di eccedenza P_{VR} .

1.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nella tabella 1.3.1 vengono riportati i valori della vita nominale per i diversi tipi di opere, evidenziando la categoria in cui rientra l'opera oggetto della presente relazione di calcolo.

Tipo di costruzione		V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 1.5.1: vita nominale V_N per diversi tipi di opere

1.5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per

l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame, trattandosi della verifica di una struttura adibita a municipio in cui sono provviste funzioni pubbliche importanti e strategiche in caso di evento sismico, si adotta una **classe d'uso** pari a **IV**. Nella presente relazione verranno comunque effettuate considerazioni in merito alla possibilità di declassare la struttura adottando una classe d'uso pari a III.

1.5.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 1.3.2.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 1.5.2: valori del coefficiente d'uso C_U

Per le verifiche oggetto della presente relazione si assume un valore di V_R pari a:

$$V_R = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

1.6 Azioni agenti sulla struttura

Le azioni applicate sulla struttura e considerate nell'analisi delle sollecitazioni, oltre a pesi propri ed ai carichi accidentali, sono essenzialmente l'azione sismica, il carico da neve e la spinta del vento.

1.6.1 Azione sismica

DM 14/01/2008 - § 3.2

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai fini della presente relazione le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

DM 14/01/2008 - § 3.2.2

Come è emerso dalla relazione geologica il profilo stratigrafico individuato del suolo di fondazione rientra nella **Categoria C**, *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si può adottare la seguente classificazione

- *T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Si assume quindi coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.0$*

UBICAZIONE DEL SITO

Al fine di determinare i parametri fondamentali delle diverse forme spettrali risulta necessario anzitutto individuare la posizione geografica del sito in esame. Accedendo a GoogleMaps, noto il luogo della costruzione, si ricavano le coordinate geografiche:

Coordinate geografiche WGS84:

- Latitudine: 44.663239 (44°39'47.660")
- Longitudine: 10.473313 (10°28'23.927")

Coordinate geografiche ED50

- Latitudine: 44.66418169 (44°39'51.054")
- Longitudine: 10.47432870 (10°28'27.583")

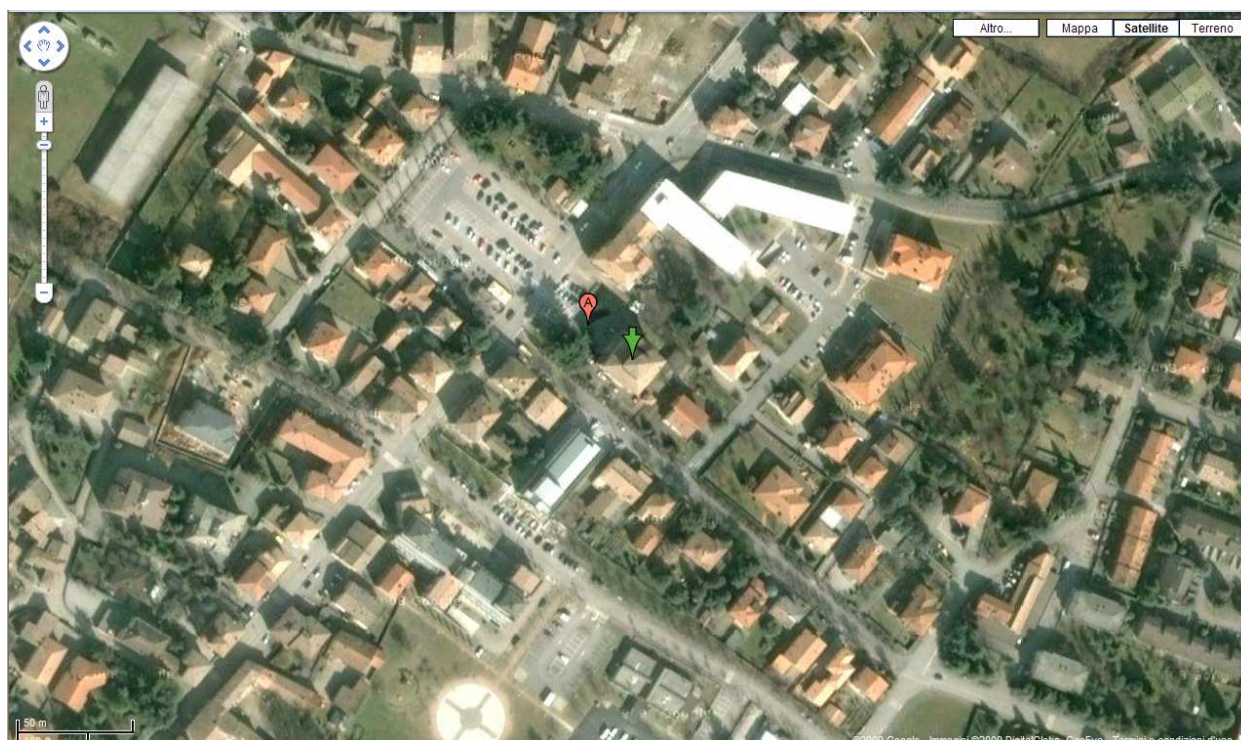


Figura 1.6.1: individuazione delle coordinate geografiche del sito in esame

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

La determinazione dei parametri spettrali, qualora il punto individuato non coincida con un punto della griglia riportata nella Tabella 1 dell'allegato A al DM 14/01/2008, viene effettuata mediante interpolazioni dettate dalla norma, riportate sempre all'interno dell'allegato A.

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SPETTRALI E GRAFICI DELLO SPETTRO ELASTICO

DM 14/01/2008 - § 3.2.3.2

Una volta determinato il punto all'interno del reticolo di riferimento, mediante le coordinate geografiche, si ricava, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Circ. DM 14/01/2008 - § C.3.2.1

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro ad esso corrispondente viene ricavato mediante l'espressione 2 dell'allegato A del DM 14/01/2008.

Di seguito si riportano tutti i parametri adottati per la costruzione dello spettro di risposta, secondo quanto prescritto al punto 3.2.3.2.1 del DM 14/10/2008.

Stato limite	P_{VR}	T_R	a_g/g	F_o	T_c^*	S_s	C_c	T_B	T_c	T_D
SLO	81 %	60	0.068	2.482	0.265	1.500	1.627	0.144	0.431	1.872
SLD	63 %	101	0.085	2.464	0.270	1.500	1.617	0.146	0.437	1.940
SLV	10 %	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	0.153	0.458	2.384
SLC	5 %	1950	0.242	2.466	0.305	1.342	1.554	0.158	0.474	2.568

Tabella 1.7.1: valore dei parametri dello spettro di risposta nel caso di terreno di tipo C e di una classe d'uso pari a IV

Nel caso si una classe d'uso pari a III i parametri dello spettro di risposta sono i seguenti:

Stato limite	P_{VR}	T_R	a_g/g	F_o	T_c^*	S_s	C_c	T_B	T_c	T_D
SLO	81 %	45	0.060	2.489	0.257	1.500	1.644	0.141	0.423	1.840
SLD	63 %	75	0.074	2.469	0.270	1.500	1.617	0.146	0.437	1.896
SLV	10 %	712	0.179	2.434	0.286	1.439	1.587	0.151	0.454	2.316
SLC	5 %	1462	0.223	2.454	0.299	1.372	1.564	0.156	0.468	2.492

Tabella 1.7.2: valore dei parametri dello spettro di risposta nel caso di terreno di tipo C e di una classe d'uso pari a III

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento che nel caso in esame viene assunto pari al 5%. Gli spettri di progetto elastici per i vari stati limite, sono definiti dalle espressioni seguenti e vengono rappresentati graficamente in fig. 1.7.1:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per} \quad T_D \leq T$$

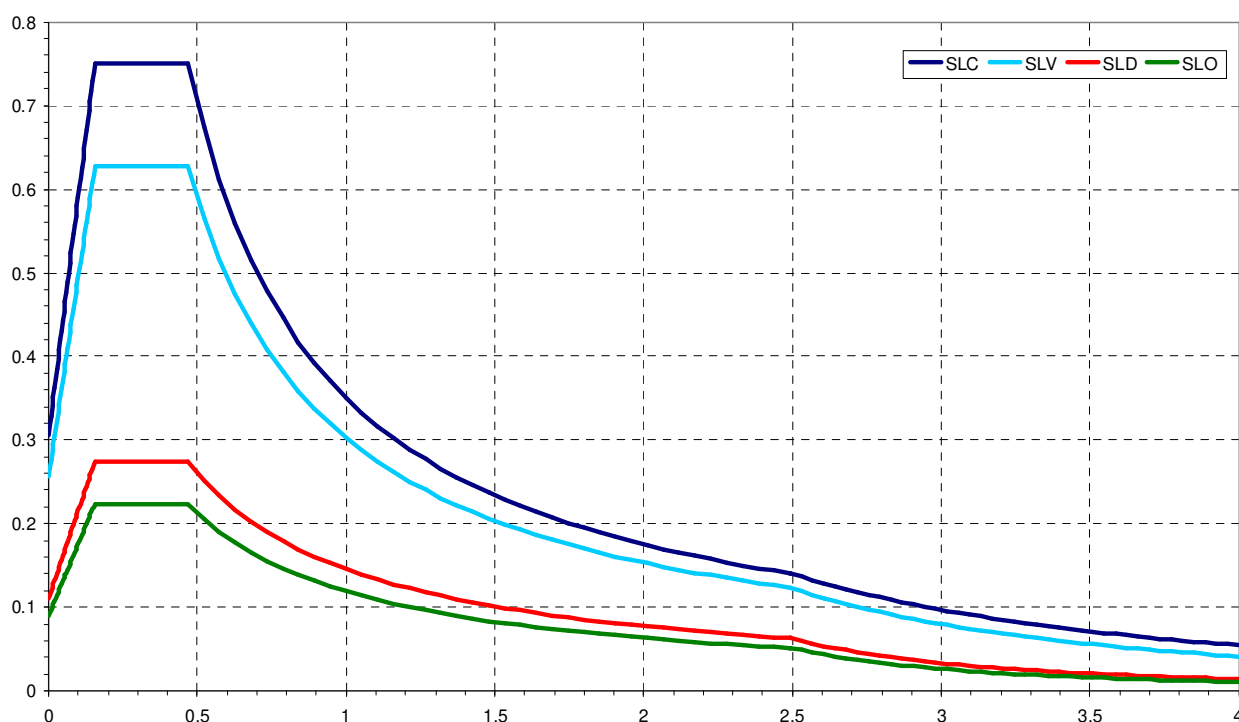


Figura 1.7.2: grafici dei diversi spettri di risposta elastici nel caso di terreno di tipo C e di classe d'uso pari a IV

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel

periodo di riferimento P_{VR} considerata ordinate ridotte sostituendo, nelle formule viste in precedenza, η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il fattore di struttura da adottare per ciascuna direzione dell'azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Dovento eseguire la verifica di una struttura in muratura ordinaria a più piani e considerando che l'edificio non è regolare in altezza, il fattore di struttura che è stato assunto, secondo le indicazioni riportate al punto C8.7.1.2 della Circ. 02/02/2009, n. 617 è pari a:

$$q_0 = 1.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.5$$

$$q = 2.25$$

Lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo, che consegue all'assunzione del fattore di struttura q , è definito dalle espressioni seguenti ed è rappresentato graficamente in fig. 1.7.1:

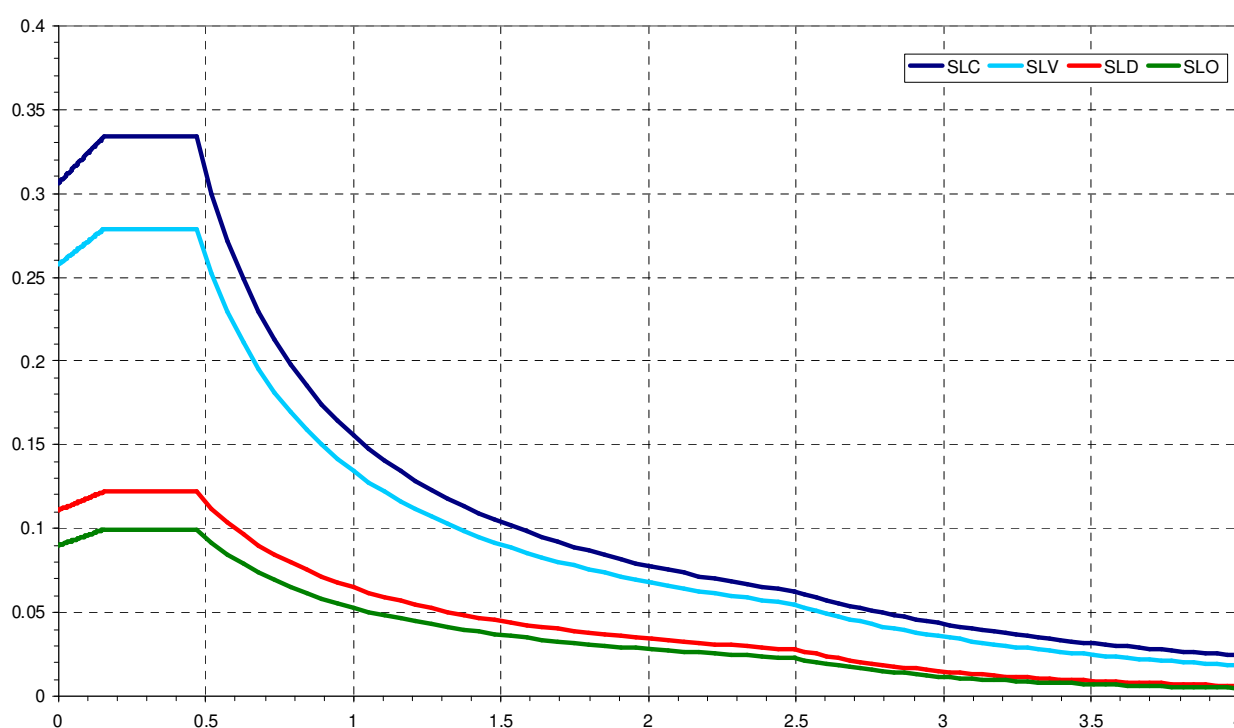


Figura 1.7.3: grafici dei diversi spettri di progetto per gli stati limite ultimi per la verifica del municipio (muratura)

$$\begin{aligned}
 S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] && \text{per} && 0 \leq T < T_B \\
 S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 && \text{per} && T_B \leq T < T_C \\
 S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) && \text{per} && T_C \leq T < T_D \\
 S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) && \text{per} && T_D \leq T
 \end{aligned}$$

Si vuole precisare che, secondo quanto stabilito al punto C8.7.2.1 della circolare 02/02/2009 per l'applicazione delle Norme Tecniche, lo Stato Limite di Collasso (SLC) non può essere verificato con l'impiego del fattore di struttura q .

1.7.2 Carico da neve

DM 14/01/2008 - § 3.4

Il carico della neve gravante sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 200 anni;

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;

C_e : è il coefficiente di esposizione;

C_t : è il coefficiente termico;

Il carico da neve al suolo per la zona in esame (Zona I – Mediterranea, Reggio Emilia, con altitudine inferiore a 200 m s.l.m.) può essere assunto pari a 150 kg/m².

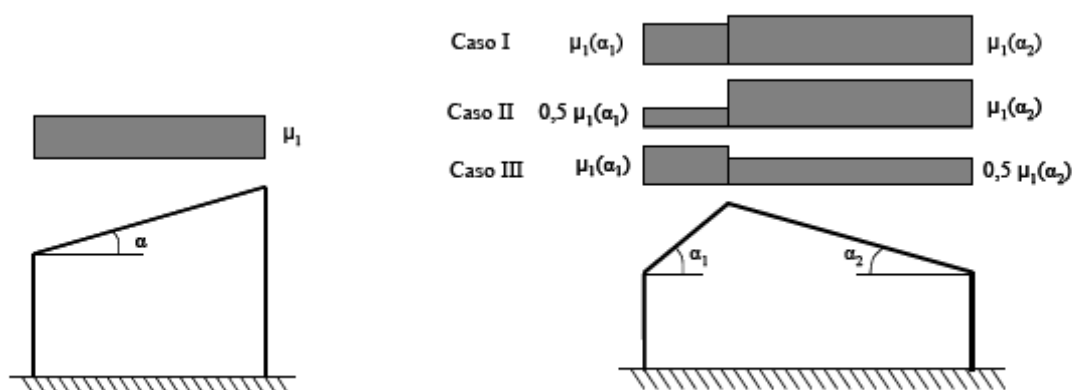


Figura 1.7.4: condizioni di carico per coperture ad una e due falde

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari ad 1, in quanto la costruzione non presenta una significativa rimozione di neve a causa del vento, del terreno, degli alberi o di altre costruzioni. Per quanto riguarda il coefficiente termico C_t , trovandoci in assenza di specifici documenti di studio, esso sarà assunto pari ad 1.

Inoltre, dovendo analizzare una copertura a due falde con inclinazione di circa 5° il coefficiente di forma μ_i è pari a 0.8.

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I riportata in Fig. 1.7.3, mentre per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III, sempre riportate in Fig. 1.7.3.

Il carico da neve risultante per la condizione di carico I è quindi dato da a:

$$q_s = 0.8 \cdot 150 = 120 \text{ kg / m}^2$$

Mentre per la condizione di carico II si considererà un carico differenziato per ciascuna delle due falde pari a:

$$q_{s1} = 0.8 \cdot 150 = 120 \text{ kg / m}^2$$

$$q_{s2} = 0.8 \cdot 150 = 60 \text{ kg / m}^2$$

1.7.3 Carico del vento

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione

Il carico del vento agente sulle pareti e sulla copertura dell'edificio sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b : è la pressione cinetica di riferimento del vento;

c_e : è il coefficiente di esposizione;

c_p : è il coefficiente di forma, funzione della geometria e della tipologia dell'edificio;

c_d : è il coefficiente dinamico;

La velocità di al suolo per la zona in esame (Emilia Romagna e altitudine < 750 m s.l.m.) può essere assunto pari a 25 m/s, quindi per quanto riguarda la pressione cinetica di riferimento si ha che:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 390.6 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_b : è la velocità di riferimento del vento in m/s;

ρ : è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z della costruzione sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Esso è dato dalla formula seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r : è il coefficiente di rugosità;

c_t : è il coefficiente di topografia che per la zona in esame è assunto pari ad 1;

z : è l'altezza massima della costruzione, che nel caso in esame è pari a 6.1 m;

Dovendo analizzare un costruzione edificata in una zona con classe di rugosità riconducibile alla zona B "Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive", secondo la il DM 14/01/08 ed in funzione della posizione geografica del sito in questione (Zona 2, distanza dalla costa > 30 km, altitudine < 500 m s.l.m.), si devono adottare i seguenti parametri:

$$k_r = 0.22$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$$z_0 = 0.3 \text{ m}$$

Dato che la costruzione in esame ha un'altezza massima inferiore a z_{\min} , il valore del coefficiente di esposizione risulta dato da:

$$c_e(z_{\min}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)\right] = 0.22^2 \cdot \ln\left(\frac{8}{0.30}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{8}{0.30}\right)\right] = 1.63$$

Il coefficiente di forma c_p per la costruzione in esame, edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate, viene assunto pari a + 0.8 per la parete sopravvento e - 0.4 per la per la parete sottovento e per la copertura.

Infine il coefficiente dinamico c_d , secondo quanto riportato in fig. C.3.3.8 del sopracitato decreto, viene assunto a favore di sicurezza pari ad 1.

Il carico del vento risultante è quindi pari a:

$$q_s = 39.06 \cdot 1.63 \cdot 0.8 = 51.6 \text{ kg / m}^2 \quad \text{per parete sopravvento}$$

$$q_s = 39.06 \cdot 1.63 \cdot 0.4 = 25.8 \text{ kg / m}^2 \quad \text{per copertura e parete sottovento}$$

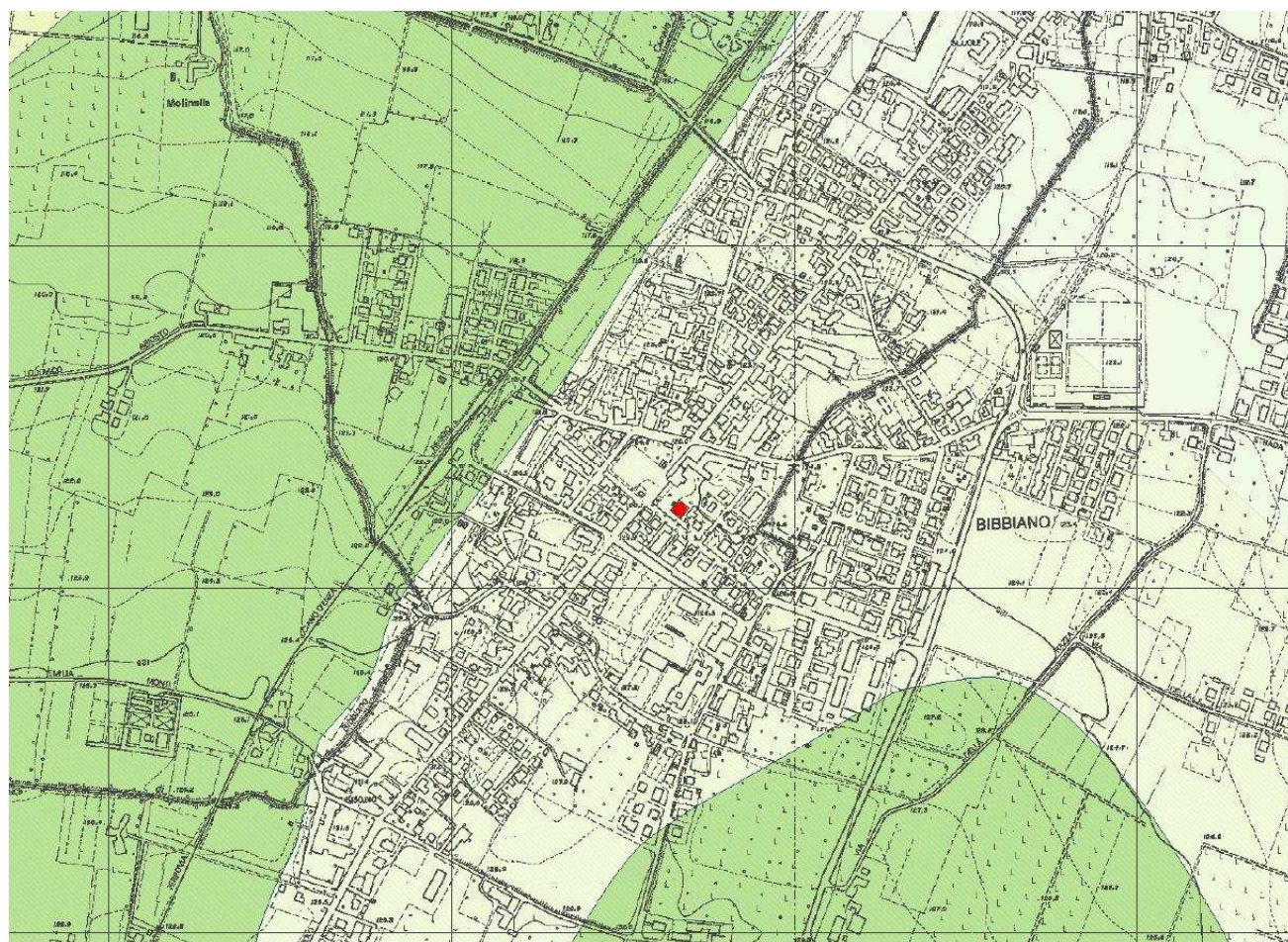
1.7 Caratteristiche del terreno di fondazione

La relazione geotecnica si basa sulla relazione geologica redatta dal dott. geol. Giusti Arrigo nel rispetto delle disposizioni nazionali e regionali in materia di edificabilità in zona sismica, che hanno attestato le condizioni morfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area su cui insiste.

A tal proposito si ricorda che il territorio comunale di Bibbiano (RE) con l'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003, è stato dichiarato zona sismica di **III° categoria**.

La plasticità delle Formazioni non permette l'individuazione, in superficie, delle strutture tettoniche principali. Tuttavia, questi terreni hanno subito movimenti orogenetici molto recenti che hanno accompagnato il movimento traslativo della coltre alloctona, costituita dai Terreni Eugeo e Tardo-geosinclinali, al di sopra del basamento Miocenico padano.

La presenza di movimenti relativamente recenti (fasi pleistoceniche) può essere provata da osservazioni geomorfologiche: risulta infatti evidente come il territorio, a cui appartiene l'area in esame, sia soggetto al ringiovanimento dei fenomeni erosivi, a seguito di movimenti tettonici di tipo essenzialmente epirogenetico. Si può vedere come il rapido ringiovanimento dei corsi d'acqua si sia sovrapposto ad un ciclo erosivo precedente giunto "per vie forzate" a uno stadio di maturità.



AES8 - Subsistema di Ravenna

Limi sabbiosi e limi argillosi negli apparati dei torrenti minori o ghiaie in lenti entro limi, subordinate ghiaie e ghiaie sabbiose in quelli dei torrenti e fiumi principali. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Potenza fino a oltre 20 m.
Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni).

AES7a - Unità di Niviano

Depositi continentali ghiaioso sabbiosi dei terrazzi intravallivi e di conoide dei fiumi principali, e limo-sabbiosi dei torrenti minori. Al tetto suoli decarbonatati, a luoghi rubefatti, con fronte di alterazione < 5 metri, orizzonti superficiali con colore variabile a seconda della litologia da rosso bruno a giallo bruno. Contatto inferiore in discontinuità su unità più antiche. Contatto superiore coincidente con la superficie topografica nelle aree intravallive e pedecollinari, sepolto da AES7b e AES8 nell'alta pianura. Potenza affiorante < 10 m o non valutabile.
Pleistocene sup

Figura 1.8.1: rilevamento geologico con unità geologiche e coperture presenti nell'intorno del fabbricato in esame

In base ad indagini penetrometriche effettuate nei pressi dell'area in esame, si evince che il primo sottosuolo è ascrivibile ad un tipico deposito alluvionale del Pluviale-fluvioglaciale Mindel costituito da ciottoli e ghiaie miste a limi sabbiosi, sabbie limose e sabbie. È questo un materiale che ha subito un'intensa alterazione idrolitica che si caratterizza per la presenza di un paleosuolo rosso fersiallitico. Tale processo pedogenetico, risalente all'interglaciale Mindel-Riss, ha portato ad un'intensa decalcificazione che ha distrutto, dissolvendole, le ghiaie e persino i ciottoli carbonatici ed arenaceo-calcarei. I clasti silicatici sono stati poi a loro volta alterati da processi idrolitici che hanno posto in circolo nel sottosuolo principalmente ferro, alluminio, manganese e silicio.

Agli ossidi ed idrossidi di ferro è dovuto il colore rosso del terreno, mentre patine nerastre di manganese sono spesso visibili sulle ghiaie residue e nelle fessure delle argille che le inglobano. I ciottoli silicei, gli unici che hanno mantenute intatte le loro caratteristiche originarie, sono a loro volta rivestiti da una incrostazione silicea (opalina). Pur risultando spesso assente, per eluviazione, l'orizzonte A, tale paleosuolo, rimaneggiato presso la superficie dal plurisecolare intervento antropico, presenta ovunque rilevanti spessori. La natura dei depositi mindeliani è, ovunque affiorino, prevalentemente ghiaiosa. Procedendo dalla zona pedecollinare verso la pianura, la loro pezzatura diviene però meno grossolana e compaiono intercalazioni, sempre più frequenti e di maggior potenza, di depositi clastici più fini, da sabbioso-limosi a limoso-sabbiosi.

All'altezza di Bibbiano predominano ancora comunque le ghiaie, inalterate al di sotto della coltre pedogenetica, con dimensioni molto variabili nei diversi livelli e non di rado eterometriche anche nell'ambito dei singoli corpi sedimentari. Esse risultano frammiste a sabbia e/o limo e ad interstrati della medesima natura in subordine, lentiformi ed embriciati con le ghiaie, secondo la tipica dinamica dei depositi fluviali. Ne deriva che lo spessore dei diversi episodi sedimentari è molto variabile e cambia senza alcuna apparente regolarità anche nell'ambito di ciascuno di essi.

Da rilevare che la litologia del substrato, nel territorio in esame, è stata solo in parte indagata direttamente, poiché le indagini non sempre sono state in grado di attraversare depositi ghiaiosi ad elevato grado di addensamento del tipo di quelli sopra descritti.

In ogni caso, usufruendo delle risultanze del sondaggio sismico a rifrazione tipo MASW qui effettuato per la determinazione del V_{s30} , si evince che nella zona, sino alla profondità di 5 m, abbiamo lenti di sabbia e ghiaia decalcificata in matrice limo argilloso. Il grado di consolidazione del deposito è in genere modesto tra i 3 m ed i 5 m, profondità in cui inizia ad essere presente un deposito prevalentemente litoide la cui potenza può essere stimata in oltre 8 m. Oltre, vi è nuovamente uno strato con un minor grado di addensamento in prevalente matrice pelitica che a sua volta, a partire dalla profondità di circa 20 m, ricopre un secondo banco di sabbie e ghiaie addensate.

Il territorio di Bibbiano ricade all'interno dell'Unità idrogeologica della conoide del F. Enza. La conoide dell'Enza si è infatti sviluppata quasi interamente in provincia di Reggio nell'Emilia, in riva destra dell'attuale percorso del fiume. Quest'ultimo ha poi subito nel tempo, come quasi tutti i corsi d'acqua del versante padano dell'Appennino, un progressivo spostamento verso Ovest, probabilmente a seguito di movimenti tettonici recenti.

In questa località ci troviamo lungo il margine orientale della base della conoide. In profondità abbiamo alternanze di sabbie, ghiaie e materiali lirno-argillosi: gli orizzonti acquiferi conosciuti variano da tre a sei e possono raggiungere il 60% dello spessore. In relazione all'ampia distribuzione di materiali permeabili in superficie, la conoide dell'Enza è alimentata dall'infiltrazione di acque superficiali (di precipitazione, di corsi d'acqua minori, di canali, dell'Enza).

base alla documentazione esistente ed alle caratteristiche della falda rilevate da alcuni pozzi, è possibile delineare un quadro sufficientemente preciso dell'idrogeologia della zona.

La mancanza, in questa località, di una vera e propria falda freatica deve essere ascritta di un alto strutturale in corrispondenza del quale le carte idrogeologiche indicano uno spartiacque principale che, in questa zona, con direzione SO/NE, accompagna, a oriente, la periferia del paese. Saltuariamente possono essere presenti falde sospese nel primo banco di sabbie e ghiaie a m dal p.c.; il primo acquifero artesiani si rinviene invece tra -30 e -40 m dal p.c. Altri livelli permeabili, in lenti ghiaiose e sabbiose, sono presenti tra -80/100 m dal p.c, in prossimità del passaggio con il substrato costituito dai sedimenti marini. È questo 1° acquifero più produttivo a cui attingono i pozzi irrigui della zona.

In accordo con l'amministrazione comunale è stata condotta una prospezione MASW (Multichannel Acquisition Surf Wave) utilizzando un sismografo a 24 canali prodotto dalla Ditta PASI di Torino attrezzato con 24 geofoni orizzontali di ricezione, dotati di preamplificatori di segnale, disposti ad interasse di 2m l'uno dall'altro. L'indagine consente di valutare, nei primi 30 m. di profondità, la distribuzione della velocità delle onde di taglio S per la definizione della categoria del terreno.

L'esposizione della metodica ed i risultati del lavoro sono nel dossier allegato; come si vede, il valore medio del parametro V_{S30} è pari a 285 m/s, quindi il suolo di fondazione appartiene alla **Categoria C**, *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)"*.

In conformità con quanto richiesto dall'allegato A3 del DAL 112/2007, per la presenza di magnitudo superiori a 5, si è proceduto alla verifica della liquefazione del terreno. In assenza, nei primi metri, di livelli di spessore significativo di sabbie limose e sabbie sature d'acqua, è stato appurato con l'ausilio del programma LAN, prodotto dalla ditta Aztec Informatica, che il primo sottosuolo presenta un basso rischio di liquefazione.

Oltre a tale relazione si sono potute determinare le caratteristiche del sottosuolo anche sulla base di alcune indagini penetrometriche effettuate nei pressi dell'area in esame. In particolare si riporta di seguito uno stralcio della relazione geologica, redatta dal Dott. Geol. Maria Luisa Barchi, nel febbraio 1995, sul terreno individuato all'Agenzia del Territorio di Reggio Emilia, sez. C.T. del Comune di Reggio Emilia località Bibbiano al foglio 28 mapp. 218, 225, 251.

In seguito ad accordi intercorsi con l'Ing. V.Sartori di Reggio Emilia, tecnico progettista, è stata effettuato lo studio di carattere geoidrologico, geologico e geo tecnico generale, in osservanza alle attuali disposizioni di legge, riguardante un'area, soggetta a Piano Particolareggiato di iniziativa privata, ubicata a Bibbiano (RE).

Nella presente relazione vengono riportati i dati emersi dagli studi e dalle indagini dirette effettuati in zona, da cui vengono delineate le principali caratteristiche geoidrologiche, geologiche e geomeccaniche del primo sottosuolo.

Il comparto di terreno è posto nel settore meridionale del centro abitato di Bibbiano, a Ovest della tangenziale Quattro Castella - Bibbiano. Secondo la cartografia ufficiale, l'appezzamento esaminato è situato alla quota media di 126 m s.l.m., ed è caratterizzato da un andamento morfologico pressochè pianeggiante con deboli pendenze disposte generalmente verso NE. L'area in oggetto, di forma geometrica irregolare subtrapezoidale, confina a Nord con la strada comunale denominata via Rosemberg e a Est con zone di recente edificazione. Il lato Sud è definito da terreni agricoli, mentre il lato Ovest è delimitato in parte da edifici esistenti e in parte dalla sede stradale di via G.B.Venturi.

La caratterizzazione litostratimetrica e geomeccanica del terreno è stata ottenuta mediante l'ausilio di alcuni sondaggi penetrometrici che, in relazione alle presumibili caratteristiche granulometriche del primo sottosuolo, sono stati eseguiti ad infissione statica. Ad integrazione di questi, sono state effettuate altre indagini di campagna mediante strumentazione portatile, al fine di ottenere una valutazione globale dell'area esaminata. I risultati emersi sono stati, inoltre, correlati a dati esistenti forniti dalla bibliografia specializzata.

Dal punto di vista geologico, l'area in esame si inserisce pienamente nel contesto dei sistemi terrazzati di alta pianura denominati Struttura del Ghiardo.

Essi sono ben distinguibili in base a precisi elementi morfologici: si tratta di rilievi aventi sommità subpianeggiante con ripide e improvvise scarpate di raccordo ai depositi sottostanti. In superficie si distingue la presenza di un paleosuolo di natura prevalentemente argillosa, di colore rossastro, la cui genesi è diretta funzione dei climi che hanno caratterizzato le ultime glaciazioni e le relative fasi intermedie.

Al di sotto dell'orizzonte superficiale argilloso, si osservano sedimenti di origine argilloso-limosa che recano intercalazioni sabbiose e/o ghiaioso-sabbiose.

Detti depositi sono il risultato di eventi erosivi correlabili a periodi con clima arido, alternati ad episodi alluvionali che oltre a rimobilizzare i depositi più grossolani hanno trasportato e consentito la sedimentazione di abbondanti materiali fini.

I sondaggi geognostici eseguiti in loco evidenziano che arealmente il comparto si mostra litologicamente omogeneo, mentre dal punto di vista della profondità, si osserva una notevole variabilità composizionale.

Infatti, oltre ad un primo orizzonte di terreno agricolo/lavorativo aerato, spesso mediamente 50 cm, si osserva la presenza di argille e limi intercalati, inglobanti depositi lentiformi di sabbie fini, caratterizzati da spessore variabile (da pochi decimetri al metro) ed estensione irregolare.

Alla profondità compresa fra 4,80 m e 5,60 m dal piano di campagna attuale compare il repentino passaggio al tetto di un banco costituito da ghiaia mista a sabbia; la particolare compattezza del deposito ha impedito allo strumento impiegato di attraversarlo completamente e, per tale motivo, non se ne conosce l'esatto spessore.

Dal punto di vista geoidrologico, il confronto dei dati emersi durante i rilievi freaticometrici con quelli forniti dalle indagini geognostiche indica che il livello piezometrico del primo orizzonte acquifero si attesta ad una profondità superiore a -10 m dal piano di campagna.

Considerata la composizione del primo sottosuolo indagato, si rammenta che in concomitanza di periodi particolarmente piovosi possono formarsi ristagni e “sacche” di acque meteoriche intrappolate in corrispondenza di orizzonti a granulometria più grossolana e quindi più permeabili. Esse risultano, tuttavia, manifestazioni occasionali ad andamento stagionale, prive di significato idrogeologico.

Vista la profondità dell’acquifero riscontrata, si ritiene non esistano problemi di carattere gecidrologico e/e idropotabile relativi a interferenze fra le acque di falda e le strutture fondali, siano esse di tipo superficiale che di tipo più profondo, nel caso si realizzassero edifici con vani interrati.

[...]

Per definire le caratteristiche litostratimetriche e geomecchaniche del comparto in esame, sono state effettuate n.3 prove penetrometriche, spinte alla profondità massima di rifiuto totale alla penetrazione della punta. Per l’indagine è stato impiegato un penetrometro olandese Gouda da 10 ton, usando per la penetrazione una punta “Friotion Jacket Cone” caratterizzata da un’area di 10 cmq e un angolo di incisione di 600.

L’interpretazione e la conseguente definizione dei dati geomeccanici è stata eseguita sulla base sia delle prove effettuate, sia con il supporto dei dati esistenti e ritenuti validi per la zona in oggetto.

Per la definizione dei suddetti dati si è fatto riferimento alle varie teorie inerenti lo studio dei terreni di sottofondazione e, in particolare, riguardanti:

- *la teoria di Buismann per il riconoscimento litostratimetrico dei terreni sondati;*
- *la teoria di Eegemann-Terzaghi per la determinazione della coesione apparente e dell’angolo di attrito interno;*
- *la teoria di Sanglerat per la definizione del coefficiente di compressibilità volumetrica.*

I risultati ottenuti hanno consentito di valutare sotto il profilo geomeccanico i materiali sondati, sia in rapporto alle ipotesi delle teorie considerate, sia in funzione delle condizioni fisiche dei materiali esaminati.

In base allo studio svolto nell’area in oggetto, sono stati valutati alcuni dei fondamentali elementi di carattere tecnico, in base ai quali è stato possibile definire alcune delle principali proprietà geomeccaniche generali del primo sottosuolo indagato, in relazione a futuri interventi di tipo edificatorio.

Escluso il primo metro di terreno, in quanto costituito in parte da terreno aerato e in parte da materiali argillosi sensibili che per propria natura possono subire l’effetto delle escursioni termiche stagionali con ripercussioni sulle strutture portanti, i terreni indagati mostrano buona capacità portante. In riferimento ai soli materiali coesivi, essi risultano dotati di media plasticità e grado di consolidazione medio—elevato.

I principali parametri geomeccanici riferiti ai termini coerenti non immersi in acqua sono i seguenti:

- *peso specifico = 1,95 ton/mc;*
- *angolo di attrito interno = mediamente 24°*
- *coesione apparente (C_u) = 7 ton/mq;*
- *coeff. di compress. volum. (m_v) compreso fra 0,01 e 0,008 cm.*

Inoltre sulla scorta delle principali verifiche di carattere geotecnico, è stata calcolata la capacità portante generale dei terreni di sottofondazione, riferita ad una base d'appoggio per le strutture fondali di almeno -1,20 m dal piano campagna attuale, ossia entro materiali non disturbati.

Tenuto conto delle caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche dei terreni esaminati, si ritiene che il carico di esercizio, da utilizzare per il dimensionamento di massima delle strutture fondali, possa essere valutato pari a 1,5 kg/cmq in presenza di diagrammi di pressione di tipo normale, con possibilità di incrementi del 10% in presenza di diagrammi di pressione di tipo trapezoidale. Assumendo i valori riportati, il calcolo teorico degli assestamenti indotti dall'incremento di carico ai terreni di sottofondazione, effettuato sulla base dei dati attualmente a disposizione, fornisce valori compatibili con le normali strutture in cemento armato.

Riassumendo i parametri fondamentali del terreno emersi dalle indagini eseguite sono:

- Zona sismica di III° categoria;
- Terreno di tipo C;
- Carico massimo in condizioni di esercizio pari a 1.50 kg/cm².

2 INDAGINE PRELIMINARE

2.1 Descrizione tecnico-costruttiva dell'edificio

L'edificio oggetto del presente documento di studio è ubicato nel centro di Bibbiano di fronte a piazza Damiano Chiesa nr. 2 ed è sede degli uffici dell'Amministrazione Comunale di Bibbiano.

Lo stabile, isolato e di forma pressoché quadrata in pianta, si affaccia verso nord-ovest su piazza Damiano Chiesa ed è costeggiato verso sud-ovest da via Antonio Gramsci. Come desumibile dalle planimetrie l'edificio municipale risulta isolato ed eretto su di un lotto autonomo, non vi sono quindi interazioni con altre costruzioni.



Figura 2.1.1: estratto di mappa con individuazione dell'edificio municipale

L'area è compresa nell'elemento n° 200100 CTR dell'Emilia Romagna e la georeferenziazione della scuola, eseguita consultando la Cartografia Geologica (progetto CARG) messa a punto dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli e la vista satellitare riportata di seguito, ha permesso di desumere le seguenti coordinate:

▪ **Sistema ED50 UTM32* in uso alla Regione Emilia Romagna:**

Est = 616885.2 – Nord = 4946804.83 – Fuso 32

▪ **Coordinate geografiche WGS84:**

Latitudine: 44.663239 (44°13'14.172") – Longitudine: 10.473313 (12°03'04.962");

Il fabbricato in muratura, nato come casino residenziale, risale ai primi anni del '900 ed ha subito interventi di modifica ancor prima di essere terminato, a seguito dell'acquisto da parte dell'Amministrazione Comunale avvenuta nel 1920. Nel 1979 vennero poi realizzati degli interventi di sistemazione dell'edificio municipale, lavori poi interrotti a seguito dell'evento sismico del 9 novembre 1983. A seguito di questo evento l'edificio subì danni di notevole entità, tali da richiedere un tempestivo intervento di consolidamento ed una riorganizzazione più funzionale e simicamente più corretta delle destinazioni d'uso. Tali lavori proseguirono attraverso numerose fasi esecutive e subirono diverse modifiche in corso d'opera, come documentato dalle perizie suppletive e di variante depositate, e terminarono nel marzo del 1989.



Figura 2.1.2: vista del fronte principale del Municipio di Bibbiano

Attualmente il piano terra è destinato ad archivi, mentre nei piani rialzato e primo si trovano diversi uffici aperti al pubblico. Al piano secondo, parzialmente di sottotetto, si trova invece l'ufficio tecnico, mentre l'altana è stata destinata a sala riunioni per la commissione edilizia. Ai vari piani si accede mediante la scala situata sul lato Nord-Ovest o attraverso l'adiacente ascensore di recente realizzazione. L'accesso all'edificio avviene attraverso la scalinata principale, la quale è sormontata da una balconata, sostenuta da quattro alte colonne erette sopra l'ingresso.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è costituito da muratura in pietrame a sacco di spessore variabile per i primi 3 piani, mentre il sottotetto e l'altana sono costituiti da muratura laterizia tradizionale. Si vuole subito anticipare che, come si vedrà in seguito, le murature sono state rinforzate a seguito dell'evento sismico avvenuto nel 1983, mediante l'inserimento nelle murature perimetrali di tiranti Dywidag e attraverso un intonaco armato costituito da betoncino, realizzato invece sulle pareti interne. Tutti i solai sono a struttura portante in legno, rinforzati con putrelle in acciaio e collegati alle murature attraverso una serie di catene in acciaio. La copertura è anch'essa in legno, con sovrastante tavellonatura, caldana e manto di coppi.

La costruzione rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, conseguentemente la sua tutela è disciplinata dalla relativa normativa vigente, in particolare dal "Codice dei beni culturali e del paesaggio", Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n.42.

2.2 Metodo di indagine

I criteri generali che sono stati utilizzati in questa trattazione sono quelli descritti al capitolo 8.2 delle DM 14/01/2009. Ai sensi del punto 8.5 delle suddette norme, le procedure poste in atto ai fini di ottenere una efficace valutazione sismica sono state le seguenti:

- **Par. 2.3: Analisi storico-critica** - (DM 14/01/2008 - § 8.5.1): per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato ricostruito il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
- **Par. 2.5 e 2.6: Rilievo** - (DM 14/01/2008 - § 8.5.2): il rilievo geometrico-strutturale è stato condotto sia in relazione alla geometria complessiva del fabbricato che a quella degli elementi costruttivi. È stato quindi individuato l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti anche la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.
- **Par. 2.7: Caratterizzazione meccanica dei materiali** - (DM 14/01/2008 - § 8.5.3): per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado si sono effettuate alcune verifiche visive in situ e alcuni saggi di controllo.
- **Par. 2.8: Livelli di conoscenza e fattore di confidenza** - (DM 14/01/2008 - § 8.5.4): sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, sono stati individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, utilizzati come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello;

Il percorso della conoscenza è stato redatto seguendo anche le indicazioni contenute nel *“Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'Ordinanza P.C.M. 3274/2003”* frutto dell'intesa istituzionale tra il Dipartimento della Protezione Civile e il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici - Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, in attuazione del Decreto Interministeriale 23 maggio 2005.

2.3 Analisi storico critica

L'indagine preliminare atta a ricostruire la “vita” del fabbricato e condotta mediante l'ausilio dei tecnici comunali, ha permesso di ricavare una discreta mole di informazioni, sia di carattere storico che di carattere tecnico. Naturalmente, non sono disponibili i documenti del progetto strutturale originario, anche se alcune informazioni possono essere tratte da pubblicazioni locali e dai verbali delle riunioni di consiglio.

Nel periodo intercorso fra la realizzazione del municipio ed il momento attuale sono stati realizzati diversi interventi che ne hanno modificato alcune parti. Sulla base dei dati raccolti nella fase di ricerca storica, si possono trarre conclusioni di tipo operativo per la modellazione meccanica globale dell'edificio.

Di seguito si riportano gli interventi più significativi eseguiti sull'edificio, come emerso dall'analisi della documentazione reperita negli archivi comunali.

2.3.1 Anno 1900: la costruzione e l'acquisizione dal parte del Comune di bibbiano

L'edificio attualmente destinato a sede municipale viene fatto costruire, agli inizi del secolo, dal *Conte Nino Palazzi Trivelli* come casino residenziale e, non ancora ultimato, viene acquistato successivamente dalla Amministrazione Comunale di Bibbiano (1920) per destinarlo a sede municipale e ad altri servizi pubblici.

Dai documenti dell'epoca risulta che la proprietà acquistata in quella circostanza, oltre al “Casino Palazzi”, comprendeva un fabbricato colonico con annesso terreno, posto in via G.B. Venturi, nel Borgo di Bibbiano, posto ad Est rispetto alla attuale residenza municipale.

Per fronteggiare la spesa dell'acquisto dell'immobile, stabilita in lire 220.000, il Comune accedeva ad un mutuo fondiario presso la Banca Popolare di Montecchio, ponendo una ipoteca sul “tenimento del Ghiordo” di proprietà del Comune.

In seguito, come si legge nel testo di una delibera di Consiglio Comunale datata 27 Maggio 1921, viene predisposto il progetto di *“Riduzione del Casino ex Palazzi a residenza municipale”*, la cui esecuzione verrà poi affidata alla Cooperativa Muratori di Bibbiano, sodalizio che all'epoca ebbe un ruolo molto importante nella economia del Paese.

Iniziano così, nel corso dello stesso anno, i lavori di adattamento e abbellimento. In origine infatti i locali posti a livello cantinato erano parzialmente interrati ed accessibili solo dall'esterno: attraverso l'intervento di adattamento, *“al fine di destinare a biblioteca e magazzini dell'Azienda Annonaria alcuni locali al piano seminterrato”*, viene abbassato il livello del cortile. Viene inoltre spostata la scala in posizione più idonea all'uso previsto ubdicandola sul lato Nord-Ovest e quindi in fregio all'atrio d'ingresso.

Al piano rialzato, accessibile attraverso l'ampia scala esterna sul lato Ovest, vengono sistemati l'ufficio postale, l'ufficio di beneficenza, i Servizi Sanitari; l'ufficio tecnico e archivio vengono ubicati nelle stanze sul lato Est, mentre la sala ovale viene destinata ad uffici dello Stato Civile, Anagrafe, Leva.

Il piano superiore, avente la stessa distribuzione, e con accesso tramite la scala interna in posizione Nord-Ovest accoglie, attraverso l'atrio di desimpegno, il Gabinetto del Sindaco e la sala del Consiglio, per la quale venne operato un innalzamento del soffitto, creando l'attuale doppio volume presente sul lato Est. Viene inoltre destinata a sala della Giunta la sala ellittica, ed in adiacenza la Segreteria.

I lavori eseguiti durante questa fase quindi consistono, oltre che nello spostamento della scala, nel rifacimento di pavimenti, nella ripassatura di intonaci e nella decorazione della facciata principale, arricchendola inoltre mediante la costruzione della balconata sul lato Ovest, sostenuta da quattro alte colonne erette sopra l'ingresso.

Durante l'esecuzione dei lavori di adattamento, come si evince da una delibera del 17 Gennaio 1922 *"...la Giunta Comunale ha constatato che eseguendo il progetto in data 1 Febbraio 1921, ne sarebbe risultata un'opera troppo modesta e disadorna, per cui ha senso aggiungere lavori di abbellimento e di completamento, comprendendovi la utilizzazione di altri locali per alloggi..."*.

Viene quindi predisposto un nuovo preventivo i cui lavori consistono principalmente, oltre all'utilizzo di tutto il piano seminterrato e del sottotetto, nella decorazione di tutte le facciate esterne - *"...essendo progettata la demolizione della casa colonica Palazzi e la costruzione della strada comunale dell'Eurola, la quale ha un tronco disposto lateralmente e l'altro posteriormente al palazzo municipale, ne consegue che questo è ben visibile da tutti i lati e ne deriva la necessità di estendere il pulimento a tutte e quattro le facciate, anche per il fatto che la costruzione degli alloggi nel sottotetto, si rialza per tutto il perimetro il cornicione..."*

Viene quindi spostato il cornicione, rialzandolo al livello della gronda del tetto, allo scopo di consentire un ampliamento dei finestroni del sottotetto destinato ad abitazione per il custode. Durante queste operazioni il cornicione viene reso più sporgente e quindi più proporzionato alla mole del fabbricato.

Si prevedono nel contempo *"...lavori di abbellimento interni: applicazione di serramenti meno semplici dei progettati, con vetri operati e porta d'ingresso nuova in rovere con decorazione in ferro ed intagli invece della progettata riparazione..., più estesa sostituzione di pavimento in cotto con pavimenti in mattonelle..."*.

Successivamente i lavori previsti sono portati a termine, assieme alla bella cancellata che verrà in seguito rimossa, nel 1936 per sostenere la produzione bellica. L'inaugurazione come risulta dai documenti disponibili, avviene nel Novembre del 1922 e, da quella data, l'edificio in oggetto è sempre stato destinato a sede del Municipio.

2.3.2 Anno 1979: progetto di riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale del comune di Bibbiano

L'amministrazione comunale di Bibbiano, nel quadro degli interventi rivolti a rendere più funzionali gli edifici pubblici di sua proprietà, affidò al Geom. Strozzi Norberto l'incarico di redigere un progetto di risistemazione completo della sede municipale, al fine di adeguarla alle nuove necessità dell'amministrazione ed assicurare al fabbricato stesso garanzia di durata e condizioni di agibilità.

Per ragioni di carattere economico la programmazione degli interventi venne suddivisa in tre stralci, da eseguirsi in vari periodi onde non gravare in modo eccessivo sui bilanci annuali.

PRIMO STRALCIO

Dall'esame della documentazione reperita è stato possibile individuare le opere eseguite, che essenzialmente consistono in interventi a livello di finitura e non includono particolari opere strutturali:

- rifacimento pavimentazioni del piano rialzato;
- Interventi sulle soffittature;
- rifacimento dell'impianto elettrico;
- intonaci interni
- finestre;
- opere di tinteggio.

SECONDO STRALCIO

Il progetto principale venne redatto dal Geom. Norberto Strozzi in data 17 aprile 1979 ed approvato con delibera consigliere nr. 72 del 23/04/1979 per l'importo complessivo di £ 100.000.000.

Si riportano di seguito i dati principali della pratica in oggetto:

- **Progettista architettonico:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Progettista delle strutture in opera:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Direttore dei lavori:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Impresa esecutrice:** CAAM s.r.l. Coop. fra artigiani per conto della Ditta SEAM s.n.c. di Montecavolo (RE);
- **Inizio dei lavori:** 11/03/1980
- **Ultimazione dei lavori:** 08/09/1980

Dall'esame della documentazione reperita, in particolare dalla relazione tecnica, dal computo metrico e dal libretto delle misure, è stato possibile individuare le opere eseguite, che essenzialmente consistono in:

- Restauro e ripristino della copertura, con sostituzione della piccola orditura in legno, tavellonatura, trattamento impermeabilizzante e antisdruciolevole, per evitare lo scivolamento dei coppi, riutilizzo dell'originario manto di copertura con integrazione dei coppi mancanti.
- Sostituzione di gronde e pluviali.
- Disfacimento totale dell'intonaco esterno, formazione di tracce per l'incasso cavi dei cavi elettrici e telefonici, riparazione del cornicione e delle varie cornici, rifacimento dell'intonaco e del relativo tinteggio.
- Sostituzione di persiane e telai a vetri estremamente deteriorati, nonché verniciatura delle porte esterne e delle inferriate.
- Demolizione e rifacimento delle condotte di distribuzione dell'impianto di riscaldamento a vapore a bassa pressione, in quanto le condutture esistenti si presentavano deteriorate dall'usura e dalle vibrazioni provocate dal vapore stesso.

Dal libretto delle misure si possono trarre importanti informazioni sui particolari costruttivi effettivamente realizzati. In particolare per quanto riguarda la copertura si può affermare che questa è stata completamente demolita e ricostruita, sia per quanto riguarda la copertura dell'altana sia per la copertura al piano secondo,

sede attuale dell'ufficio tecnico. Si riporta di seguito uno stralcio del libretto delle misure utilizzato per la contabilità finale dei lavori.

nr	Data	Art.	Indicazione dei lavori	
1	15-04-1980	25	<i>Demolizione di tetto con disfacimento del manto di copertura, della lambrecchiatura, della piccola orditura in legno, ecc..</i>	
		Tot.		461.90 mq
2	15-04-1980	27	<i>Rifacimento della piccola orditura in legno con morali di abete a spigolo vivo sex. 10 × 12, tavellonatura con tavelle in cotto, caldana in calcestruzzo, ecc...</i>	
		Tot.		461.90 mq
5	15-04-1980	29	<i>Manto impermeabilizzante e antisdrucchiolevole costituito da granagliato su guaina Derbitgum dello spessore di 4 mm.</i>	
		Tot.		466.34 mq

Tabella 2.3.1: estratto del libretto delle misure del secondo stralcio dei lavori di sistemazione e riattamento

Non sono stati trovati disegni o particolari esecutivi dell'intervento e le uniche informazioni possono essere tratte come visto in precedenza dall'esame della contabilità e delle relazioni tecniche allegate.

TERZO STRALCIO – SISTEMAZIONE UFFICI ED ARCHIVI

Il progetto principale venne redatto sempre dal Geom. Norberto Strozzi ed fù approvato con delibera consigliere nr. 158 del 7/11/1983 per l'importo complessivo di £ 160.000.000.

Si riportano di seguito i dati principali della pratica in oggetto:

- **Progettista architettonico:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Progettista delle strutture in opera:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Direttore dei lavori:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Impresa esecutrice:** CAAM s.r.l. Coop. fra artigiani per conto della Ditta SEAM s.n.c. di Montecavolo (RE);

Come per gli stralci precedenti il progetto prevede interventi di manutenzione e di rifunionalizzazione dell'edificio. In particolare venne prevista la trasformazione dell'attuale ex-abitazione del custode in uffici e la trasformazione dei locali del sottotetto in archivio, previo rinforzo delle strutture portanti e mediante interventi di prevenzione incendio.

Dall'esame della documentazione reperita, in particolare dalla relazione tecnica, dal computo metrico e dal libretto delle misure, è stato possibile individuare le opere eseguite, che essenzialmente consistono in:

- Demolizione dei pavimenti e ricostruzione del solaio con installazione di putrelle in acciaio, tavelloni e sovrastante caldana armata e pavimentazione in klincher.
- Rivestimento pareti, riprese intonaco, rifacimento coloritura, ripristino zoccolature e restauro volte.
- Rifacimento servizi igienici.
- Impianto elettrico fuori traccia con canale porta conduttori.
- Trattamento ignifugo travi, travetti e di tutte le opere in legno del sottotetto.

Non sono stati trovati disegni o particolari esecutivi dell'intervento e le uniche informazioni possono essere tratte come visto in precedenza dall'esame della contabilità e delle relazioni tecniche allegate.

I lavori previsti dal terzo stralcio vennero **interrotti e successivamente rivisti** a seguito dell'evento sismico del 1983, il quale comportò notevoli dissesti sulle strutture murarie dell'edificio.

2.3.3 Anno 1983: danneggiamento a seguito dell'evento sismico 09/11/83

Il 9 Novembre 1983 un evento sismico di magnitudo 5.10 della scala Richter con epicentro nel territorio parmense causò un danneggiamento considerevole sul fabbricato del municipio. Nella relazione tecnica dell'intervento si possono rintracciare utili informazioni in merito alle lesioni riportate dal fabbricato:

"In tutto il sistema strutturale del fabbricato è ben visibile uno schema fessurativo classico da evento sismico anche se la mancata rimozione dell'intonaco impedisce un'analisi più approfondita. La notevole altezza del fabbricato in oggetto e la mancanza di elementi di controvento costituiti da materiali resistenti anche a trazione, hanno fatto in modo che un evento sismico di modeste proporzioni abbia provocato danni non trascurabili alla struttura muraria. Data infatti la scarsa consistenza della muratura in pietra a sacco è ben visibile uno scollamento generale di alcuni setti verticali (vano scala) dove si rende necessario una cucitura completa seguita da iniezioni di malta di cemento tali da poter ripristinarne la monoliticità.

Si sono tra l'altro individuate in modo bene evidente distacchi di murature interne ortogonali o quelle perimetrali. Ciò è senza dubbio provocato da un cattivo collegamento fra i due muri (difficile da realizzare in muratura di pietrame) e da martellamento sismico.

Un'altra situazione fessurativa di notevole importanza è costituita da quello che interessa le zone con aperture. Sia per effetto delle concentrazioni di carico, che delle forze orizzontali, si inseriscono qui fessurazioni a 45° con origine negli spigoli ed anche di tipo caotico."



Foto 1 – Fessurazione nell'atrio al piano rialzato



Foto 2 – Fessurazioni nelle murature dell'altana

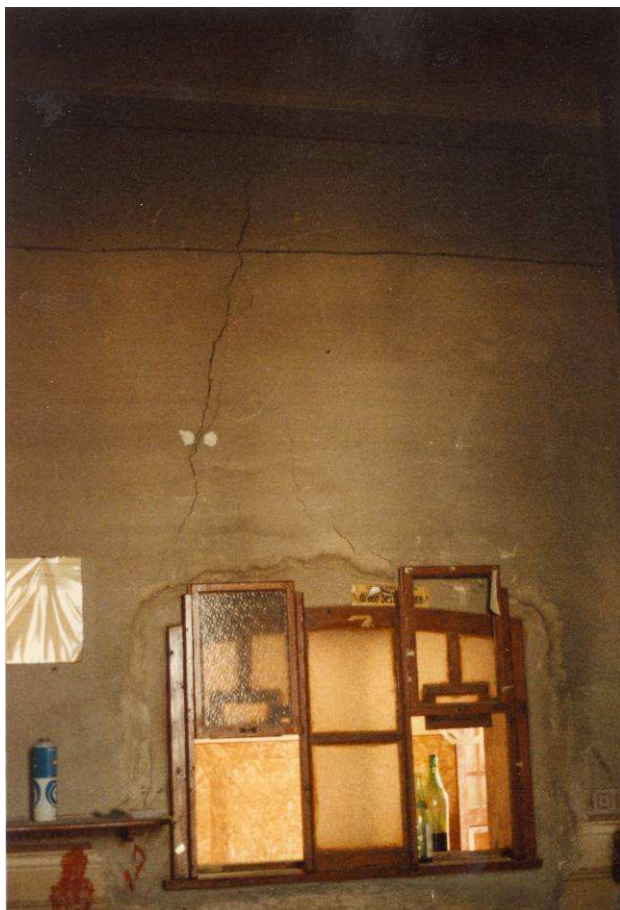


Foto 3 – Fessurazione nell'atrio al piano rialzato



Foto 4 – Fessurazione nella sala del consiglio



Foto 5 – Fessurazione nell'atrio al piano rialzato



Foto 6 – Fessurazioni nel sottotetto



Foto 7 – Lesioni nel vano scale



Foto 8 – Lesioni nel vano scale



Foto 9 – Sconnessioni tra muri ortogonali al piano rialzato



Foto 10 – Sconnessioni tra muri ortogonali al piano rialzato

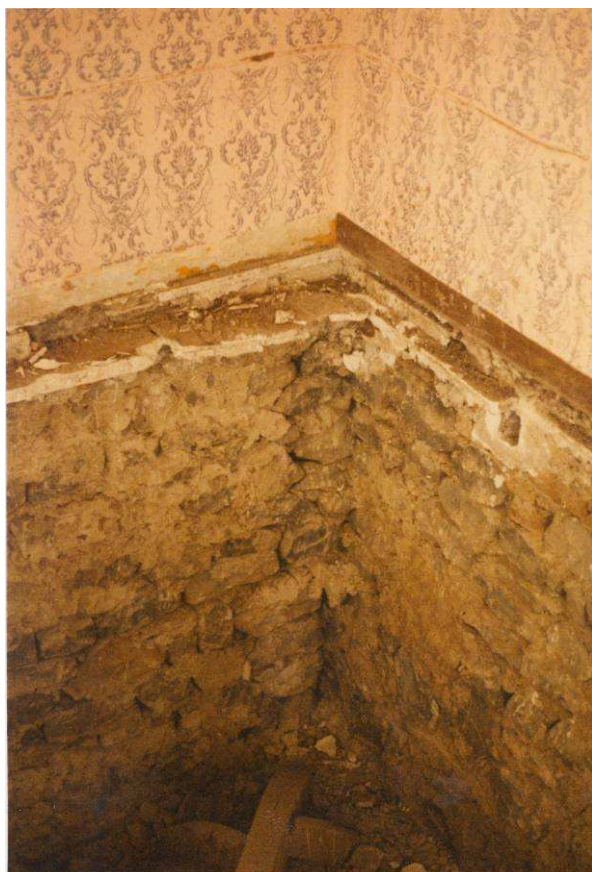


Foto 11 – Sconnessioni tra muri ortogonali al piano rialzato



Foto 12 – Sconnessioni tra muri ortogonali al piano rialzato

2.3.4 Anno 1985: lavori di sistemazione edificio sede municipale del Comune di Bibbiano – “Consolidamento e adeguamento antisismico”

A seguito dell'evento sismico del 9 novembre 1983 l'amministrazione Comunale di Bibbiano, nel quadro di interventi atti a rendere operanti e funzionali gli edifici pubblici di sua proprietà, conferì nuovamente al geometra Norberto Strozzi l'incarico per la progettazione del consolidamento e dell'adeguamento sismico dell'edificio municipale, oltre al completamento del riattamento della sede come previsto dal precedente progetto di “*Riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale del comune di Bibbiano – terzo stralcio*”. Il progetto principale venne redatto dal Geom. Norberto Strozzi in data 11/04/1984 ed è stato approvato con delibera consiliare nr. 53 del 28/02/1985 per l'importo complessivo di £ 329.000.000.

Si riportano di seguito i dati principali della pratica in oggetto:

- **Progettista architettonico:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Progettista delle strutture in opera:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Direttore dei lavori:** Geom. Norberto Strozzi – Albo dei Geometri di Reggio Emilia nr. 424
- **Collaudatore delle strutture:** Ing. Paolo Ferretti – Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia nr.
- **Impresa esecutrice:** UNIECO, Reggio Emilia, via Puccini nr. 17
- **Inizio dei lavori:** 14/10/1985
- **Sospensione dei lavori:** 01/03/1986

Come per gli stralci precedenti il progetto prevede interventi di manutenzione e di rifunionalizzazione dell'edificio. In particolare venne prevista la trasformazione dell'attuale ex-abitazione del custode in uffici e la trasformazione dei locali del sottotetto in archivio, previo rinforzo delle strutture portanti e mediante interventi di prevenzione incendio.

Dall'esame della documentazione reperita, in particolare dalla relazione tecnica, dal computo metrico e dal libretto delle misure, è stato possibile individuare le opere eseguite, che essenzialmente consistono in:

- Chiodature dei muri, formazione di catene e cucitura consolidamento voltini preva perforazione a rotazione, fornitura e posa ferro e relative iniezioni di cemento a pressione controllata
- Demolizione pavimenti e solai in legno con ricostruzione degli stessi previa fornitura e posa di putrelle, tavelloni, caldana armata e pavimento in klinker. Le putrelle aderenti ai muri portanti avranno anche funzione di catene saranno dotate di piastre unite con ferri di aggancio e relativi bulloni autobloccanti.
- Rivestimento pareti, riprese intonaco, rifacimento coloritura, ripristino zoccolature e restauro delle volte.
- Rifacimento impianti igienici
- Impianto elettrico fuori traccia con canale portaconduttori
- Trattamento ignifugo di travi, travetti e di tutte le parti in legno del sottotetto.

Maggiori indicazioni si possono trarre dalla relazione illustrativa dei lavori allegata al progetto:

"Da quanto su esposto emerge chiaramente che la situazione statica complessiva del fabbricato non può essere ritenuta soddisfacente e si rende necessario un intervento di consolidamento articolato in modo tale da poter ripristinare un sistema strutturale. A tal uopo si è ritenuto di intervenire con una tipologia di consolidamento costituita da perforazioni, inserimento di armature, iniezioni di malta cementizia. Questo sistema associa al vantaggio di consolidare la muratura saturandola di malta cementizia, la possibilità di avere elementi resistenti a trazione, costituiti dalle armature metalliche.

Per quanto riguarda la distribuzione delle suddette cuciture ci si è mossi ipotizzando di procedere dapprima ad un intervento di risanamento locale delle crepe e fessurazioni più evidenti con micro cuciture (1÷2 ml di lunghezza) ed alla successiva realizzazione di cuciture di dimensioni maggiori, disposte lungo le isostatiche di trazione, finalizzate sia al consolidamento della muratura attraverso l'iniezione, che alla realizzazione di un sistema di setti di controvento legati fra di loro.

Si è inoltre ipotizzato di realizzare dei collegamenti interni orizzontali a livello dei solai in grado di realizzare dei veri e propri cordoli di ripartizione lungo tutto il perimetro del fabbricato.

Nei muri perimetrali esterni, oltre a cuciture locali in presenza di dissesti, si riterrebbe importante il collegamento fra le varie pareti dell'edificio mediante l'utilizzo di trefoli metallici in modo da rendere collaborante l'edificio nell'intero insieme, impedendo che eventuali moti sismici o dissesti stacchino una parete dall'altra lasciando senza sostegno le strutture orizzontali.

Si ritiene importante l'utilizzo dei trefoli metallici i quali essendo più elastici delle barre d'acciaio permettono una maggiore semplicità di posa in opera considerando il fatto che si collegano fra di loro muri perimetrali distanti più di 20 metri e in presenza di una muratura in pietrame che presenta notevoli difficoltà di perforazione orizzontale.

Così procedendo si ritiene di poter realizzare un intervento che da' sufficienti garanzie nei confronti di possibili collassi strutturali provocati da forze orizzontali, pur non garantendo un totale adeguamento sismico."

Dal libretto delle misure si possono trarre importanti informazioni sui particolari costruttivi effettivamente realizzati. Si riporta di seguito uno stralcio del libretto delle misure utilizzato per la contabilità finale dei lavori.

nr	Data	Art.	Indicazione dei lavori	Lungh	Largh	U.M.	Tot. parz	Tot. gen
1	20-12-1985	2	<i>Disfacimento pavimento in mattonelle di cemento di vario tipo, compreso il sottostante massetto in calce, eventuale tavellonatura, e travetti in legno, sgombrò delle materie di scarto alle pubbliche discariche.</i>					
			<i>Pianerottoli scale</i>	2×1.20	1.00	mq	2.40	
				2×1.25	0.85	"	2.38	
				1×3.55	1.30	"	4.61	
			<i>Pianerottoli scale 1° piano</i>	1×3.55	1.60	"	5.68	
			<i>Pianerottoli accesso sottotetto</i>	1×1.30	1.60	"	2.08	
			<i>Servizi</i>	2×3.65	1.05	"	7.66	
			<i>Sala D</i>	1×5.70	5.10	"	29.07	
				0.5×4.30	0.80	"	3.44	
			<i>Sala C</i>	1×6.05	4.60	"	27.83	
			<i>Sala F</i>	1×3.70 ²	3.14	"	42.99	
				1×7.40	0.60	"	4.44	
			<i>Sala E</i>	1×5.35	4.60	"	24.61	
			<i>Sala A</i>	1×10.45	4.30	"	44.93	
			<i>Sala B</i>	1×6.05	2.60	"	15.73	
			Tot.					224.23
2	20-12-1985	27	<i>Travi a doppio T di qualunque lunghezza e sezione tagliate a misura, in opera compreso i tagli nei muri, il tiro in alto e la verniciatura con due mani di minio a formazione di impalcato per pavimenti con sovraccarico (permanente + accidentale) di 700 kg/m².</i>					
			<i>Servizi – IPE 160</i>	2×3.95	Kg/m	15.8	124.82	
			<i>Sala D – IPE 200</i>	7×5.40	"	22.4	846.72	
			<i>IPE 200</i>	1×3.80	"	22.4	85.12	
			<i>Sala C – IPE 180</i>	8×4.90	"	18.8	736.96	
			<i>Sala F – IPE 240</i>	2×3.85	"	30.7	236.39	
			<i>IPE 240</i>	4×6.70	"	30.7	822.76	
			<i>IPE 240</i>	4×7.70	"	30.7	945.56	
			<i>Sala E – IPE 220</i>	6×5.65	"	26.2	888.18	
			<i>Sala A – IPE 160</i>	14×4.60	"	15.8	1017.52	
			<i>Sala B – IPE 140</i>	6×2.90	"	12.9	224.46	
			Tot.				kg	5928
5	20-12-1985	29	<i>Fornitura e posa in opera di tavelloni portanti di 6 cm. di spessore, completo di getto a riempimento delle putrelle con argilla espansa e 200 kg/m³ di cemento 325 di impasto, per uno spessore massimo di 14 cm</i>					
			Tot.					193.04
14-02-1986	55		<i>Fornitura e posa in opera di barre d'acciaio speciale a collegamento delle travi a doppio T, di sezione 45 × 12 compreso la saldatura alle travi stesse.</i>					
			Tot.					670.63

Tabella 2.3.2: estratto del libretto delle misure dei lavori di consolidamento e adeguamento sismico – prima fase

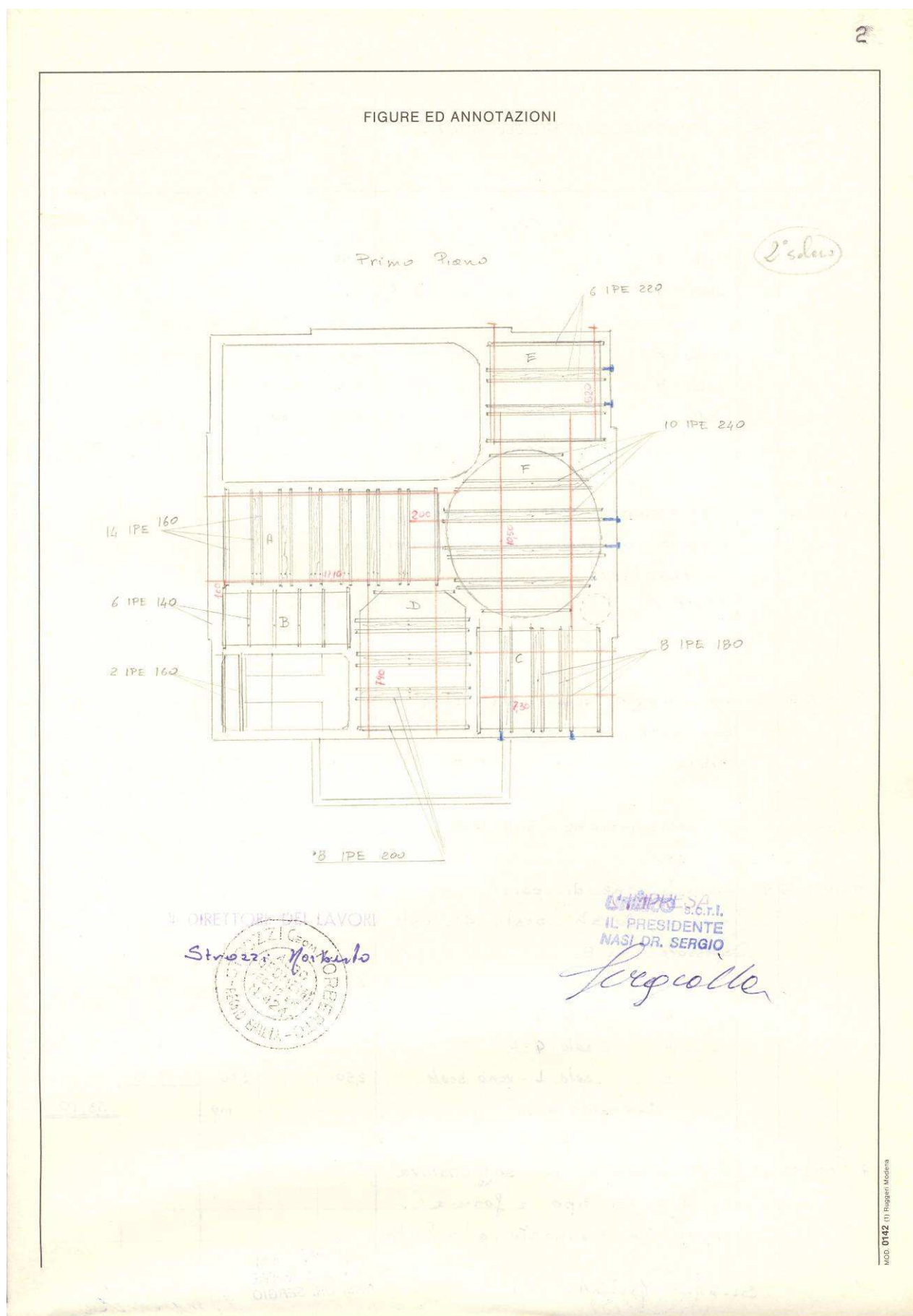


Figura 2.3.1: stralcio del libretto delle misure – Rinforzo solaio secondo solaio

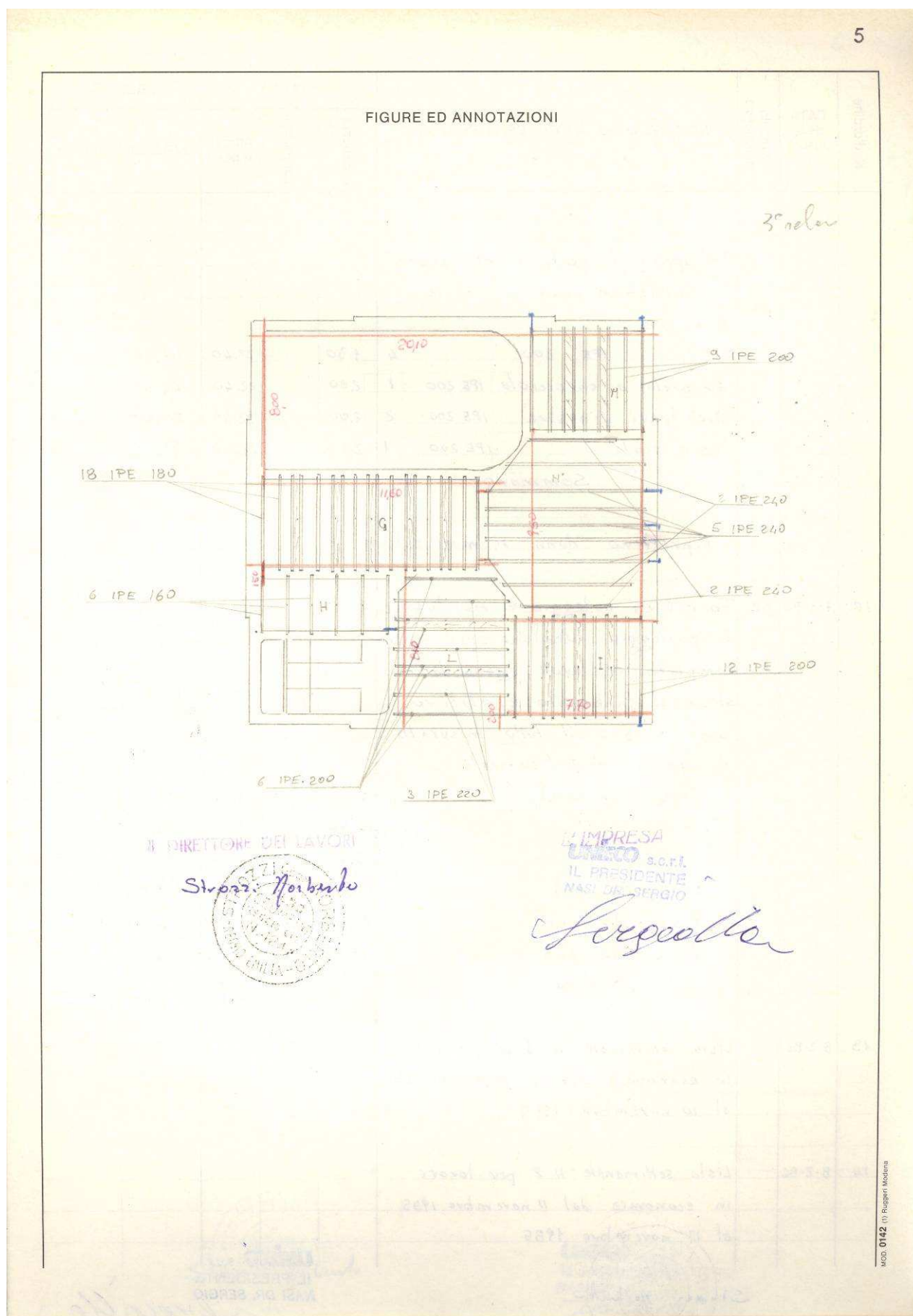


Figura 2.3.2: stralcio del libretto delle misure – Rinforzo solaio terzo solaio

nr	Data	Art.	Indicazione dei lavori	Lungh	Largh	U.M.	Tot. parz	Tot. gen
	14-02-1986	56	Fornitura di piastrine lavorate in ferro delle dimensioni di 130 × 130 × 35 mm e del bullone autobloccante per l'ancoraggio delle catene.					
			Tot.				Num.	19
22	28-02-1986	53	Perforazione a rotazione o rotopercussione con utensili di diametro 36 e 50 mm in muri costituiti in prevalenza da pietrame e malta					
			Prospetto Ovest	9×5.00		ml	45.00	
			Prospetto Est	9×5.00		"	45.00	
			Prospetto Nord	9×5.00		"	45.00	
			Prospetto Sud	7×5.00		"	35.00	
			Torretta lato Est-Ovest	2×2×9.2		"	36.80	
			Torretta lato Nord-Sud	2×2×9.0		"	36.00	
			Tot.					242.80
23	28-02-1986	54	Fornitura e posa in opera di ferro tondo Ø16 e Ø24 tipo Fe B 38k, compreso tagli e sfrido, la fornitura e la posa dei tubicini in plastica per l'iniezione Ø20 per torretta					
			Torretta lato Est-Ovest	36.80	2.450	kg		
			Torretta lato Nord-Sud	36.00	2.450	kg		
			Tot.					178.36
24	28-02-1986	55	Fornitura e posa in opera di barre in acciaio speciale tipo Diwidag Ø 26.5, compreso tagli e sfrido e la fornitura e la posa in opera di tubicini in plastica per l'iniezione, come alla voce 22 escluso torretta.					
			Tot.	170	4.336	kg		737.12
25	28-02-1986	56	Fornitura di piastrine lavorate in ferro delle dimensioni 130 × 130 × 35 mm e del bullone autobloccante per l'ancoraggio delle catene					
			Prospetto Nord-Ovest-Est	3 × 9				
			Prospetto Sud	1 × 7				
			Torretta	4 × 4				
			Tot.				Num.	50
26	28-02-1986	57	Iniezione a pressione controllata di cemento tipo 325 per il consolidamento delle murature e per la sigillatura delle chiodature e cuciture.					
			Tot.				Ql.	370.50

Tabella 2.3.3: estratto del libretto delle misure dei lavori di consolidamento e adeguamento sismico – prima fase

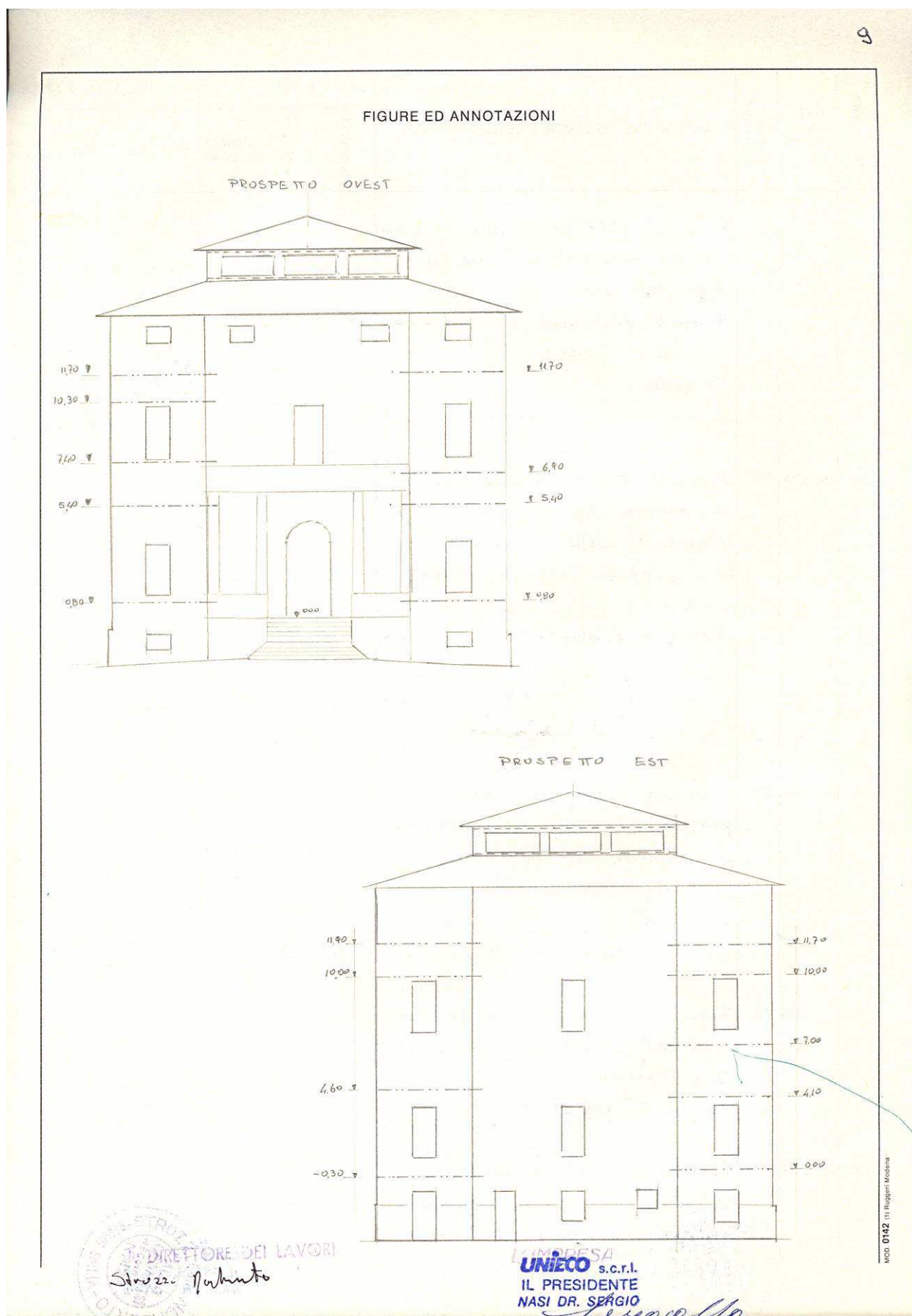


Figura 2.3.3: stralcio del libretto delle misure – Rinforzo catene Diwidag prospetti Ovest ed Est

10

FIGURE ED ANNOTAZIONI

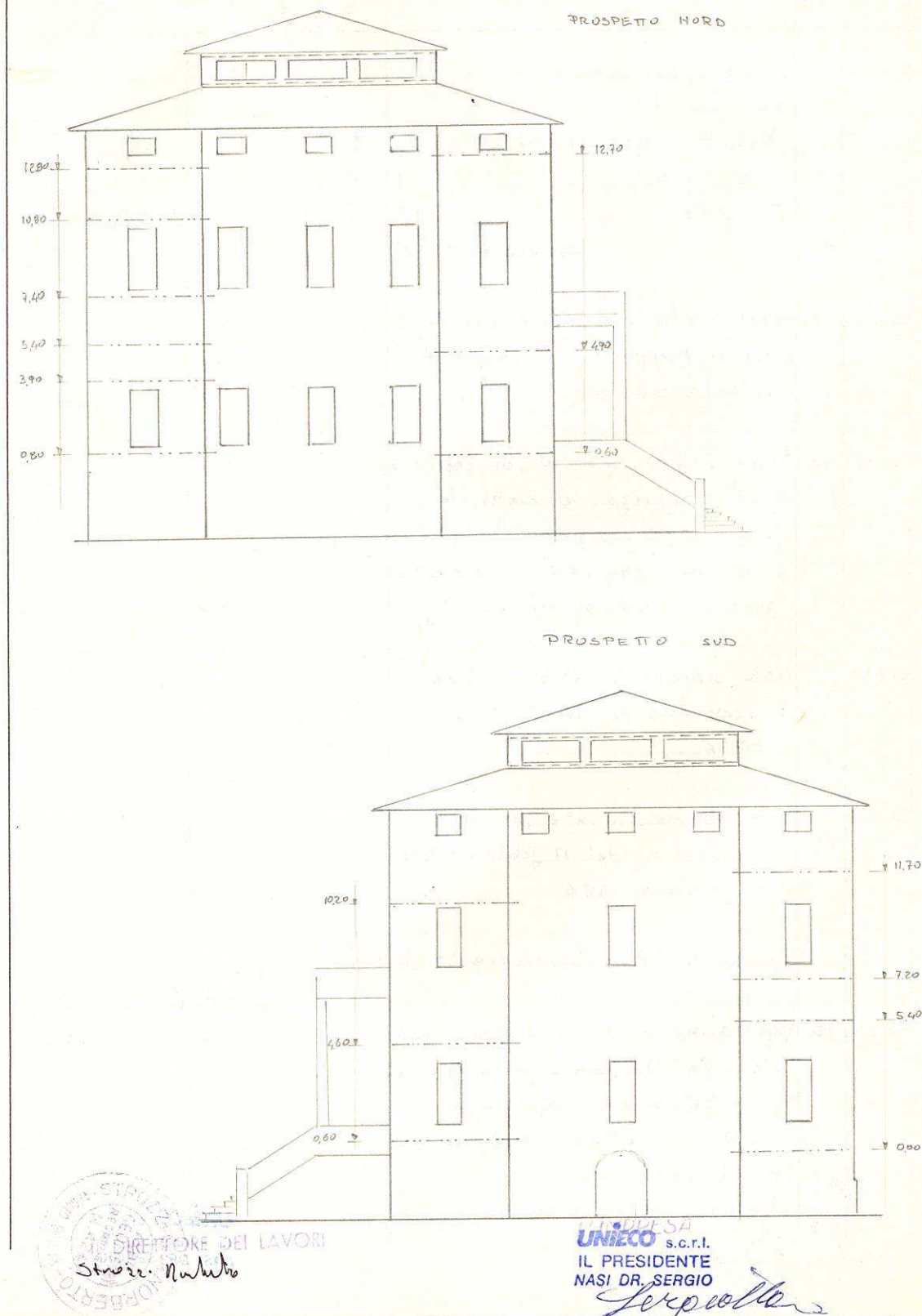


Figura 2.3.4: stralcio del libretto delle misure – Rinforzo catene Diwidag prospetti Nord e Sud

I lavori in oggetto infatti vennero eseguiti soltanto in parte in quanto dopo 5 mesi dall'inizio dei lavori l'amministrazione comunale decise di sospendere gli interventi per poter rivedere il progetto originale. Le opere effettivamente eseguite in questa prima fase possono quindi riassumersi in:

- Rinforzo della maggior parte dei solai del primo piano e del sottotetto. In particolare le travi in legno sono state scaricate dal peso accidentale e permanente del solaio, affidandolo a travi IPE in acciaio di altezza variabile da 160 a 220 mm.
- Apposizione di catene nei due solai, collegate anche con le travi IPE per garantire continuità alle catene stesse ed un buon ancoraggio per le piastre di testata.
- Inserimento di tiranti in acciaio ripo "diwidag" con piastre di ancoraggio nei muri perimetrali;
- Aggancio dei controsoffitti alle travi esistenti in legno, già scaricate dal carico permanente e variabile per effetto delle travi in acciaio sopra descritte.
- Iniezioni di boiacca di cemento all'interno di alcuni maschi murari per migliorarne la consistenza.

2.3.5 Anno 1987: lavori di sistemazione edificio sede municipale del Comune di Bibbiano – "Consolidamento e adeguamento antisismico" e "Ristrutturazione uffici e archivi"

Nel corso dell'esecuzione dei lavori di consolidamento dell'edificio a seguito dei danni subiti dal sisma occorso nel 1983, lavori che, come si è visto, furono sospesi dopo solo 5 mesi per consentire un maggiore approfondimento progettuale, emersero nuove esigenze tali da comportare una revisione del progetto originale. A seguito del considerevole aumento del personale impiegato e dell'incremento dei nuovi servizi che l'amministrazione comunale intendeva fornire ai cittadini emerse la necessità di destinare il sottotetto all'ufficio tecnico, il quale richiese la disponibilità di una superficie abbastanza ampia.

La redazione della *"Perizia suppletiva e di variante relativa ai lavori di adeguamento e consolidamento antisismico"* venne affidata nel maggio del 1987 all'ing. Emilio Pecorini e venne approvata con delibera consigliare nr. 136 del 16/06/1987 per l'importo complessivo di £ 500.000.000.

Si riportano di seguito i dati principali della pratica in oggetto:

- **Progettista architettonico:** Dott. Ing. Emilio Pecorini – Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia nr. 425
- **Progettista delle strutture:** Dott. Ing. Emilio Pecorini – Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia nr. 425
- **Direttore dei lavori:** Dott. Ing. Emilio Pecorini – Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia nr. 425
- **Collaudatore delle strutture:** Ing. Paolo Ferretti – Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia nr. 311
- **Impresa esecutrice:** Soc. Coop UNIECO, Reggio Emilia, via Puccini nr. 17
- **Inizio dei lavori:** 08/12/1987
- **Ultimazione dei lavori:** 15/03/1989

Come si è detto in precedenza una delle motivazioni principali che spinsero l'amministrazione comunale a formulare una variante al progetto originale fu la decisione di spostare nei locali del sottotetto l'ufficio tecnico. Tale decisione, oltre che per questioni distributive e funzionali, derivò anche dalla decisione di trasferire altrove gli archivi, la cui massa, posizionata alla massima altezza del fabbricato, contribuì sicuramente in modo fondamentale a incrementare i danni dovuti al sisma.

La scelta di destinare ad uffici i locali del sottotetto richiese l'ottenimento di un corretto rapporto illuminante il quale venne raggiunto, oltre che dai finestrini perimetrali esistenti, attraverso la creazione di sottili tagli vetrati in falda in corrispondenza dell'innesto della copertura con i muri dell'altana.

La redazione del progetto di "Ristrutturazione uffici e archivi" venne anch'essa affidata all'ing. Emilio Pecorini e approvata con delibera consigliere nr. 134 del 16/06/1987 per l'importo complessivo di £ 288.000.000.

Dall'esame della documentazione reperita, in particolare dalla relazione tecnica, dal computo metrico e dal libretto delle misure, è stato possibile individuare le opere eseguite, che essenzialmente consistono in:

- Consolidamento delle murature mediante intonaco armato con rete e betoncino.
- Costruzione del vano ascensore con struttura scatolare in c.a. per tutta l'altezza dell'edificio.
- Sostituzione di architravi di porte e finestre in calcestruzzo in opera o prefabbricato o in putrelle d'acciaio;
- Collegamento e rinforzo delle murature dell'altana e delle strutture di sostegno della stessa.
- Rafforzamento delle murature con il tamponamento dei vani dei camini.
- Apposizione di putrelle di rinforzo e sostegno all'ultima rampa del vano scala.

Dal libretto delle misure si possono trarre importanti informazioni sui particolari costruttivi effettivamente realizzati. Si riporta di seguito uno stralcio del libretto delle misure utilizzato per la contabilità finale dei lavori.

nr	Data	Art.	Indicazione dei lavori	Lungh	Largh	U.M.	Tot. parz	Tot. gen
34	13-09-1988	73	<i>Riparazione di lesioni diffuse su murature di qualsiasi genere eseguita con rete e betoncino, compreso ogni onere e fornitura, escluso il rifacimento dell'intonaco. Sono compresi l'allargamento delle fessurazioni maggiori e l'apulizia con getto d'acqua delle fessurazioni e delle pareti messe a nudo.</i>					
			Piano rialzato					
			Sala D					
			Sala C					
			Sala F					
			Sala E					
			Sala A					
			Sala B					
			Piano primo					
			Sala D					
			Sala C					
			Sala F					
			Sala E					
			Sala A					
			Sala B					
			Altana					
			Pareti					
			Pilastrini					
			Vano scala					
			Tot.					224.23

Tabella 2.3.4: estratto del libretto delle misure dei lavori di consolidamento e adeguamento sismico – seconda fase

Il completamento dei lavori di consolidamento strutturale, a suo tempo interrotti, riguardò innanzitutto la scala, la quale doveva essere ricostruita al piano terra e rinforzata nei vari pianerottoli. Inoltre si dovette procedere mediante il rinforzo delle murature lesionate e percorse da canne fumarie, con posa di betoncino a frattazzo e rete elettrosaldata, compatibilmente con la presenza di intonaci decorati.

2.3.5 Anno 1989: lavori di sistemazione edificio sede municipale del Comune di Bibbiano – “Consolidamento e adeguamento antisismico” e “Ristrutturazione uffici e archivi” – Perizia suppletiva e di variante

La redazione di tale variante venne sempre affidata all'ing. Emilio Pecorini e venne approvata con delibera consigliere nr. 247 del 20/02/1989.

Tale variante si rese necessaria in quanto, durante l'esecuzione dei lavori si resero necessarie delle modifiche alle quantità ed alle opere previste nel precedente progetto di variante. Dalla relazione tecnica allegata si può infatti leggere:

“...hanno subito un notevole incremento le opere relative a riparazione di lesioni diffuse nella muratura, mediante applicazione di betoncino armato su entrambi i lati della stessa. Detto incremento si è reso necessario successivamente alla messa a nudo delle murature esistenti che si sono rivelate molto eterogenee sia come materiale che come orditura, per cui si è ritenuto indispensabile completare la loro perfetta cucitura. Per contro si è ritenuto opportuno limitare le previste iniezioni di malta cementizia fluida in quanto la muratura in pietra naturale non consentiva una corretta esecuzione e non permetteva una omogenea diffusione della malta; inoltre questo tipo di intervento costringeva alla demolizione di notevoli porzioni di muratura incoerente con conseguente aggravio dei costi. L'iniezione di malta fluida sotto pressione, refluendo nei controsoffitti in incannucciato, avrebbe provocato inoltre lesioni difficilmente riparabili.”

Per quanto riguarda invece i lavori relativi al progetto di “Ristrutturazione uffici e archivi”, la redazione della variante venne approvata con delibera consigliere nr. 248 del 20/02/1989.

Le modifiche ai lavori o alle quantità che vennero apportate con tale variante sono:

- Demolizione in breccia del muro a ridosso del vano ascensore previsto nel progetto poiché la demolizione parziale si è resa impossibile a causa della tipologia della muratura, di tipo incoerente in pietra naturale.
- Ricostruzione di alcune parti della muratura, originariamente in tavole di foglio, in mattoni laterizi pieni per conferirvi una maggiore resistenza e omogeneità.
- Demolizione e sostituzione degli architravi delle finestre, originariamente realizzati con travetti di legno e arelle, con più idonei architravi in cemento armato realizzati in opera
- I muri perimetrali dell'altana, a seguito della demolizione delle parti di copertura interessate dai lucernai, presentavano parte del loro spessore a sbalzo rispetto alle sottostanti travi portanti in legno; si è dovuto pertanto ricorrere ad una struttura dei lucernari che collaborasse con quella esistente a reggere il peso della muratura sovrastante;
- Sostituzione dell'impianto di riscaldamento esistente a vapore con un impianto a circolazione forzata con sistema Modul;

- Si è ritenuto opportuno adottare pavimenti in marmo in opera al piano rialzato ed al piano primo, e pavimenti in cotto al piano terra e nei locali del sottotetto.
- Lavori di coibentazione al sottotetto mediante l'apposizione di un controsoffitto realizzato con rete porta intonaco di tipo Pernervometal e relativo strato di coibentazione in fibra minerale posto tra il controsoffitto ed i tavelloni esistenti.

2.4 Eventi sismici significativi

La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, o della costruzione più in generale, consentirà anche di verificare quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato. Questo sorta di valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto ai terremoti passati è di notevole utilità, perché consente di valutarne il funzionamento, a patto che la sua configurazione strutturale e le caratteristiche dei materiali costruttivi non siano stati, nel frattempo, modificati in maniera significativa.

CATALOGO PARAMETRICO DEI TERREMOTI ITALIANI

Nuova ricerca

Raffina la ricerca

CPTI04 - Risultato dell'interrogazione per parametri

Interrogazione effettuata sui seguenti parametri:

Area circolare con centro C (44.663, 10.473) e raggio 50 km
a partire dal 1900/01/01 fino al 2009/12/31

N	Tr	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Rt	Np	Imx	Io	TI	Lat	Lon	TL	Maw	Daw	TW	Mas	Das	TS	Map	Dap	Z59	T2	Ncft	Nnt	Nopt	
1385	DI	1904	2	25	18	47	50	REGGIANO	CFTI	62	70	60		44.48	10.63	A	5.13	0.07		4.75	0.11		4.94	0.10	913	G	461	624	1385	
1504	CP	1909	3	18	2	51	52	CARPINETI	POSS5			60		44.5	10.5		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		625	1504	
1590	DI	1913	11	25	20	55		VAL DI TARO	DOM	73	50	50		44.597	10.279	A	4.85	0.14		4.33	0.21		4.55	0.19	913	G		587	1590	
1622	DI	1915	10	10	23	10		REGGIO EMILIA	DOM	30	65	60		44.732	10.469	A	5.01	0.08		4.57	0.12		4.78	0.11	913	G		626	1622	
1712	CP	1920	12	27	16	19		PIAZZA SERCHIO	POSS5			50		44.25	10.283		4.64	0.14		4.02	0.21		4.27	0.19	915	G		564	1712	
1739	DI	1923	6	28	15	12		FORMIGINE	DOM	22	60	60		44.595	10.799	A	5.21	0.05		4.86	0.08		5.05	0.07	913	G		627	1739	
1769	DI	1925	3	15	17	15		FRASSINORO	DOM	16	45	45		44.282	10.286	A	4.65	0.14		4.03	0.21		4.28	0.19	915	G		588	1769	
1784	DI	1926	6	28	21	15		REGGIANO	DOM	3	40	40		44.488	10.487	A	4.61	0.11		3.97	0.16		4.22	0.15	913	G		628	1784	
1797	CP	1927	11	20	10	24	12	CERVAREZZA	POSS5			60		44.4	10.4		4.66	0.09		4.04	0.14		4.29	0.13	913	G		589	1797	
1808	DI	1928	6	13	8			CARPI	DOM	35	70	65		44.797	10.872	A	4.85	0.09		4.32	0.13		4.54	0.12	912	G		884	1808	
1843	CP	1930	9	24	19	10	55	SCANDIANO	POSS5			60		44.6	10.6		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		629	1843	
1859	DI	1931	6	10	17	2		MODENESE	DOM	14	40	40		44.541	11.021	A	4.84	0.09		4.31	0.13		4.54	0.12	913	G		630	1859	
1897	DI	1934	9	18	9	37		VIGNOLA	DOM	6	40	40		44.495	11.012	A	4.50	0.14		3.80	0.21		4.06	0.19	913	G		631	1897	
1931	CP	1937	9	17	12	19	5	PARMA OVEST	POSS5			60		44.8	10.3		4.56	0.11		3.89	0.17		4.15	0.16	913	G		632	1931	
1933	DI	1937	12	10	18	4		APPENNINO MODENESE	DOM	28	70	65		44.334	10.834	A	5.42	0.04		5.18	0.06		5.34	0.06	913	G		633	1933	
1954	CP	1940	1	24	23	32	16	CORNIGLIO	POSS5			50		44.467	10.1		4.93	0.09		4.45	0.14		4.67	0.13	915	G		591	1954	
1960	CP	1940	5	1	9	36	5	NOCETO	POSS5			50		44.8	10.183		4.89	0.14		4.39	0.21		4.61	0.19	913	G		634	1960	
2047	DI	1950	5	6	3	43		REGGIANO	DOM	4	40	40		44.731	10.67	A	4.46	0.14		3.74	0.21		4.01	0.19	912	G		635	2047	
2060	DI	1951	10	29	22	48		VALLE DEL PANARO	DOM	3	50	50		44.458	10.989	A	4.60	0.14		3.96	0.21		4.21	0.19	913	G		636	2060	
2114	CP	1957	10	25	23	2	5	MONCHIO	POSS5			55		44.393	10.2		4.63	0.13		4.00	0.20		4.25	0.19	915	G		592	2114	
2218	DI	1965	11	9	15	35		ALTA V. SECCHIA	DOM	32	50	50		44.379	10.355	A	5.01	0.11		4.56	0.16		4.77	0.15	913	G		593	2218	
2230	CP	1967	4	3	16	36	19	CORREGGIO	POSS5			55		44.8	10.75		4.71	0.09		4.12	0.12		4.36	0.11	912	G		886	2230	
2231	CP	1967	5	15	10	3	34	S. POLO	POSS5			60		44.6	10.4		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		637	2231	
2237	CP	1967	10	1	22	45	45	FORMIGINE	POSS5			50		44.567	10.95		4.52	0.20		3.83	0.29		4.09	0.27	913	G		638	2237	
2278	CP	1970	5	3	4	17	41	S. POLO	POSS5			60		44.633	10.383		4.80	0.21		4.26	0.31		4.49	0.29	913	G		639	2278	
2279	CP	1970	5	5	12	49	56	PAVULLO	POSS5			60		44.35	10.85		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		640	2279	
2303	DI	1971	7	15	1	33	23	Parmense	CFTI	228	80	75	M	44.82	10.35	A	5.61	0.07		5.45	0.10		5.59	0.10	913	G	536	641	2303	
2313	CP	1972	6	25	17	10	49	CALESTANO	POSS5			60		44.6	10.2		4.66	0.21		4.04	0.31		4.29	0.29	913	G		642	2313	
2437	DI	1983	11	9	16	29	52	Parmense	CFTI	836	70	65		44.765	10.27	A	5.10	0.18		O	4.99	0.06		5.16	0.05	913	G		2435	
2456	DI	1987	5	2	20	43	53	REGGIANO	DOM	803	60	60		44.797	10.697	A	5.05	0.07		4.79	0.08		4.98	0.08	912	G		9020	2460	
2509	DI	1996	10	15	9	55	60	CORREGGIO	INGVAM	135	70	70		44.782	10.683	A	5.44	0.18		O	5.09	0.04		5.26	0.04	912	G			
2534	CP	2000	6	18	7	42	8	REGGIANO	OFTEP					44.786	10.746		4.46	0.18		O	4.17	0.18		4.41	0.16	912	G			

Numero di record estratti: 32

Figura 2.4.1: eventi sismici che hanno interessato l'edificio in esame

Si è provveduto quindi a verificare a quali e quanti eventi tellurici sia stato sottoposto il fabbricato nel corso della sua vita. Se ne riporta di seguito un breve elenco, tratto dal database pubblicato sul sito <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/ricerca04.php>

Nell'interrogazione si è fatto riferimento a sismi di intensità epicentrale tra 1 e 11 avvenuti in un'area circolare di raggio 50 km centrata nella scuola (lat. 44.663 – long. 10.473) nell'intervallo temporale 01/01/1900 – 04/03/2009. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento direttamente al sito citato.

Come si è visto, l'evento sismico del 09/11/1983 è l'unico di cui si hanno notizie in merito al danneggiamento subito dall'edificio. Tale sisma di magnitudo pari a 5.10 della scala Richter provocò una serie di lesioni tali da comportare un intervento di riparazione piuttosto ingente.

Gli eventi sismici occorsi a seguito dell'intervento, di magnitudo equivalente o di poco superiore al sisma del 1983, non fecero registrare danneggiamenti degni di nota, segno della corretta esecuzione delle opere di rafforzamento strutturale e miglioramento sismico.

2.5 Rilievo geometrico

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista (ad esempio disposizione delle armature nelle strutture in c.a.) e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento dell'indagine, per la geometria esterna, si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni, oltre che con particolari costruttivi di dettaglio.

La conoscenza della geometria strutturale è stata conseguita essenzialmente mediante:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi

Le operazioni di rilievo hanno interessato il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. Al seguito delle citate operazioni non sono stati rilevati particolari fenomeni fessurativi o deformativi della struttura. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

- il rilievo di tutti i piani dell'edificio e di tutti gli elementi in muratura;
- identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- tessitura dei solai;
- dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- possibili eccentricità fra pareti.
- l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete;

2.6 Rilievo dei particolari costruttivi

Sono state eseguite verifiche in-situ estese ed esaustive, basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che hanno consentito di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) sono stati valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, saranno adottate ipotesi più cautelative.

I dettagli costruttivi da esaminati sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

2.6.1 Fondazioni

Si è ritenuto di non procedere all'esecuzione di scavi e sondaggi volti a verificare l'effettiva condizione delle fondazioni in quanto la struttura non presenta alcuna lesione dovuta a cedimenti differenziali. In analogia con quanto prescritto dal Dgr. 936/2008, Sub. All. 3-A e alle direttive BB.CC. 12/10/07 al punto 6.3.9, non sono stati riscontrati dissesti per effetto di cedimenti delle strutture di fondazione. Il fabbricato, come si è visto, non presenta lesioni degne di nota ed anche in passato non è mai stato necessario alcun intervento di rinforzo delle fondazioni.

2.6.2 Struttura in elevazione

L'identificazione della geometria strutturale è un passo fondamentale ed obbligatorio, senza il quale non è possibile procedere alla successiva fase di valutazione della sicurezza.

Partendo da una base costituita dai diversi elaborati grafici dei precedenti interventi e progetti messi a disposizione, si è proceduto pertanto al completo adempimento del rilievo del fabbricato in elevazione. A seguito di ripetuti sopralluoghi è stato possibile identificare la geometria delle strutture murarie, le diverse fasi realizzative delle stesse, la stratigrafia dei solai, individuare la tipologia degli architravi, la giacitura delle catene, la posizione dei più recenti interventi in c.a., confermare la presenza o meno di cordoli in c.a., ecc.

Sono state confermate per prima cosa le posizioni relative delle stesse, tutti gli spessori, avendo inoltre l'accortezza di ben posizionare le aperture ivi presenti e di ben identificare consistenza e altezza di soprafinestra e sottofinestra, importanti come si dirà nel seguito ai fini della modellazione.

Il paramento esterno delle murature perimetrali risulta inoltre caratterizzato dalla presenza di lesene verticali sempre in analoga muratura (solo sui fronti corti) e fasce marcapiano, non particolarmente importanti ai fini dei calcoli. La disposizione di tali elementi è ben individuabile dalla lettura degli elaborati grafici relativi a piante e prospetti.

Sono stati verificati gli allineamenti verticali dei paramenti per posizionare correttamente le riseghe murarie ai diversi piani, al fine di determinare le corrispondenti eccentricità da introdurre nei modelli di calcolo.

Le indagini sulla consistenza delle diverse pareti hanno dato conferma di alcune informazioni desumibili dalla documentazione pre-esistente, ma hanno anche fornito delle risposte inizialmente non attese. Per quest'ultimo aspetto ci si riferisce in particolare alla differenziazione nell'utilizzo delle tipologie di muratura rinvenute in seguito ai saggi visivi per scrostamento d'intonaco all'interno del fabbricato. Queste fondamentalmente (con riferimento anche a singoli paramenti) sono di due tipi.

1 . MURATURE IN PIETrame DISORDINATO: PIANO TERRA, RIALZATO E PRIMO

Per quanto riguarda le murature realizzate in pietrame si deve far presente che gli interventi di consolidamento mediante intonaco armato con rete e betoncino hanno reso difficile lo svolgimento di indagini volte ad accertare la reale consistenza dell'impianto murario, a meno di ingenti rimozioni di intonaco. Inoltre anche la presenza di stucchi e pareti con finitura pittorica hanno limitato enormemente la possibilità di svolgimento di indagini di tipo visivo.

Allo stesso modo è risultato praticamente impossibile l'esecuzione di prove attendibili per la determinazione delle caratteristiche di resistenza, sia a causa della tipologia della muratura in esame, dotata di una elevata disomogeneità, sia a causa degli interventi realizzati, i quali, a causa della variabilità della loro efficacia, non permettono di stabilire l'effettivo valore di resistenza della muratura a meno di un numero elevato di prove.

Ci si è così affidati soprattutto all'analisi della documentazione esistente. Da queste si possono dedurre alcune caratteristiche della muratura originaria prima dell'intervento di consolidamento, infatti la *"...scarsa consistenza della muratura in pietra a sacco è ben visibile uno scollamento generale di alcuni setti verticali (vano scala).."* ed inoltre che a seguito del sisma del 1983 *"..si sono tra l'altro individuate in modo bene evidente distacchi di murature interne ortogonali o quelle perimetrali.."* provocati da *"...un cattivo collegamento fra i due muri (difficile da realizzare in muratura di pietrame)..."*.



Figura 2.6.1: dettagli delle murature in pietrame secondo quanto riportato nella relazione di intervento del 1983

Per quanto riguarda gli interventi di consolidamento eseguiti sulle murature in pietrame o pietrame e mattoni questi possono essere riassunti in:

- **Iniezioni di boiacca di cemento:** tali operazioni, la cui finalità principale era il miglioramento della consistenza e della connessione tra i vari elementi della muratura, sono state svolte anzitutto mediante una ripulitura delle pareti e attraverso una preiniezione di acqua su tutto il muro da trattare. Successivamente si sono sigillate le lesioni con malta e, mediante condotti inseriti in fori profondi 2/3 dello spessore della muratura, si sono effettuate le iniezioni vere e proprie di miscela cementizia additivata eseguita a pressione variabile e controllata. Tale miscela è stata dosata con 90 kg di cemento e 10 kg di additivo fluidificante per 100 kg di acqua.

Gli interventi di iniezione di malta cementizia fluida sono stati comunque limitati in quanto la muratura in pietra naturale non consentiva una corretta esecuzione e non permetteva una omogenea diffusione della malta, anche a causa delle numerose canne fumarie presenti. Inoltre questo tipo di intervento costringeva alla demolizione di notevoli porzioni di muratura incoerente con conseguente aggravio dei costi.

- **Consolidamento mediante intonaco armato con rete e betoncino:** le riparazioni diffuse su tutta le murature lesionate sono state eseguite mediante la posa di intonaco armato. Le operazioni sono state svolte previa pulitura con getto d'acqua e stuccatura delle fessurazioni con malta cementizia, e posa in opera di tondi in acciaio attraversanti la muratura entro prefiori di piccolo diametro o attraverso le lesioni e bloccati con pasta cementizia. Su entrambe le facce della muratura è stata poi applicata una rete elettrosaldata Ø 4 maglia 10 × 10, risvoltandola per almeno 50 cm in corrispondenza degli spigoli verticali e dei vani delle porte, al fine di ottenere un collegamento reciproco tra muri trasversali. Le reti sono state collegate fra di loro mediante tondini in acciaio Fe B 32 k Ø 8-10 in ragione di almeno 6 collegamenti per metro quadrato. Infine, previa bagnatura delle superfici, è stato realizzato uno strato di betoncino dello spessore minimo 3-4 cm.

Dalla documentazione esistente si è potuto riscontrare che il betoncino strutturale utilizzato (tipo TD13 di HD System s.r.l., via Angaran 26, 31020 Castelminio - TV), composto da calce idraulica naturale ed inerti selezionati, presenta, a 180 giorni dalla posa, una resistenza a compressione pari a 270 kg/cm² ed una resistenza a flessione di 70 kg/cm².

Gli interventi di questo tipo sono stati estesi alla totalità delle murature interne del piano rialzato e del piano primo, fatta eccezione per la sala consigliare al piano primo, in quanto a seguito della messa a nudo delle murature esistenti, si sono riscontrate strutture molto eterogenee sia come materiale che come orditura, per cui si è ritenuto indispensabile una perfetta e globale cucitura.

- **Inserimento di tiranti in acciaio tipo "diwidag":** per migliorare il collegamento dei muri perimetrali sono state inserite, negli angoli del fabbricato, delle cuciture con tiranti tipo Dywidag. Tali ancoraggi sono stati realizzati attraverso la creazione di fori mediante perforazione a rotazione o roto-percussione con utensili di diametro 50 mm e successivo inserimento di barre in acciaio speciale tipo Diwidag Ø 26.5 mm. I fori sono poi stati sigillati mediante l'iniezione di malta per inghisaggio con cemento tipo 325. I tiranti Dywidag sono poi stati ancorati con un bullone autobloccante mediante l'utilizzo di piastre in ferro delle dimensioni 130 × 130 × 35 mm. Si riportano di seguito le specifiche tecniche dei tiranti messi in opera.

Barre di precompressione e dati tecnici

Generalità

Le barre di precompressione sono prodotte mediante laminazione a caldo, successiva tempera col calore stesso di laminazione, stirate e rinvenute.

Le barre hanno sezione circolare in acciaio di qualità Y 1050 secondo prEN 10138-4.

Le barre lisce e a filettatura continua sono disponibili in lunghezze di laminazione sino a 18 m e possono essere tagliate a misura prima dell'invio in cantiere.

Barre a filettatura continua

Le barre a filettatura continua sono disponibili nei diametri 26.5, 32, 36, 40 e 47 mm.

Le barre a filettatura continua sono dotate di nervature laminate a caldo sincronizzate a formare una filettatura destrorsa sull'intera lunghezza della barra.

La barra può essere tagliata in qualunque punto risultando sempre avvitabile.

Le barre a filettatura continua sono individuate dal diametro nominale e dalla sigla WR, ad es. 26 WR.



Dati tecnici

Codice	Barre a filettatura continua							Barre lisce	
	–	–	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diametro nominale	d_s	mm	26.5	32	36	40	47	32	36
Sezione	S_n	mm ²	552	804	1018	1257	1735	804	1018
Peso nominale	M	kg/m	4.48 ¹⁾	6.53 ¹⁾	8.27 ¹⁾	10.21 ¹⁾	14.10 ¹⁾	6.31	7.99
Passo filettatura	c	mm	13	16	18	20	21	3.0	3.0
Carico caratteristico di rottura	F_m	kN	580	845	1070	1320	1820	845	1070
Forza iniziale max. $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$		kN	464	676	856	1056	1456	676	856
Max. forza di sovratensione $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$		kN	499	722	912	1130	1567	722	912

1) Il peso nominale lineare è incrementato del 3.5% per l'aliquota non portante delle nervature.

Figura 2.6.2: scheda tecnica delle barre Diwidag attualmente in commercio

2 . MURATURE IN MATTONI DI LATERIZIO PIENI E MALTA DI CALCE: PIANO SOTTOTETTO E ALTANA

Per quanto riguarda la determinazione del tipo e delle relative caratteristiche meccaniche delle murature del sottotetto e dell'altana ci si è così affidati sia all'analisi della documentazione esistente che ad analisi e saggi di tipo visivo, effettuati mediante la rimozione di intonaco. Da questi è emerso che le murature sono costituite da mattoni pieni in laterizio e malta di calce.

Sulle murature del sottotetto e dell'altana, da quanto emerso dalla ricerca archivistica, non sono state effettuati interventi significativi di consolidamento. Si vuole segnalare inoltre che gran parte delle murature dell'altana appoggiano su travi portanti in legno e capriate del sottotetto.

	SCHEDA DI ANALISI DELLA QUALITA' MURARIA		
	DENOMINAZIONE EDIFICIO: INDIRIZZO:	IDENTIFICATIVO PROVA/SAGGIO	

DATI GENERALI

FOTO	Epoca di realizzazione: _____ Posizione/Ruolo strutturale <input type="checkbox"/> Perimetrale <input type="checkbox"/> Di spina <input type="checkbox"/> Altra muratura portante interna.
------	--

PARAMENTO 1

TIPOLOGIA E TESSITURA Codice abaco <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> Spessore cm _____	Tipo di finitura/rivestimento <input type="checkbox"/> A vista <input type="checkbox"/> Intonaco <input type="checkbox"/> Rivestimento leggero <input type="checkbox"/> Rivestimento pesante																
ELEMENTI <input type="checkbox"/> NATURALI Dimensioni massime ricorrenti B _____ H _____ P _____ Dimensioni minime ricorrenti B _____ H _____ P _____ Assortimento <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Natura <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Tufo <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Altro _____	GIUNTI Regolarità geometrica <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;"> Stabimento giunti verticali </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;">1</td> <td style="width: 10%;">2</td> <td style="width: 10%;">3</td> </tr> <tr> <td style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Orizzontale dal filo</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> Dimensioni ricorrenti Giunti orizzontali (mm) _____ Giunti verticali (mm) _____ Materiale <input type="checkbox"/> A secco <input type="checkbox"/> Malta di calce aerea <input type="checkbox"/> Malta di tipo idraulico <input type="checkbox"/> Sabbia-argilla <input type="checkbox"/> Altro _____ Qualità della malta <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace		1	2	3	Orizzontale dal filo	1				2				3		
	1	2	3														
Orizzontale dal filo	1																
	2																
	3																
<input type="checkbox"/> ARTIFICIALI Dim(cm): B _____ H _____ P _____ Materiale: _____ % Foratura: _____ Colore: _____	DEGRADO <input type="checkbox"/> Umidità <input type="checkbox"/> Sali-Efflorescenze <input type="checkbox"/> Vegetazione <input type="checkbox"/> Scheggiatura da gelo																

PARAMENTO 2

TIPOLOGIA E TESSITURA Codice abaco <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/> Spessore cm _____	Tipo di finitura/rivestimento <input type="checkbox"/> A vista <input type="checkbox"/> Intonaco <input type="checkbox"/> Rivestimento leggero <input type="checkbox"/> Rivestimento pesante																
ELEMENTI <input type="checkbox"/> NATURALI Dimensioni massime ricorrenti B _____ H _____ P _____ Dimensioni minime ricorrenti B _____ H _____ P _____ Assortimento <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Natura <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Tufo <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Altro _____	GIUNTI Regolarità geometrica <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px; text-align: center;"> Stabimento giunti verticali </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;">1</td> <td style="width: 10%;">2</td> <td style="width: 10%;">3</td> </tr> <tr> <td style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Orizzontale dal filo</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> Dimensioni ricorrenti Giunti orizzontali (mm) _____ Giunti verticali (mm) _____ Materiale <input type="checkbox"/> A secco <input type="checkbox"/> Malta di calce aerea <input type="checkbox"/> Malta di tipo idraulico <input type="checkbox"/> Sabbia-argilla <input type="checkbox"/> Altro _____ Qualità della malta <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace		1	2	3	Orizzontale dal filo	1				2				3		
	1	2	3														
Orizzontale dal filo	1																
	2																
	3																
<input type="checkbox"/> ARTIFICIALI Dim(cm): B _____ H _____ P _____ Materiale: _____ % Foratura: _____ Colore: _____	DEGRADO <input type="checkbox"/> Umidità <input type="checkbox"/> Sali-Efflorescenze <input type="checkbox"/> Vegetazione <input type="checkbox"/> Scheggiatura da gelo																

NOTE

CONNESSIONE	NUCLEO		
Presenza di elementi trasversali <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Si - n° diatoni al mq _____ Tipo: <input type="checkbox"/> Totale <input type="checkbox"/> Parziale	<input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Presente Spessore cm _____	Materiale costituente <input type="checkbox"/> Pietrame <input type="checkbox"/> Sabbia/Conglomerato <input type="checkbox"/> Misto	Consistenza <input type="checkbox"/> Coeso <input type="checkbox"/> Mediamente coeso <input type="checkbox"/> Incoerente

Il tecnico incaricato:



Figura 2.6.3: particolare del saggio nelle murature del sottotetto

2.6.5 Solai

I solai che, come detto anticipatamente, sono stati in parte interessati da un intervento di consolidamento piuttosto ingente, dimostrano in media un adeguato spessore strutturale in relazione alle luci, non accusando particolari problemi deformativi.

1 . PRIMO ORIZZONTAMENTO – VOLTE IN LATERIZIO

Al primo orizzontamento, a livello cioè del piano rialzato, sono state rilevate delle volte, generalmente a botte a sesto ribassato con monta di circa 60 cm, in mattoni pieni disposti di foglio, per uno spessore complessivo di 5 cm. Solamente a copertura della sala circolare, attualmente destinata a sala polivalente, si è in presenza di una volta a padiglione con unghie di forma piuttosto articolata. Tra la soletta e l'estradosso della volta si ipotizza, anche in riferimento ad altri edifici realizzati in epoca contemporanea al municipio ed aventi soluzioni tipologiche confrontabili (vedi scuola di Fossa e di Barco), la presenza di un riempimento in scorie.

In tutte le sale realizzate con questa tipologia di orizzontamento l'intradosso del solaio risulta intonacato mentre la pavimentazione è realizzata con lastre di marmo.

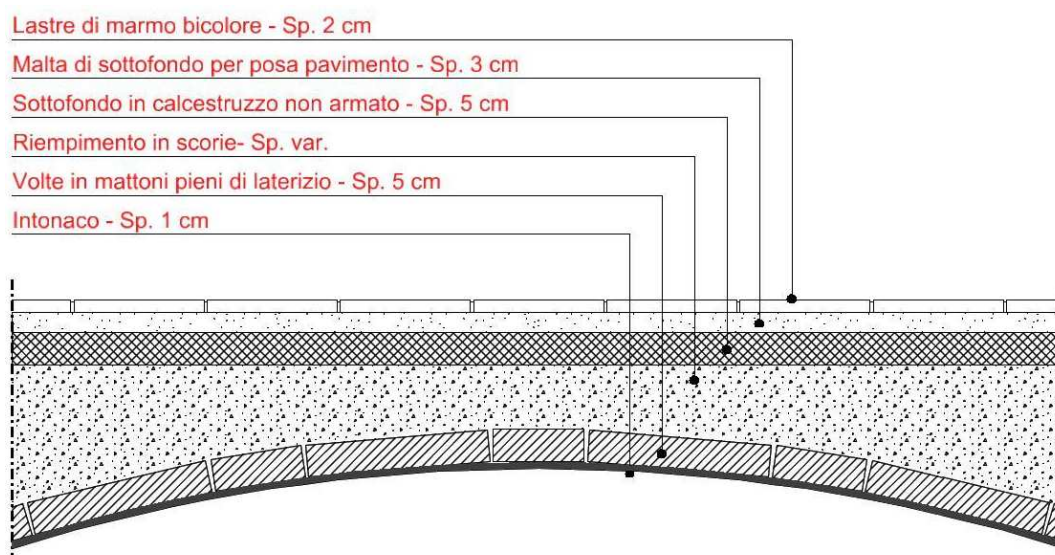


Figura 2.6.4: foto delle volte a copertura del piano interrato

Non sono presenti catene atte ad annullare le spinte orizzontali, questo probabilmente anche in relazione all'elevato spessore dei muri, che si aggira dai 50 agli 80 cm. Inoltre, da quanto emerso dalla ricerca archivistica, non sono stati effettuati interventi di consolidamento su tale impalcato. Si riporta di seguito una sezione costruttiva tipo del primo impalcato, determinata sulla base dei sondaggi effettuati e delle ipotesi effettuate in base alle soluzioni tipologiche dell'epoca.



Figura 2.6.5: dettagli del saggio eseguito nelle volte al di sopra della centrale termica



ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Volta in mattoni di foglio	=	100	kg/m ²
- Riempimento in scorie	=	110	kg/m ²
- Soletta in calcestruzzo non armata 5 cm di sp.	=	120	kg/m ²
- Pavimento in marmo	=	70	kg/m ²
Tot. per.:	=	400	kg/m²
- Sovraccarico accidentale per uffici	=	300	kg/m ²
Tot. per. + acc.:	=	700	kg/m²

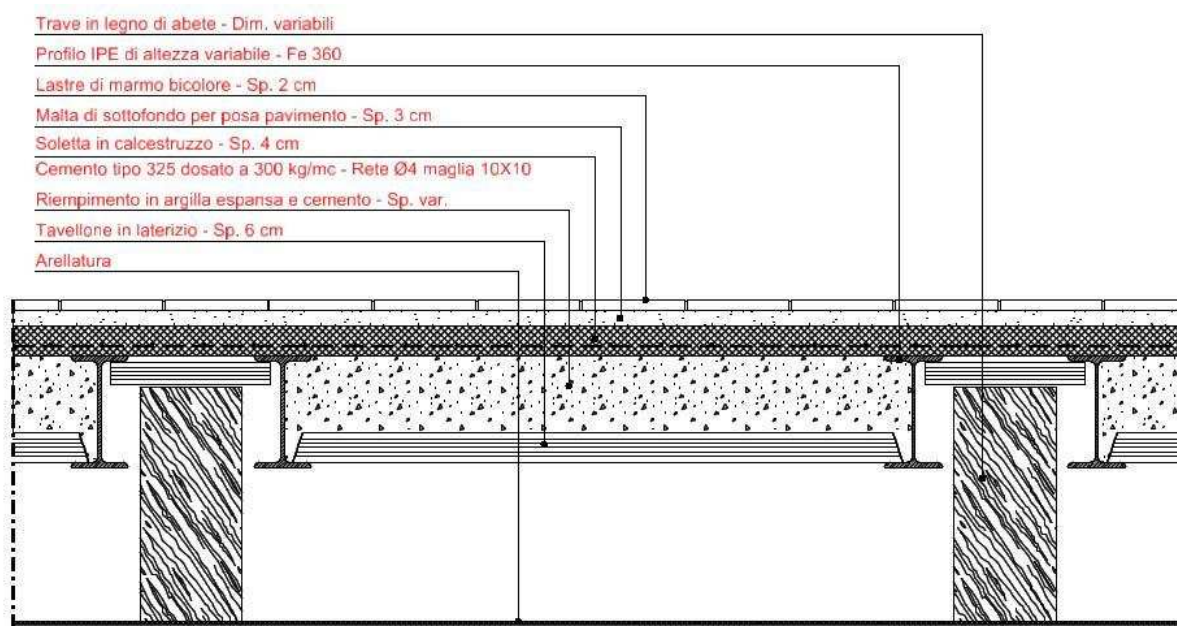
2. SECONDO E TERZO ORIZZONTAMENTO – SOLAI IN PUTRELLE E TAVELLONI

La tipologia strutturale per gli orizzontamenti calpestabili del piano primo e del piano secondo (secondo e terzo solaio), è riconducibile a quella dei solai in legno, tipici dei primi anni del 900. Su tali solai le informazioni costruttive sono state principalmente determinate sulle base degli interventi di consolidamento effettuati a seguito del sisma del 1983. Questi sono tutti realizzati con struttura portante in travi di legno, posti ad un interasse di 160 cm, tavellone in laterizio e soletta in calcestruzzo non armato di 5 cm di spessore. Come si è visto in precedenza, a seguito dell'intervento di consolidamento, le travi in legno sono state tutte scaricate del peso permanente ed accidentale del solaio ed attualmente hanno l'unica funzione di sostenere il controsoffitto incannucciato. Strutturalmente il sovraccarico di piano è stato interamente affidato alle putrelle in acciaio, di altezza variabile da 160 a 220 mm, disposte su entrambi i lati delle travi esistenti in legno. Tra ciascuna putrella sono stati posti dei tavelloni portanti di 6 cm di spessore, completando poi con un getto a riempimento delle putrelle con argilla espansa e 200 kg/m³ di cemento 325 di impasto, per uno spessore variabile come riportato in tabella 2.6.1.

Al di sopra di tale piano è stata successivamente realizzata una soletta in calcestruzzo di 4 cm di spessore, realizzata con calcestruzzo a 300 kg/m³ di cemento 325 di impasto, armato con rete Ø 4 maglia 10 × 10.

In tutte le sale realizzate con questa tipologia di orizzontamento l'intradosso del solaio risulta controsoffittato con una arellatura intonacata mentre la pavimentazione è realizzata con piastrelle di marmo al piano primo e con piastrelle in gres al piano secondo, entrambi posati su di un letto di malta di circa 3 cm di spessore.

Si riporta di seguito una sezione costruttiva tipo del primo impalcato, determinata sulla base dei sondaggi effettuati e delle informazioni contenute nei documenti d'archivio.



ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Tavellone in laterizio, sp. 6 cm – Densità 650 kg/m ³	=	40 kg/m ²
- Riempimento in argilla espansa e cemento, sp. Var 8 ÷ 18 cm – Densità 600 kg/m ³	=	50 ÷ 110 kg/m ²
- Soletta in calcestruzzo armata, sp. 4 cm – Densità 2500 kg/m ³	=	100 kg/m ²
- Malta per posa pavimento, sp. 3 cm – Densità 2000 kg/m ³	=	60 kg/m ²
- Pavimento in marmo, sp. 2 cm	=	40 kg/m ²
Tot. per.:	=	290 ÷ 350 kg/m²
- Sovraccarico accidentale per uffici	=	300 kg/m ²
Tot. per. + acc.:	=	590 ÷ 650 kg/m²

	Secondo solaio			Terzo solaio		
	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]
Sala A	IPE 160	10	60	IPE 180	12	75
Sala B	IPE 140	8	50	IPE 160	10	60
Sala C	IPE 180	12	75	IPE 200	14	85
Sala D	IPE 200	14	85	IPE 220	16	95
Sala E	IPE 220	16	95	IPE 240	18	110
Sala F	IPE 240	18	110	IPE 240	18	110

Tabella 2.6.1: determinazione dello spessore dei riempimenti agenti sulle travi per ciascuna sala del municipio

Dalla ricerca d'archivio è stato possibile recuperare i calcoli stati delle putrelle di rinforzo, sulla base dei quali si può osservare che il primo impalcato è stato calcolato considerando un sovraccarico complessivo (permanente e accidentale) di 700 kg/m², mentre per il secondo impalcato è stato utilizzato un sovraccarico complessivo di 900 kg/m². Questo perché per il terzo solaio si era originariamente ipotizzata una destinazione d'uso ad archivio, successivamente modificata per far posto all'ufficio tecnico.

Si deve segnalare anche che in questi solai l'intervento di consolidamento sismico ha comportato l'inserimento di una serie di incatenamenti orizzontali fra le varie putrelle in acciaio e le murature portanti in modo da conferire un comportamento globale più rigido dell'impalcato. Come si può leggere nel libretto delle misure e nei dettagli costruttivi dell'intervento di consolidamento, sono state saldate alle varie travi IPE ed inglobate nel getto della soletta in c.a., delle barre in acciaio di sezione 45×12 cm, successivamente ancorate alle murature esterne mediante piastre lavorate in ferro delle dimensioni di $130 \times 130 \times 35$ mm e fissate con un bullone autobloccante per l'ancoraggio delle catene stesse.

Si vuole sottolineare che per quanto riguarda il piano di calpestio della sala del consiglio, ovvero il solaio a copertura dei due uffici al piano primo situati sul lato sud-est, non sono stati ritrovate tracce di alcun intervento strutturale. Questo si può probabilmente imputare alla necessità di non sostituire la pavimentazione della sala del consiglio, già ristrutturata nel primo stralcio dell'intervento di sistemazione del 1979 intervento antecedente al sisma del 1983. Per queste sale, pur non effettuando ulteriori ispezioni, si ipotizza comunque una tipologia costruttiva analoga alla precedente, considerando però assenti le putrelle di rinforzo e le catene di collegamento.

3 . QUARTO ORIZZONTAMENTO – SOLAIO IN LEGNO

Per quanto riguarda infine il piano dell'altana, anche in questo caso si è in presenza di un solaio di tipo tradizionale in legno, il quale però non ha subito interventi di consolidamento. Su tale solaio le informazioni costruttive sono state principalmente determinate sulle base di rilievi visivi e attraverso l'analisi della documentazione esistente, in particolare delle foto relative alla ristrutturazione degli uffici al piano di sottotetto avvenuta nel 1987.

Si è potuto constatare che la struttura portante secondaria è costituita da travetti in legno di abete della sezione di 10×12 cm, sui quali sono stati posti dei tavelloni portanti di 4-5 cm di spessore. Al di sopra di tale piano è stato successivamente realizzato una massetto in calcestruzzo ed una pavimentazione in legno posata su di un letto di malta di circa 3 cm di spessore.



Figura 2.6.6: foto del solaio in legno dell'altana

2.6.6 Copertura

La struttura di copertura è interamente realizzata in legno, sia a livello del piano sottotetto che a livello dell'altana. Per quanto riguarda il piano di sottotetto, con copertura a 4 falde, l'orditura principale è costituita da una serie di "mezze capriate" poste nei quattro angoli del fabbricato sulle quali convergono le terzere rompitratta per i correntini. Tali terzere appoggiano inoltre su una serie di puntoni, posti ad interasse di circa 3 m; l'appoggio dei puntoni avviene sui muri perimetrali e sui muri interni o, in caso di aperture e di assenza di muri trasversali interni, su travature reticolari in legno. Questo sistema di travi in legno garantisce anche l'appoggio per la muratura esterna dell'altana.

La struttura secondaria è nascosta dal controsoffitto coibentato realizzato con rete porta intonaco tipo "Pernervometal" e relativo strato di coibentazione in fibre minerali.

Come visto in precedenza i lavori di ristrutturazione del sottotetto hanno comportato la realizzazione di una finestratura a nastro, necessaria per il raggiungimento del necessario rapporto di illuminazione. A seguito della demolizione delle parti di copertura interessate dai lucernari è stato rilevato che le murature dell'altana presentavano parte del loro spessore a sbalzo rispetto alle sottostanti travi portanti in legno. Si è quindi proceduto ricorso ad una struttura dei lucernari che collaborasse con quella esistente in modo da poter reggere il peso della sovrastante muratura.



Figura 2.6.7: foto delle capriate di copertura presenti al piano sottotetto (ufficio tecnico)

La struttura della copertura, in legno d'abete, del piano sottotetto è costituita da:

- Capriate asimmetriche, costituite da elementi a sezione quadrata parzialmente smussata di circa 25×30 , poste lungo le 4 diagonali del fabbricato;
- Puntoni a sezione rettangolare parzialmente smussata 25×30 con interasse di circa 2.90 m, appoggiati sulle murature o su reticolari in legno;
- Correnti a sezione rettangolare parzialmente smussata 20×30 , con interasse di circa 1.50 m, appoggiati sulle mezze capriate e sui cantonali;
- Strutture reticolari in legno per l'appoggio delle murature dell'altana e dei puntoni, costituite da elementi a sezione rettangolare parzialmente smussata di dimensioni variabili.

- Controsoffitto coibentato realizzato con rete porta intonaco tipo “Pernervometal” e relativo strato di coibentazione in fibre minerali
- Travetti di dimensione 10×12 , con interasse di circa 68 cm, orditi nella direzione di massima pendenza.
- Tavellone in laterizio;
- Caldana di 3 cm non armata;
- Manto di copertura in coppi e relativa guaina impermeabilizzante.

La copertura dell’altana, a 4 falde, presenta una struttura portante articolata, costituita da una sorta di capriata spaziale. I quattro cantonali non presentano un appoggio centrale ma convergono tutti in un elemento centrale equivalente dell’“ometto” delle tradizionali capriate. Il secondo appoggio viene fornito da 4 pilastri, sui quali poggiano anche una serie di travi in legno orizzontali, con funzione sia di rompitratta per i correntini che di catene per i cantonali. Grazie infatti alla particolare lavorazione degli incastri negli estremi si configurano come vere e proprie catene atte ad eliminare le spinte generate dai quattro cantonali.



Figura 2.4.2: foto della copertura dell’altana

La struttura di copertura dell’altana, in legno d’abete, è costituita da:

- Cantonali con sezione quadrata parzialmente smussata 25×25 ;
- Correnti a sezione rettangolare parzialmente smussata 25×25 , appoggiati sui quattro pilastri ed avente funzione di catene per eliminare le spinte dei 4 cantonali;
- Travetti di dimensione 10×12 , con interasse di circa 68 cm, orditi nella direzione di massima pendenza.
- Tavellone in laterizio;
- Caldana di 3 cm non armata;
- Manto di copertura in coppi e relativa guaina impermeabilizzante.

Al di sotto delle delle tavelle è stato realizzato un manto di isolamento realizzato con pannelli in Eraclit e successivamente intonacato. A prima vista, la copertura appare in buono stato di conservazione.

Allo stato di fatto si sono rilevati i seguenti carichi:

ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Intonaco – Densità 2000 kg/m ³	=	30 kg/m ²
- Tavellone in laterizio, sp. 5 cm – Densità 650 kg/m ³	=	30 kg/m ²
- Caldana, sp. 3 cm – Densità 2000 kg/m ³	=	60 kg/m ²
- Isolamento	=	5 kg/m ²
- Manto di copertura con coppi in laterizio	=	70 kg/m ²
Tot. per.:	=	195 kg/m²
- Sovraccarico accidentale da neve	=	120 kg/m ²
Tot. per.+acc.:	=	315 kg/m²

2.7 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Si espongono di seguito le indagini eseguite per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati sulle strutture murarie del municipio.

2.7.1 Muratura

Le caratteristiche meccaniche della struttura portante del municipio, come si è osservato in precedenza, sono state determinate sulla base delle informazioni contenute nelle relazioni tecniche degli interventi di consolidamento e sulla base di un rilievo visivo mediante rimozione dell'intonaco superficiale. Inoltre, anche l'incontro con i progettisti ed il tecnico di cantiere dell'impresa responsabile dei lavori di consolidamento ha permesso di verificare la corrispondenza con i materiali realmente riscontrati in cantiere.

Come si è già detto la struttura portante verticale è costituita da muratura realizzata con tecniche differenti nelle varie zone dell'edificio. In particolare sono state riscontrate le seguenti tipologie:

- Muratura portante, realizzata in pietrame disordinato al piano terra, rialzato e primo;
- Muratura portante di tipo tradizionale in mattoni pieni e malta di calce nel sottotetto e nell'altana.

Nel caso delle murature storiche, la circolare nr. 609 del 02/02/2009 riporta nella Tabella C8A.2.1 i valori limite di riferimento da utilizzare nel calcolo in assenza di prove specifiche. Questi valori sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). Nella tabella 2.7.1 sono riassunti i parametri relativi alle murature rilevate all'interno del municipio.

Caratteristiche muratura

TIPO MURATURA		f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	$P.SPEC.$ [kN/m ³]
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Min	100	2.00	690	230	19
	Max	180	3.20	1050	350	
Murature in mattoni pieni e malta di calce	Min	240	6.00	1200	400	18
	Max	400	9.20	1800	600	

Tabella 2.7.1: valore di riferimento per le strutture in muratura del municipio secondo la circ. nr 609 del 02/02/2009 (N/mm²)

Come si è visto a seguito del sisma del 1983 sono stati effettuati alcuni interventi di consolidamento e miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura. Tali interventi possono riassumersi nell'inserimento di tiranti in acciaio tipo "diwidag" con piastre di ancoraggio negli angoli dei muri, consolidamento delle murature mediante intonaco armato con rete e betoncino, nelle iniezioni di boiacca di cemento all'interno delle murature per migliorarne la consistenza, e nella chiusura dei vani per camini e canne fumarie. Risulta difficile stabilire, in una situazione di questa complessità, l'entità del miglioramento che le murature hanno riportato. Allo stesso modo l'esecuzione di prove per determinare le caratteristiche di resistenza a causa della tipologia della muratura in esame, dotata di una elevata disomogeneità, e la variabilità dell'efficacia e della consistenza degli interventi realizzati, non sono in grado di fornire dati attendibili a meno che non venga eseguita una campagna sistematica d'indagine su tutto il fabbricato, con costi elevati e benefici di modesta entità.

Per tutti questi motivi si è deciso di calibrare i parametri migliorativi di riferimento forniti dalla circolare nr. 609 del 02/02/2009 per l'applicazione delle norme tecniche, riportati in tabella C8A.2.2 e di seguiti riassunti per il caso specifico delle murature del municipio.

- **Consolidamento con iniezioni di miscele leganti:** si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore).

Coefficiente correttivo per muratura in pietrame disordinata: 2

- **Consolidamento con intonaco armato:** per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinati i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella. Il valore del coefficiente correttivo deve essere convenientemente ridotto nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Coefficiente correttivo per muratura in pietrame disordinata: 2.5

- **Malta di buone caratteristiche:** si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);

Coefficiente correttivo per muratura in mattoni pieni e malta di calce: 1.5

Per quanto riguarda la **muratura in pietrame consolidata**, dalle considerazioni fatte in precedenza sulla qualità iniziale e sulla tipologia di interventi effettuati si è optato per adottare valori di resistenza minimi tra quelli riportati dalla circolare nr. 609 del 02/02/2009 nella Tabella C8A.2.1, successivamente moltiplicati per

un **fattore correttivo pari a 2.5** per tenere conto dei miglioramenti effettuati mediante il consolidamento con iniezioni e attraverso l'apposizione di intonaco armato.

Nel caso di **muratura in mattoni pieni e malta di calce** invece si è optato per l'adozione di valori di resistenza minimi tra quelli suggeriti dalla sopracitata circolare, applicando il coefficiente correttivo relativo alla malta di buone caratteristiche. Nella tabella 2.7.2 sono riassunti i parametri che saranno utilizzati per le verifiche.

Caratteristiche muratura					
TIPO MURATURA	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	$P.SPEC.$ [kN/m ³]
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2.00	870	290	19
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) consolidata	250	5.00	2175	725	19
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	360	9.00	2250	750	18

Tabella 2.7.2: valore di riferimento per le strutture in muratura del municipio secondo la circ. nr 609 del 02/02/2009 (N/mm²)

2.7.2 Acciaio laminato

Per quanto riguarda i profilati metallici IPE utilizzati nel rinforzo dei solai del secondo e terzo impalcato eseguito nel 1987, si è potuto riscontrare dalla relazione di calcolo che l'acciaio utilizzato è del tipo Fe 37 B. Tale acciaio, definito secondo la normativa UNI 7070/72, corrisponde dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche al comune acciaio Fe 360.

Inoltre sempre dalla relazione di calcolo si può osservare che le tensioni di lavoro per i carichi di progetto originari non sono mai superiori ai 1200 kg/cm². Considerato che le specifiche dei materiali sono ben definite all'interno dei documenti di progetto e che, come si vedrà nel capitolo successivo, allo stato attuale le tensioni negli elementi sono ampiamente inferiori ai limiti di norma, non si è deciso di approfondire le indagini mediante prove o saggi. Nella tabella 2.7.3 sono riassunti i parametri che saranno utilizzati per le verifiche degli elementi strutturali.

Tipo	f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	$\sigma_{s,amm}$	E	G	ν
Fe 37 B	3600	2350	2238	1600	2060000	792308	0.3

Tabella 2.7.3: valore dei parametri di resistenza dell'acciaio utilizzati nel calcolo delle strutture in acciaio dei solai (kg/cm²)

2.7.3 Strutture in legno

Per quanto riguarda la copertura, dalla ricerca d'archivio si è potuto osservare che la piccola orditura è stata interamente sostituita utilizzando legno di abete, mentre l'orditura principale, anch'essa realizzata in legno di abete, è rimasta pressoché invariata.

Per quanto riguarda le verifiche delle strutture si è deciso di utilizzare la normativa UNI 11119 "Beni Culturali – Manufatti lignei: strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera". Tale

norma stabilisce gli obiettivi, procedure e criteri per la valutazione dello stato di conservazione e la stima delle prestazioni di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali, attraverso l'ispezione in situ e l'impiego di tecniche e di metodologie di prova non distruttive.

Nell'appendice A della sopracitata norma sono contenuti i valori delle tensioni massime che possono essere adottate nel calcolo alle tensioni ammissibili, ed i valori medi del modulo elastico a flessione da utilizzare per il calcolo delle deformazioni. Considerato che le specifiche dei materiali sono ben definite all'interno dei documenti di progetto e che, come si vedrà nel capitolo successivo, allo stato attuale le tensioni negli elementi sono ampiamente inferiori ai limiti di norma, non si è deciso di approfondire le indagini mediante prove o saggi.

Nella tabella 2.7.4 sono riassunti i parametri che saranno utilizzati per le verifiche degli elementi strutturali, ipotizzando di essere in presenza di legno di abete bianco

<i>Tipo</i>	<i>Categoria</i>	Comp. Parall. $\sigma_{c,0,amm}$	Comp. Perp. $\sigma_{c,90,amm}$	Flessione $\sigma_{m,amm}$	Traz. parall. $\sigma_{t,0,amm}$	Taglio τ	Modulo elastico E
Abete bianco	III	70	20	75	60	7	110000

Tabella 2.7.4: valore dei parametri di resistenza del legno utilizzati nel calcolo alle tensioni ammissibili (kg/cm²)

2.8 Livelli di conoscenza e fattore di confidenza

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto. Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Come si è visto nei paragrafi precedenti le fonti considerate per la acquisizione dei dati necessari sono state:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni strutturali ed elaborati grafici;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- Prove in-situ;

Con particolare riferimento alle definizioni riportate nell'appendice C8A.1.B.3 della circolare 02/02/2009 per l'applicazione delle Norme Tecniche, il livello di conoscenza è stato individuato mediante le seguenti operazioni di indagine:

- **Geometria:** la geometria della struttura è stata determinata sulla base di un rilievo completo dell'edificio integrata attraverso i disegni di progetto recuperati tramite la ricerca d'archivio. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

- **Dettagli costruttivi – verifiche in situ limitate:** ci si è basati su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura, e basandosi sui disegni costruttivi originali. Nonostante l'esecuzione di un numero limitato di saggi, senza estendere l'indagine in modo sistematico alla globalità dell'edificio, si è comunque ottenuto una buona descrizione dei particolari costruttivi dell'intero edificio.

In particolare si è potuto descrivere completamente i dettagli costruttivi di tutti gli elementi strutturali. Per l'identificazione dei particolari costruttivi, i dati raccolti hanno individuato i seguenti elementi:

- tipologia della muratura, e sue caratteristiche costruttive.
- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- assenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

- **Proprietà dei materiali – verifiche in situ limitate:** informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state definite sulla base dei disegni costruttivi, delle relazioni tecniche relative agli interventi di consolidamento, ed in base ad un colloquio diretto con i progettisti.

Le indagini effettuate sono servite a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura, secondo quanto indicato in Tabella C8B.1 della circ. nr 609 del 02/02/2009. Queste sono state effettuate mediante esami visivi della superficie muraria, condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' stata valutata, in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

Nel caso in esame si ritiene di aver conseguito un buon livello di conoscenza per quanto riguarda la conoscenza della geometria e dei dettagli costruttivi, in quanto ampiamente descritte nelle pratiche strutturali e verificate mediante un accurato rilievo della struttura.

Dal punto di vista delle proprietà dei materiali però si è optato per effettuare limitate prove in situ, limitandosi a verificare visivamente la reale qualità delle strutture. Questo perché l'esecuzione di prove per determinare le caratteristiche di resistenza, a causa della tipologia della muratura in esame, dotata di una elevata disomogeneità, e della variabilità dell'efficacia e della consistenza degli interventi realizzati, non avrebbe fornito dati attendibili, a meno di una campagna sistematica d'indagine su tutto il fabbricato, la quale avrebbe comportato costi elevati e benefici di modesta entità.

Inoltre si è proceduto dapprima a verificare numericamente le sollecitazioni agenti sulle strutture e le risorse disponibili valutando la reale necessità di approfondire le indagini, valutando i costi ed i benefici. Questo in accordo con quanto contenuto nel Sub-Allegato 3A del DGR 936 del 23/06/2008:

“Eventuali indagini di laboratorio o specialistiche - ossia quelle che vanno oltre i semplici esami a vista o saggi manuali - dovranno essere adeguatamente giustificate e comunque eseguite solo dopo aver condotto valutazioni preliminari che ne definiscano chiaramente l'obiettivo e le modalità di esecuzione. Tali indagini dovranno essere inquadrare in un progetto diagnostico complessivo. Si intende, quindi, che le operazioni in oggetto non possono che essere condotte via via che si procede alle valutazioni numeriche di cui al paragrafo successivo, procedendo spesso per iterazioni/approssimazioni successive.”

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali si è optato per l'adozione dei valori minimi riportati in Tabella C8B.1 per quanto riguarda le resistenze e dei valori medi dei moduli elastici, eventualmente moltiplicati per i relativi coefficienti correttivi in funzione delle caratteristiche migliorative della muratura, in accordo con quanto riportato al punto C8A.1.4 della della Circ. nr 609 del 02/02/2009.

Alla luce dei dati disponibili e dei sopralluoghi effettuati, nel caso oggetto della presente relazione si dovrebbe adottare un livello di conoscenza LC3 ed un fattore di confidenza pari a 1.35, come indicato al punto C8A.1.4 della della Circ. nr 609 del 02/02/2009. Si ritiene però di aver raggiunto una buona conoscenza della struttura e che l'adozione di un fattore di confidenza pari ad 1.35, univoco per tutte le verifiche, sia eccessivamente penalizzante, anche alla luce del dettagliato rilievo della struttura eseguito.

Secondo la direttiva BB.CC. 12/10/07 infatti, il fattore di confidenza può essere determinato in maniera più precisa definendo diversi fattori parziali di confidenza, sulla base dei coefficienti numerici riportati in tabella 2.8.1 i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Il rilievo geometrico dovrà, in ogni caso, essere sviluppato ad un livello di dettaglio coerente con le esigenze del modello geometrico adottato nelle valutazioni analitiche e/o delle necessarie considerazioni di tipo qualitativo.

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.12$	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
Rilievo geometrico completo , con restituzione dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0.00$	Esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.06$	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	Disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	Esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.00$	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.00$	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.00$

Tabella 2.8.1: definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali

Il rilievo materico (tipologia e tessitura delle murature, tipologia ed orditura dei solai, struttura e riempimento delle volte, etc.) e dei dettagli costruttivi (ammorsamenti murari, eventuali indebolimenti, entità e tipologia di appoggio degli orizzontamenti, dispositivi di contenimento delle spinte, degrado dei materiali etc.) è stato condotto in modo da accertare le diverse tipologie costruttive presenti, la loro localizzazione e ripetitività, con particolare attenzione a tutti gli aspetti che possono influenzare l'innescare di meccanismi di collasso locale e compatibilmente con le esigenze di tutela del bene.

Sulla base della tabella appena vista si è quindi deciso di adottare i seguenti fattori di confidenza:

- **Verifica statica degli orizzontamenti: $FC = 1.24$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.12$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- **Verifica statica del fabbricato: $FC = 1.35$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV1 Analisi semplificata: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV2 Analisi dei cinematismi: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV3 Analisi pushover: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C4}=0.00$)

DATI**CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE****PC.E Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti (c) 1997-2009 AEDES Software**

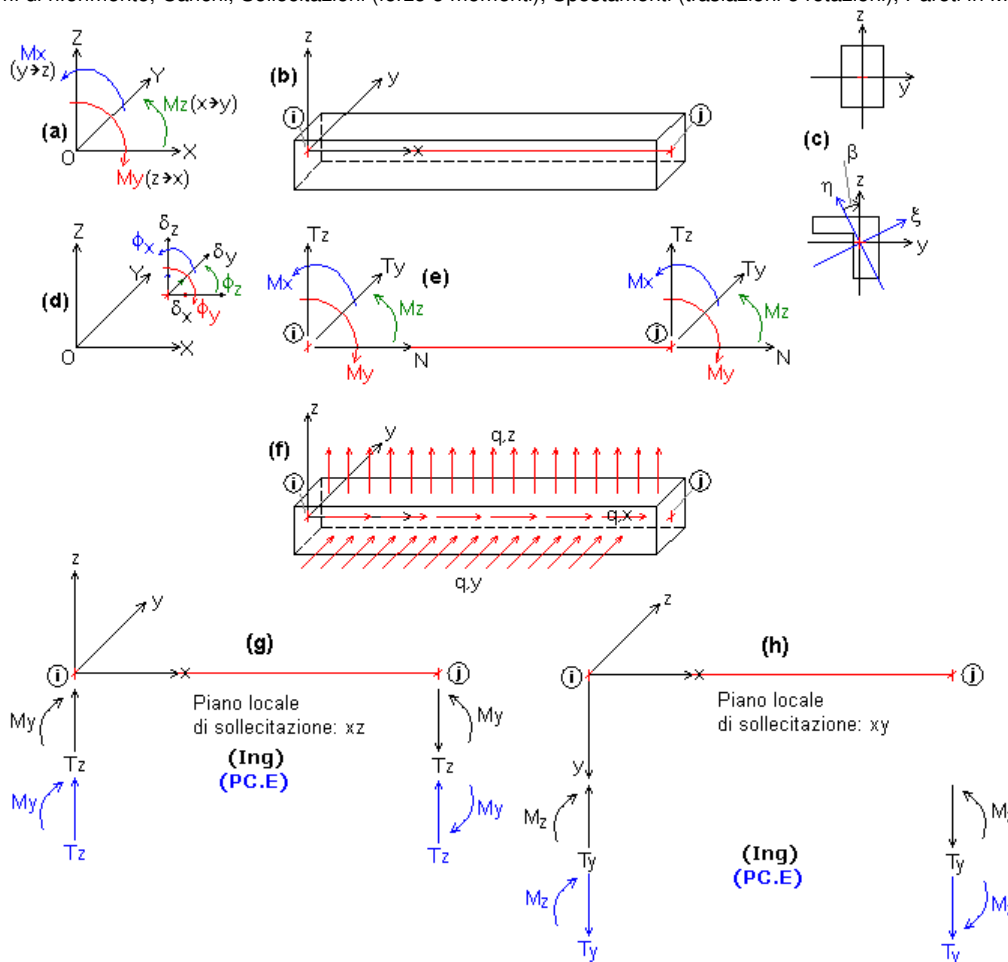
Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).

Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura).

Analisi Statica e Sismica, in accordo con la nuova Normativa Sismica (D.M.14.1.2008) (analisi sismiche implementate: statica lineare [=dinamica semplificata, o statica equivalente]; dinamica modale; statica non lineare, specifica per edifici in muratura [analisi pushover]).

CONVENZIONI SUI SEGNI

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

**1) Sistemi di riferimento utilizzati da PC.E.**

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

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

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

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

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale i con il nodo finale j ; l'asse z è verticale, e l'asse y è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano xz).

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

In PC.E, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali $\xi \eta$. Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo

β nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo β pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

2) Forze e Spostamenti.

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

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

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

2.1) Carichi.

Nodi. Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati: PX PY PZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari: dX dY dZ, dphiX dphiY dphiZ (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate: mX mY mZ, Ix Iy Iz (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

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

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

- Carico Distribuito Uniforme: QduX, QduY, QduZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'): QdliX, QdliY, QdliZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'): QdljX, QdljY, QdljZ
- Carico Concentrato: Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi [P,M=intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- Carico Termico (nel piano locale xy): DeltaTsup, DeltaTinf.

I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) possono essere forniti in coordinate locali o globali. In una stessa condizione di carico di PC.E, la convenzione del riferimento può essere diversa da asta ad asta (ma è la stessa per le diverse componenti di un carico agente su una certa asta).

Nel sistema di riferimento globale, le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

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

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

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

2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

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

Relazioni fra PC.E e le consuete convenzioni ingegneristiche (Ing).

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

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

Momento Flettente My (piano locale di sollecitazione: xz):

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

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

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) concorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) discorde con (Ing).

Taglio Tz (piano locale di sollecitazione: xz):

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

(PC.E) Tz + se orientato lungo +z.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) concorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) discorde con (Ing).

Sforzo Normale N:

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

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

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

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) discorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) concorde con (Ing).

Momento Flettente Mz (piano locale di sollecitazione: xy):

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

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

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) concorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) discorde con (Ing).

Taglio Ty (piano locale di sollecitazione: xy):

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

(PC.E) Ty + se orientato lungo +y.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) discorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) concorde con (Ing).

Momento Torcente Mx:

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

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

(PC.E) + se porta y su z .

Concordanza dei segni:

Nodo i (PC.E) concorde con (Ing).

Nodo j (PC.E) discorde con (Ing).

2.3) Caratteristiche di Deformazione.

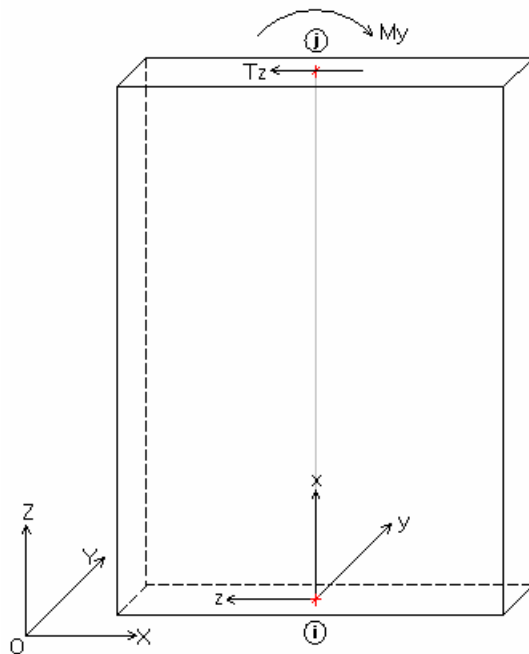
In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

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

3) Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. Sono riportati i piani complanare e ortogonale, con le relative sollecitazioni di taglio e flessionali.

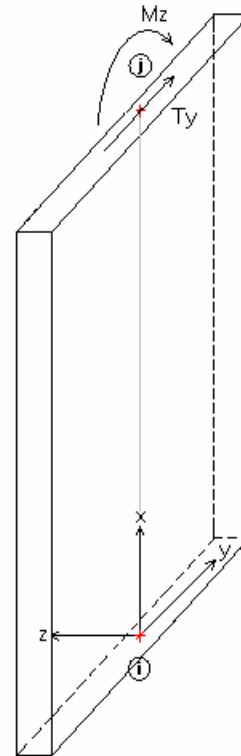
Maschi murari: azioni complanari e azioni ortogonali



Maschio murario orientato secondo X:

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

Esempio di Sezione: 0.30×4.00
(rettangolare $B \times H$: $B = 0.30$, $H = 4.00$)



Maschio murario orientato secondo Y:

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

Esempio di Sezione: 4.00×0.30
(rettangolare $B \times H$: $B = 4.00$, $H = 0.30$)

Descrizione dei PARAMETRI DI CALCOLO

Ove indicate a lato di un dato parametro, le unità di misura si riferiscono rispettivamente al Sistema Internazionale e al Sistema Tecnico: nel Progetto viene utilizzata l'unità di misura coerente con il sistema di unità scelto nei Parametri Generali.

Per i parametri selezionabili come sì/no (=vero/falso), vengono riportati i valori numerici corrispondenti (-1=sì/vero, 0=no/falso).

Per alcuni parametri utilizzati in analisi sismica, viene fatto diretto riferimento ai corrispondenti paragrafi del D.M.14.1.2008 (nel seguito: NTC08) (riferimenti evidenziati in colore blu). Nelle descrizioni, i riferimenti agli EuroCodici sono abbreviati con: EC.

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Progetto di Edificio in Muratura

Indica se il progetto di PC.E si riferisce ad un edificio in muratura, la cui modellazione può derivare da dati del software PC.M (c) AEDES.

Modifiche senza limitazioni (-1=si, 0=no) Parametro ad uso interno della modellazione; non ha alcuna influenza sui risultati.

Gestione modello:

1 (piano 2D, 3D) = Struttura piana, contenuta nel piano XZ. Si tratta di un file di Progetto di PC.E contenente un singolo paramento murario, generalmente originato da un'esportazione 2D di un allineamento da PC.M

Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente le modalità di modellazione piana nel caso di **edifici con impalcati flessibili (§8.7.1)**.

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** che insistono ai vari livelli sugli elementi strutturali non possono essere generati automaticamente da maglie di solaio (che necessariamente richiedono un modello 3D) e devono essere inseriti direttamente nelle condizioni di carico di PC.E.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

2 (3D globale) = Struttura spaziale analizzata e verificata nella sua globalità, generalmente originata da un'esportazione 3D da PC.M considerando la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti. Il tipo di modellazione corrisponde alla maggiore generalità possibile nel rispetto della nuova Normativa.

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono in genere calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che interessano le sommità dei maschi e gli elementi orizzontali (travi, fasce, links rigidi) tali da chiudere le maglie.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

3 (3D per interpiani) = Struttura spaziale analizzata e verificata per singoli interpiani, generalmente originata da un'esportazione 3D da PC.M senza considerare la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti. Essi infatti sono superflui, in quanto la trattazione per singoli interpiani richiede soltanto i collegamenti interni ad ogni paramento murario.

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che possono limitarsi ai soli nodi di sommità dei maschi.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene tramite procedure semplificate di tipo geometrico che valutano l'incidenza di ogni parete sulle strutture sottostanti.

La procedura è quindi del tutto analoga ai calcoli per interpiani tradizionalmente usati per i metodi tipo Por. Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente tale modalità di modellazione nel caso di **unità strutturali (US) di edifici in aggregato (§8.7.1)**. Nelle norme sismiche di recente generazione precedenti il D.M.14.1.2008, e più esattamente in **OPCM 3431/2005, §8.1.5.4**, la modalità di modellazione per interpiani era ammessa per edifici in muratura fino a 2 piani: tale prescrizione è però assente nel D.M.14.1.2008, dove si cita il caso dei 2 piani solo implicitamente in **§8.7.1** trattando gli edifici in aggregato. In D.M.14.1.2008, di fatto, non è presente una prescrizione esplicita sulle limitazioni della modellazione per interpiani; secondo un criterio ragionevole, il metodo per interpiani può non essere appropriato per edifici da 3-4 piani in su.

Dal punto di vista dell'**analisi strutturale**, una fondamentale differenza fra modello globale e modello per interpiani consiste nell'accelerazione di progetto alla base del modello di calcolo: nel caso del modello globale, si tratta di ag (o PGA) definita direttamente dai parametri di pericolosità sismica; nel caso del singolo piano: per il livello che si imposta sulle fondazioni, ag coincide ancora con il valore definito in input dai parametri di pericolosità sismica; per i livelli superiori occorre amplificare l'accelerazione per tener conto della deformabilità dei piani sottostanti: in PC.E viene seguito il criterio proposto per i cinematismi posti alle quote superiori, illustrato in **§C8A.4.2.3**, che calcola l'amplificazione detta adottando una forma modale approssimata all'andamento lineare, in assenza di un'analisi modale complessiva (che non può essere eseguita dal momento che la schematizzazione dell'edificio è appunto per interpiani e non globale). Anche questa approssimazione suggerisce l'opportunità di limitare la scelta del modello per interpiani a edifici con pochi piani (1-2, max 3). I modelli globali consentono sempre analisi modali complete e maggiormente attendibili; d'altra parte, la loro intrinseca complessità può suggerire, nei casi detti, il ricorso ai modelli per interpiani.

L'analisi e la verifica di sicurezza vengono eseguite tante volte quanti sono gli interpiani dell'edificio; i risultati dell'elaborazione, ottenuti separatamente per i singoli piani, vengono in PC.E assemblati e mostrati in modo unitario nel modello completo dell'edificio.

In analisi non lineare ogni analisi riguarda un singolo piano; viene quindi sempre considerata un'unica distribuzione di forze (la (E), proporzionale alle masse) in quanto, come noto, nel caso monopiano l'incremento di taglio è direttamente il taglio di piano non essendoci ovviamente ripartizione fra più piani.

4 (3D per telai 2D) = Struttura spaziale composta da più telai piani, ognuno dei quali è analizzato e verificato separatamente, come una normale struttura piana. In generale, il modello sarà originato da un'esportazione 3D da PC.M senza considerare la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che possono limitarsi ai soli nodi di sommità dei maschi, analogamente ai modelli 3D per interpiani.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori, per ogni singolo telaio, avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente le modalità di modellazione piana nel caso di **edifici con impalcati flessibili (§8.7.1)**.

L'analisi e la verifica di sicurezza vengono eseguite tante volte quanti sono i telai 2D dell'edificio; i risultati dell'elaborazione, ottenuti separatamente per i singoli telai, vengono in PC.E assemblati e mostrati in modo unitario nel modello completo dell'edificio.

ANALISI ESEGUIBILI (-1 = l'analisi è richiesta e quindi viene eseguita durante l'elaborazione di calcolo; 0 = analisi non richiesta e quindi ignorata in fase di elaborazione di calcolo)

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

Analisi Sismiche Lineari:

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

Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

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

- **per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: redistribuzione taglio base pareti (§7.8.1.5.2)** Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, è possibile applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi). La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta quindi a soddisfarne la verifica.

Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover (§7.8.1.5.4)

Analisi Modale. Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati

dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica si dice anche dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

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

Per semplicità di gestione dei risultati, le strutture piane (modelli di telai 2D) vengono sempre considerate poste in un piano XZ globale (X=asse orizzontale, Z=asse verticale), con asse Y entrante nel piano osservato (terna destrorsa). Per le strutture piane, gli unici movimenti di nodo significativi sono quindi gli spostamenti lungo X e Z e la rotazione intorno a Y.

Per le strutture piane, la direzione sismica coincide con la direzione orizzontale del piano verticale contenente la struttura.

Rigidezze elastiche in Analisi Statica (-1=sì, 0=no)

Se il parametro è selezionato, si utilizzano rigidezze elastiche (non fessurate) [%K,elast.=100, ignorando eventuali diversi valori specificati in input nei Dati Aste] in: Analisi Statica Lineare NON Sismica.

Questo parametro è influente sulle Analisi Sismiche Lineari (Statica e Dinamica Modale), nelle quali si utilizzano in ogni caso le rigidezze in input ("%"K,elast." definita nei Dati Aste). Per l'utilizzo di rigidezze fessurate in Analisi Pushover, cfr. dati specifici dell'analisi Pushover

Vita Nominale (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

Sistema Internazionale

-1 = Le Unità di misura sono specificate nel Sistema Internazionale. Più in dettaglio, si adottano le seguenti unità (in accordo con le indicazioni date in EC8, §1.5, 1-1):

Lunghezze: m

Forze (carichi): kN

Momenti (coppie): kN m

Carichi distribuiti: kN/m

Peso per unità di volume: kN/m³

Moduli di elasticità: N/mm² = MPa

Massa: kg = N s²/m

Inerzia rotazionale: kg m²

ed inoltre:

Cedimenti vincolari traslazionali: mm

Cedimenti vincolari rotazionali: mrad (milliradiante, cioè: 1/1000 di radiante)

Costanti elastiche lineari: kN/m

Costanti elastiche torsionali: kN m/mrad

Coefficiente di Winkler: N/mm³

0 = Le Unità di misura sono specificate nel Sistema Tecnico. Più in dettaglio, si adottano le seguenti unità:

Lunghezze: m

Forze (carichi): kgf

Momenti (coppie): kgf m

Carichi distribuiti: kgf/m

Peso per unità di volume: kgf/m³

Moduli di elasticità: kgf/cm²

Massa: kgf s²/m

Inerzia rotazionale: kgf s²/m m²

ed inoltre:

Cedimenti vincolari traslazionali: mm

Cedimenti vincolari rotazionali: mrad

Costanti elastiche lineari: kgf/cm

Costanti elastiche torsionali: kgf m/mrad

Coefficiente di Winkler: kgf/cm³

ESEMPI DI EQUIVALENZE FRA SISTEMA TECNICO E SISTEMA INTERNAZIONALE

sotto l'ipotesi di fattore di conversione 10 (anziché 9.80665):

Forze (carichi): P = 10 kN = 1 000 kgf

Momenti (coppie): M = 10 kN m = 1 000 kgf m

Carichi distribuiti: q = 10 kN/m = 1 000 kgf/m

Peso per unità di volume: p.s. = 10 kN/m³ = 1 000 kgf/m³

Moduli di elasticità: E = 10 000 MPa = 100 000 kgf/cm²

Massa: m = 1 000 kg = 100 kgf s²/m

Inerzia rotazionale: I = 1 000 kg m² = 100 kgf s²/m m²

Costanti elastiche lineari: k = 10 000 kN/m = 10 000 kgf/cm

Costanti elastiche torsionali: k = 10 kN m/(rad/100) = 1 000 kgf m/(rad/100)

Coefficiente di Winkler: K = 0.01 N/mm³ = 1 kgf/cm³

Influenza della deformabilità a taglio

-1 = Nel computo della matrice delle rigidezze viene considerata anche la deformabilità a taglio. Questa opzione è ritenuta indispensabile nel caso di telai con elementi tozzi (p.es. i telai che schematizzano pareti in muratura).

0 = La deformabilità a taglio è trascurata.

Calcolo con zone rigide agli estremi delle aste

-1 = Le zone rigide eventualmente specificate alle estremità delle aste vengono considerate sia per la costruzione della matrice delle rigidezze, sia per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione, che in output saranno fornite sia al nodo estremo dell'asta sia all'estremità della lunghezza deformabile.

0 = Le zone rigide eventualmente specificate alle estremità delle aste vengono ignorate.

Contributo Rigidezza Trasversale (maschi murari)

0 = Per trascurare la rigidezza trasversale di una parete, viene attribuito alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al

piano della parete stessa.

-1 = Il vincolamento in direzione ortogonale non viene modificato.

Assemblaggio pareti con stesso Allineamento e stessa Sigla

-1 = Ai fini del calcolo della rigidità, viene effettuato l'assemblaggio delle pareti aventi le seguenti caratteristiche:

- devono essere elementi verticali: maschi murari o setti in c.a. o pareti in muratura armata

- devono comunque avere la stessa tipologia (tutti maschi murari, o tutti elementi c.a. o tutti m.armata)

- devono appartenere allo stesso piano

- devono avere: stesso Allineamento, stessa Sigla, stesso Vincolo flessionale complanare (e non essere bielle, cioè essere di controvento).

La lunghezza della parete assemblata è data dalla somma delle lunghezze di tutte le pareti appartenenti al gruppo. Lo spessore si assume tale che l'area complessiva in pianta resti la stessa. Si calcola così il momento d'inerzia della 'parete assemblata', e dividendolo per la somma dei momenti d'inerzia delle singole pareti, si ottiene il coefficiente moltiplicativo da applicare al termine di rigidità ($EJ_{complanare}$) di ogni singola parete del gruppo.

Angolo d'attrito fondazione-terreno (γ)

I seguenti parametri relativi alle travi di fondazione: K Winkler, Base di appoggio, Capacità portante (q_{lim}), sono proprietà di ogni singola asta, e vengono definiti nei Dati Aste. Sia il coefficiente di sottofondo che la capacità portante possono infatti variare a causa delle diverse dimensioni geometriche delle travi di fondazioni. Dato comune a tutte le fondazioni è invece l'angolo d'attrito fondazione-terreno: δ_k , da cui: il coefficiente d'attrito ($\tan \delta_k$); questo dato è utilizzato nelle verifiche a scorrimento sul piano di posa delle fondazioni (SL di tipo geotecnico).

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

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

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §AII.A.[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2, All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2, All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

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

NTC08, §AII.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di ag , F_0 , TC^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1

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

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

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

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

SLE: Smorzamento viscoso (csi) (%) §3.2.3.2.1

SLU: Rapporto α , u/α , 1 §7.8.1.3

Regolarità in altezza (-1=sì, 0=no) §7.3.1

SLU: Fattore di struttura Valore del fattore di struttura per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre $q=1.5$.

Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2

Zona Sismica (1,2,3,4)

Progettazione semplificata in Zona 4 §7

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

Altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Primo periodo T1 di vibrazione della struttura (sec)

Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ (-1=sì, 0=no) §7.3.3.2

Coefficiente C1 per il calcolo di T1: 1=0.085, 2=0.075, 3=0.050

Coeff. $\lambda=1.00$ nella definizione delle forze in Sismica Lineare (-1=sì, 0=no) Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga ($\lambda=1.00$) (§7.3.3.2)

Quota di riferimento per forze sismiche (Sismica Statica Lineare) (m) Quota di riferimento Q per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata Z=0.000 assunta nei Dati. Con $Q<0$ si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con $Q>0$ si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione'). Questo parametro può essere utilizzato solo in Analisi Sismica Statica Lineare; l'Analisi Sismica Dinamica Modale, infatti, provvede automaticamente - in base alle caratteristiche del modello - alla formazione delle forze spettrali, forze concentrate nelle masse sismicamente attive.

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

1 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione α° (ignorare cioè i risultati in direzione $(\alpha+90)^\circ$).

In caso di $\alpha=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma X

2 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione $(\alpha+90)^\circ$ (ignorare cioè i risultati in direzione α°).

In caso di $\alpha=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma Y

3 = Combinazione eseguita, calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{E_{\alpha^2} + E_{(\alpha+90)^2}}$

4 = Combinazione eseguita, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata

nell'altra direzione: $\pm \text{Max} [(E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)})]$ (è l'unica modalità indicata in §7.3.5)

Ignorare effetti eccentricità accidentali in Sismica Lineare (-1=sì, 0=no) Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale

1 = Lanczos

2 = Iterazione nel Sottospazio

3 = Householder

4 = Jacobi generalizzato

Modalità di normalizzazione degli autovettori

1 = Rispetto alle masse

2 = Rispetto allo spostamento massimo

Nelle analisi modali viene generalmente utilizzata la normalizzazione rispetto alle masse. Cambiando modalità, cambiano i valori dei coefficienti di partecipazione, ma non i risultati dell'analisi modale (in particolare, non cambiano le masse modali efficaci o masse partecipanti). La normalizzazione rispetto allo spostamento massimo (che diviene unitario) può essere utilizzata in analogia al metodo di calcolo del "fattore di partecipazione modale" utilizzato in analisi statica non lineare per associare al sistema strutturale reale (a più gradi di libertà) il sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale) (§7.3.4.1)

Numero modi da calcolare per Analisi Modale I modi da calcolare NC sono i seguenti:

0 = Tutti i modi corrispondenti agli ND gradi di libertà dinamici del sistema (ND non è un dato in input, ma dipende dalle caratteristiche della struttura e viene definito nel corso dell'analisi)

>0 = Altrettanti modi, con limite superiore ND

Se si utilizza per il calcolo degli autovalori il metodo di Householder o di Jacobi generalizzato, automaticamente NC=0 in quanto i modi vengono tutti calcolati

Numero modi da considerare per Analisi Modale I modi considerati sono i seguenti:

0 = Tutti i modi calcolati

>0 = Altrettanti modi, con limite superiore pari a NC

-1 = Tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)

-2 = Un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%

-3 = Tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

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

1 = SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 08

2 = CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Muratura: 1=ordinaria, 2=armata, 3=arm. con gerarchia resist.

Muratura: 1=ed.nuovo;ed.esistente: 2=LC1,3=LC2,4=LC3 Per edifici esistenti viene indicato il Livello di Conoscenza (§C8A.1.4)

- **per ed.nuovo: verifica di robustezza secondo §3.1.1** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PC.E traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

- **verifiche press.compl. e taglio in sommità** Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base.

Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica) possono essere eseguite:

1 = in nessun caso, 2 = a tutti i piani, tranne l'ultimo, 3 = in tutti i casi

- **pressoflessione ortogonale statica: da calcolo 3D** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro è influente per modellazioni piane (§4.5.5)

- **da metodo semplificato (articolazione)** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, per la valutazione degli effetti delle azioni fuori piano si considera il modello semplificato basato sullo schema dell'articolazione completa (cerniere) alle estremità degli elementi strutturali (nodi iniziale e finale, indipendentemente dalle eventuali zone rigide, poiché si fa riferimento all'altezza interna di piano) (§4.5.5, §4.5.6.2)

- **verifiche solo in mezzeria** (-1=sì, 0=no) E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

Tipo di valutazione sicurezza sismica

1 = Edificio esistente: Adeguamento, o: Valutazione di sicurezza allo Stato Attuale (senza confronto con uno Stato di Progetto); o: Edificio Nuovo

2 = Edificio Esistente: Miglioramento, con confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto

a tutti i piani, tranne l'ultimo. Per questo caso:

- **per ed.esistenti: valutare la sicurezza solo per SLU** (-1=sì, 0=no) Per gli edifici in muratura esistenti, è possibile identificare la valutazione della sicurezza della costruzione con le sole verifiche a SLU (verifiche di resistenza) (§8.3)

- **calcolo indicatore di rischio sismico** (-1=sì, 0=no) In analisi sismica lineare (statica o dinamica modale) è possibile effettuare iterativamente il calcolo della PGA sostenibile (e del corrispondente periodo di ritorno TR) agli Stati Limite considerati (SLO, SLD, SLV), ai fini della determinazione dell'indicatore di rischio sismico, inteso come rapporto fra PGA sostenibile e a,g in input (o analogamente in termini di TR)

- **per Stati di Progetto di Miglioramento: nome file Stato Attuale** Indica il file di riferimento per l'esecuzione dei confronti al fine di attestare il Miglioramento sismico dello Stato di Progetto (file corrente) rispetto al corrispondente Stato Attuale

Muratura: pressoflessione complanare (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a pressoflessione complanare (§7.8.2.2.1)

- **limitare la press.compl. alle pareti snelle** (-1=sì, 0=no)

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

- **taglio: per scorrimento** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a taglio per scorrimento (§7.8.2.2.2)

- **prescindere da parzializzazione** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

- **zona reagente:** 1=triangolare, 2=da pressoflessione

1 = La zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]

2 = La zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

- **taglio per fessurazione diagonale** (-1=si, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite verifiche a taglio per fessurazione diagonale (§C8.7.1.5)

- **indipendente da snellezza parete** (-1=si, 0=no) In caso affermativo, il taglio per fessurazione diagonale viene calcolato utilizzando, nella formulazione di Turnsek, il coefficiente b dipendente dalla snellezza della parete, secondo il criterio di Benedetti e Tomazevic: $b=1.5$ per $(h/d) \geq 1.5$, $b=1$ per $(h/d) < 1$, $b=(h/d)$ per $1 < (h/d) < 1.5$. In caso negativo, viene sempre assunto: $b=1.5$ (in analogia alla tradizionale formulazione del metodo Por)

- **pressoflessione ortogonale: da calcolo 3D** (-1=si, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi sismica spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro, influente per modellazioni piane, può essere attivo sia in analisi lineare sia in analisi non lineare (§7.8.2.2.3)

- **da forze equivalenti** (-1=si, 0=no) In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali convenzionali condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale)

- **requisiti tab.7.8.II anche per murature esistenti** (-1=si, 0=no) Secondo §7.8.1.5.2, per le pareti murarie che rispettano i requisiti dimensionali riportati in tab.7.8.II, si assume $T_a=0$. Se questo parametro è attivato, tale prescrizione è estesa anche alle pareti in muratura esistente

- **tensione-deformazione: 1=stress-block, 2=parabola-rettangolo** Definisce il diagramma di comportamento della muratura.

1 = Stress-block, con: $\mu = (l^2 t s, o/2) [1 - (s, o/0.85 fd)]$ (§7.8.2.2.1), o equivalentemente: $M' = N'/2 * (1 - N')$, $M' = M/(Nu l)$, $N' = N/Nu$, dove: $Nu = 0.85 fd l t$

2 = Parabola-rettangolo, con calcolo esatto di μ . Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

- **anche le combinazioni NminMax** (-1=si, 0=no) In Analisi Lineare, il parametro indica se considerare o meno anche le combinazioni (N min, T/M max), (N max, T/M min)

- **max riduzione taglio base pareti (%)**, - **max aumento taglio base pareti (%)** Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC08 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- **confronto con 0.1 * Vpiano** Secondo NTC08, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete ΔV non sia superiore a: $\Delta V \leq \max \{0.25[V], 0.1[V_{piano}]\}$, dove V è il taglio nella parete e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PC.E per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano)

"Fattore di alterazione delle azioni sismiche: per SLE (SLD)", "- per SLU (SLV)" Per l'adeguamento di edifici esistenti in muratura, è possibile definire livelli di protezione sismica che alterano (generalmente in riduzione, ad es.: 0.65) l'entità delle azioni sismiche. I fattori moltiplicativi specificati vengono direttamente attribuiti alle accelerazioni strutturali ottenute dallo spettro di risposta

Fattore di alterazione delle azioni sismiche per SLE (SLO, SLD), per SLU (SLV) Questo parametro corrisponde al fattore di Importanza γ_I . Seguendo DPCM 12.10.2007 § 2.4, per la verifica allo stato limite ultimo (SLV) si può fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di superamento, relativa al periodo di riferimento di 50 anni, differenziata rispetto al valore normalmente adottato per le nuove costruzioni (10%). La Tab.2.1 riportata in tale paragrafo indica le probabilità in funzione della categoria d'uso e della categoria di rilevanza.

Ferma restando $P, VR=10\%$ per SLV, la Tab.2.1 di DPCM 12.10.2007 § 2.4 fornisce il valore del fattore di importanza γ_I da applicarsi allo spettro (cioè alle azioni sismiche). In alternativa, in PC.E è possibile specificare l'appropriato valore di P, VR : logicamente, in tal caso, si porrà $\gamma_I = 1.00$.

Analoghe considerazioni valgono per gli stati limite di esercizio (SLO, SLD).

Il fattore di importanza γ_I può essere utilizzato più in generale per qualsiasi edificio esistente, per definire livelli di protezione sismica differenziati rispetto a quelli previsti per gli edifici nuovi. Criteri simili sono stati utilizzati in passato dalla Normativa di ricostruzione in Umbria e Marche, nell'ambito del quadro nazionale del D.M.16.1.1996 ed in attuazione della Legge 61/98, e dall'OPCM 3274/2003 (nel par. 11.1: Edifici Esistenti, Generalità). In tali contesti è stato possibile adottare per gli edifici esistenti una riduzione fino al 65% (equivalente a $\gamma_I = 0.65$, ferma restando P, VR per SLV al 10%).

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover

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

distribuzione A, B, C, D, E, F, G, H Per ognuna delle 8 distribuzioni di forza previste, -1 indica l'attivazione (0 = non analizzata).

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

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

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60%

(§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a T_C .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poiché a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite entrambe le verifiche.

- **masse per fattore part.modale (1=complete; 2=solo equireverse ad analisi)** Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: 1 = matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali $m_X m_Y$ e inerzie torsionali J_Z), 2 = solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y: $\alpha=0^\circ$).

- **fattore part.modale = 1.00 in distribuz. uniforme (E)** per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004).
- **incremento di taglio alla base iniziale (kN - kgf)** Incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, durante la fase iniziale (elastica) dell'analisi, prima del raggiungimento della prima plasticizzazione
- **incremento dopo taglio di prima plasticizzazione (kN - kgf)** Incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, dopo il raggiungimento della prima plasticizzazione (un valore inferiore all'incremento iniziale permette di cogliere con maggiore precisione il comportamento nel campo oltre la fase elastica)
- **direzione e verso di analisi +X, -X, +Y, -Y** Per ognuna delle 2 direzioni con i 2 versi + / -, -1 indica l'attivazione (0 = non analizzata). Per modelli 3D, in caso di angolo di direzione sismica diverso da 0°, X significa α° , e Y: $\alpha^\circ+90$.
- **punto di controllo** Posizione del punto di controllo, di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover:
1 = in sommità (baricentro dell'ultimo impalcato), **2** = posto nel baricentro del piano indicato nei Dati Piani
- **effetti eccentricità accidentale (3D)** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, per analisi 3D si considerano i momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (§7.2.6), determinando quindi, nel caso più generale, 8 analisi: +X+/-Mt, -X+/-Mt, +Y+/-Mt, -Y+/-Mt
- **spostamento ultimo: secondo NTC** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari a 0.8% H per muratura nuova (§7.8.2.2.1) e 0.6% H per muratura esistente (§C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per PressoFlessione Complanare, oppure: 0.4% H (§7.8.2.2.2, §C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per Taglio. Più esattamente, nel calcolo vengono utilizzati i valori dei drift specificati nei Dati Aste che possono assumere valori diversi rispetto a quelli indicati in Normativa (NTC08 fornisce i valori già indicati: 0.8%H-0.6%H per PressoFlessione Complanare e 0.4%H per Taglio)
- **spostamento ultimo: controllo in duttilità** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari allo spostamento registrato al limite elastico (in corrispondenza del punto di raggiungimento di crisi a pressoflessione o a taglio) moltiplicato per la duttilità del materiale costitutivo della parete, in analogia con i metodi Por. Qualora i controlli di spostamento secondo NTCe secondo duttilità siano entrambi attivi, viene considerato il valore minore
- **sistema bilineare equivalente: riduzione forza rispetto alla massima** Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (entrambe basate sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente). Massima riduzione della resistenza in corrispondenza dello spostamento ultimo (15% in generale [§C7.3.4.1], 20% per la muratura [§C7.8.1.5.4])
- **definizione tratto elastico: passa per il punto x Fbu. x =** Definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto (x Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (x=0.6 in generale [§C7.3.4.1], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])
- **spostamento massimo rispetto all'altezza dell'edificio** (-1=sì, 0=no) -1 indica che verrà conclusa l'elaborazione della curva complessiva quando al passo successivo vi è uno spostamento maggiore di - **spostamento massimo consentito: H/x; x =**
- **spostamento massimo rispetto all'altezza di interpiano** (-1=sì, 0=no) -1 indica che verrà conclusa l'elaborazione della curva complessiva quando al passo successivo vi è uno spostamento maggiore di 0.4% H, con H altezza di interpiano
- **massima diminuzione di rigidezza fra due passi incrementali consecutivi** (-1=sì, 0=no) -1 indica che verrà conclusa l'elaborazione della curva corrente quando al passo successivo vi è una diminuzione di rigidezza maggiore di - **massima diminuzione di rigidezza**
- **controllo di max forza (taglio globale alla base)** (-1=sì, 0=no) -1 indica che verrà conclusa l'elaborazione della curva corrente quando al passo successivo viene raggiunto un taglio globale alla base maggiore di - **max forza (taglio globale alla base) (kN - kgf)**
- **criterio di riduzione del 20% rispetto alla forza massima** Per la definizione del punto corrispondente allo Stato Limite Ultimo sulla curva di capacità, occorre fare riferimento a quanto indicato in §7.8.1.5.4: lo Stato Limite Ultimo è definito dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. A causa degli eventuali collassi parziali di alcuni elementi (in corrispondenza di tali collassi si determinano 'gradini' nella curva di capacità), la prescrizione può avere tre diverse interpretazioni, cui corrispondono i valori del parametro di calcolo in PC.E:
1 = prima riduzione del 20% rispetto ad un massimo relativo
2 = prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto
3 = ultima configurazione equilibrata corrispondente ad una riduzione non superiore al 20% del massimo assoluto.
- **SLU ad ultimo punto prima della condizione limite** (-1=sì, 0=no) -1 indica che lo SLU verrà identificato con l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione della forza pari al 20% del valore massimo
- **non verificare i maschi murari a trazione** (-1=sì, 0=no)
- **non verificare le strisce a taglio per scorrimento** (-1=sì, 0=no)
- **non verificare le strisce a pressoflessione** (-1=sì, 0=no)
- **non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, le pareti per le quali è avvenuta la plasticizzazione per Taglio non sono più sottoposte a verifica per PressoFlessione, e viceversa
- **non eseguire verifiche a taglio e pressoflessione anche in direzione ortogonale** (-1=sì, 0=no) 0 = durante l'analisi pushover vengono eseguite verifiche a taglio in direzione ortogonale, per scorrimento e/o per fessurazione diagonale a seconda delle scelte effettuate nei parametri di calcolo
- **per fondazioni: trascurare aste su suolo elastico in Analisi Pushover**
-1 = L'eventuale presenza di aste su suolo elastico alla Winkler viene ignorata nel caso di Analisi Pushover
0 = Le aste su suolo elastico sono considerate anche in Analisi Pushover
- **no tratti plastici orizzontali se collasso piano non di controllo** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, vengono ignorati tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano (formazione di piano soffice). Lo stato ultimo può infatti essere conseguito dal contemporaneo collasso, ad un certo piano dell'edificio, di tutte le pareti sismicamente resistenti orientate nella direzione di analisi: in tal caso si ha la formazione del 'piano soffice'. Eventuali riserve plastiche (possibili se ad esempio il punto di controllo è in copertura, ma il piano soffice si forma a un piano inferiore) possono essere considerate o meno: se considerate, producono uno spostamento del punto controllo maggiore (con un tratto orizzontale a taglio ultimo costante) nel diagramma pushover, con possibile incremento dei coefficienti di sicurezza
- **incremento di taglio autocorrettivo** (-1=sì, 0=no) opzione del metodo numerico implementato in PC.E per l'individuazione più precisa del punto di collasso delle singole pareti
- **archiviazione dei risultati completi** (-1=sì, 0=no) parametro ad uso interno di PC.E da cui dipende la possibilità di visualizzare in forma estesa i risultati di ogni passo dell'analisi pushover
- **controllo dei tempi di esecuzione** (-1=sì, 0=no) -1 indica che l'elaborazione della singola analisi verrà conclusa dopo che è trascorso un tempo pari a:
- tempo massimo di esecuzione
- **pausa ad ogni curva** (-1=sì, 0=no) In caso affermativo, viene effettuata una pausa prima della generazione di ogni curva
- **limitazione ad un numero prefissato di curve intermedie** (-1=sì, 0=no) -1 indica che la costruzione della curva viene limitata ad un numero prefissato di curve intermedie, pari a: - **numero massimo di curve intermedie**
- **comportamento meccanico maschi (1=ilin.elast.; 2=ilin.fessur.; 3=trilin.)**
Comportamento a PressoFlessione
1 = Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: elastica (si ignora %K_{elast} definita nei Dati Aste)
2 = Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: fessurata (pari a %K_{elast} definita nei Dati Aste)
3 = Diagramma Trilineare: Elastico lineare (Rigidezza elastica) - Elastico fessurato (Rigidezza pari %K_{elast}) - Plastico. La Rigidezza fessurata è applicata a partire dalla configurazione di inizio di fessurazione (parzializzazione della sezione)

A PressoFlessione, il comportamento plastico si attiva al raggiungimento del Momento ultimo ($M=M_u$). Se l'asta raggiunge il limite di resistenza a PressoFlessione ($M = M_u$) prima che per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.), il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per PressoFlessione (drift: 0.8%H o 0.6%H, o diverso valore specificato nei Dati Aste).

Per sollecitazioni flessionali inferiori al limite ultimo ($M < M_u$), la sezione può essere parzializzata o interamente reagente.

L'opzione (3) prevede la riduzione della rigidezza elastica della parete in corrispondenza del raggiungimento della parzializzazione. L'opzione (3) può differire dalla (1) solo se: I) %Kelast<100% (rigidezza fessurata) per una o più aste; II) si eseguono verifiche a PressoFlessione Complanare.

Comportamento a Taglio

Ad ogni stadio intermedio, la parete può comunque raggiungere lo Stato Limite per Taglio (Scorrimento o Fessurazione diagonale). Diversamente dalla PressoFlessione, le verifiche a Taglio non determinano riduzioni di rigidezza fino a quando non viene raggiunto il Taglio ultimo.

Le verifiche a Taglio per Scorrimento sono influenzate dalla eventuale riduzione di rigidezza dovuta alla riduzione della zona reagente (parzializzazione) determinata dalla PressoFlessione.

Se l'asta raggiunge il limite di resistenza per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.) prima che per PressoFlessione, il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per Taglio (drift: 0.4%H, o diverso valore specificato nei Dati Aste).

- comportamento meccanico strisce (1=elasto fragile; 2=elasto plastico) In caso elasto-fragile, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la striscia collassa immediatamente. In caso elasto-plastico, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la striscia continua a sostenere il taglio (tratto plastico) fino al collasso successivo di maschi murari. Per strisce si intendono tutti gli elementi di fascia di piano, e quindi anche i sottofinestra

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

- rigidezza con contributo pilastri (-1=si, 0=no) Indica se nel calcolo della rigidezza della parete si deve considerare il contributo dei pilastri in calcestruzzo ai bordi opposti della parete stessa

Comportamento a PressoFlessione

- contributo armatura compressa (-1=si, 0=no) Indica se considerare o meno il contributo dell'armatura compressa

L'Armatura Verticale è caratterizzata dai seguenti parametri:

Tipo di acciaio: B450C [§11.3.2.1], $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ (= 4500 kgf/cm²), tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s) = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$ (= 3910 kgf/cm²)

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3]: elastico-perfettamente plastico.

- eps.ud (%) Limite in % per la deformazione ultima (eps.ud) (1%=10 per mille)

- Es (N/mm² - kgf/cm²) Modulo di elasticità

- eps.yd (%) Deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3: (eps).yd = $f_{yd} / E_s = 0.18\%$)

Comportamento a Taglio

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

1 = 2 ϕ 4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm²)

2 = 2 ϕ 5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm²)

3 = 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm²)

4 = generica (sezione specificata nei dati).

- sezione traliccio Asw (mm²) Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo

- passo traliccio (mm) Passo dell'armatura orizzontale

- fyk (N/mm² - kgf/cm²) Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio: f_{yk} [$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s)$]

- resistenza a taglio (1=no contrib.arm.; 2=da §7.8.3.2.2; 3=Norm.Argentina)

1 = $V_t = V_{t,M} = (d \cdot t \cdot f_{vd})$, prescindendo dal contributo delle armature a taglio [§4.5.7]

2 = $V_t = V_{t,M} + V_{t,S} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s$, con: $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot d$ [§7.8.3.2.2], dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa; t = spessore della parete; s = distanza tra i livelli di armatura; f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio; f_d = resistenza a compressione di progetto della muratura

3 = $V_t = (f_{td} + 0.3 \cdot s_o) \cdot 0.85 \cdot l$, con: $V_t \leq 2.1 \cdot f_{td} \cdot l$ [Normativa Argentina: INPRES-CIRSOC 103], dove: l = lunghezza della porzione di muratura confinata tra i pilastri laterali; f_{td} = resistenza a trazione per fessurazione diagonale; s_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

Descrizione dei DATI PROGETTO

Numero Piani, Numero Materiali, Numero Nodi, Numero Sezioni, Numero Aste, Numero Solai

Significato evidente. I Piani coincidono con gli impalcati (per le strutture aventi tipologia di edificio).

Nel numero dei Nodi sono computati anche i nodi master eventualmente specificati per la modellazione master-slave degli orizzontamenti infinitamente rigidi.

Il numero delle Sezioni è pari almeno al numero di sezioni diverse presenti nella struttura.

Ultimo ID Nodi, Aste utilizzato Parametro ad uso interno della modellazione; non ha alcuna influenza sui risultati.

Numero Condizioni di Carico Elementari, Numero Combinazioni di Condizioni di Carico

Le CCE (Condizioni di Carico Elementari) sono le condizioni di carico elementari, incluse le CCE generate automaticamente (ad esempio per modelli esportati da PC.M con analisi dei carichi già eseguita).

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle CCE (Condizioni di Carico elementari). Il numero di CCC e la loro definizione influisce unicamente sull'analisi statica: la combinazione sismica (§3.2.4) viene univocamente determinata in base alle CCE.

Descrizione dei DATI PIANI

Z: altezza da fondaz. (m): altezza del piano dalle fondazioni. Se il piano è rigido, l'altezza di piano coinciderà in generale con la coordinata Z del nodo master. L'altezza di piano viene considerata:

1) per il calcolo delle forze sismiche nell'analisi sismica statica lineare (§7.3.3.2);

2) per le verifiche degli spostamenti nello SLD (§7.3.7.2).

La Norma indica: "altezze dei piani rispetto alle fondazioni". Qualora si intenda fare riferimento al piano di posa delle fondazioni, le altezze di piano dovranno tutte essere incrementate dell'altezza delle fondazioni. Restano invariate le quote Z dei nodi (anche dei nodi master)

Piano Rigido (master / slave): Piano rigido o flessibile (-1=piano rigido; 0=piano flessibile, o deformabile). Nel caso di piano rigido, secondo lo schema master/slave, si dovrà specificare il nodo master di riferimento, coincidente con il baricentro di piano; tutti i nodi appartenenti a questo piano e riferiti al nodo master verranno rigidamente collegati (ai fini delle traslazioni X e Y, e della rotazione intorno a Z) al nodo master qui specificato. E' possibile che in un piano qualificato come rigido siano presenti masse indipendenti (competenti a nodi non riferiti al nodo master, aventi quindi traslazioni X e Y e/o rotazione intorno a Z libere): in tal caso, la posizione del nodo master (determinata automaticamente dall'analisi nel caso dei modelli 3D) è riferita al baricentro delle sole masse ad esso collegate: il piano rigido col metodo master-slave può quindi essere rigido 'completamente' o solo parzialmente

Nodo master: Identificativo ID del nodo coincidente con il baricentro di piano G, che costituisce il nodo master nel caso di piano rigido

3D: Ecc. agg. dir.(a+90)°[Y] - dir.(a)°[X] (m) : Eccentricità Aggiuntiva (spostamento del baricentro) nel caso di analisi 3D. L'eccentricità aggiuntiva avrà un valore diverso fra le due direzioni X e Y (è pari al 5% della dimensione massima del piano perpendicolare all'azione sismica, §7.2.6). Secondo NTC08, tale eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Considerando l'eccentricità aggiuntiva, per i modelli 3D verranno considerate varie condizioni di carico sismiche

2D:Telaio (Allineamento): indica la denominazione del telaio piano in caso di analisi 2D (in collegamento con PC.M per l'analisi di pareti piane in muratura, questa stringa indica la denominazione dell'allineamento corrispondente al paramento murario)

coeff. Ampl.: coefficiente amplificativo, per analisi 2D (§7.3.3.2)

Piano di controllo in Pushover: con X viene indicato il piano il cui baricentro costituisce il punto di controllo per l'analisi pushover

Wdef. X/Y, Fdef. SLO/SLD/SLV a[X]/(a+90)[Y], W X/ Y, F SLO/SLD/SLV a[X]/(a+90)[Y] : pesi di piano e forze sismiche statiche equivalenti. I valori di default (Wdef, Fdef) sono quelli determinati automaticamente da PC.E in base ai carichi agenti sulla struttura. Tali valori sono modificabili opzionalmente dall'Utente: se W e/o F sono diversi dai valori di default, nel calcolo delle azioni sismiche statiche equivalenti vengono utilizzati tali valori. I valori di W e F sono distinti per i 3 stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV) e per le due direzioni di riferimento (X e Y, o più esattamente: a° e (a+90)°)

Rigidezza X/Y: rigidezza alla traslazione complessiva del piano, calcolata sui soli elementi verticali, ai fini delle verifiche sulle condizioni di regolarità

R, G: coordinate del centro delle rigidezze e del baricentro, con riferimento alle masse presenti in SLV

Ecc. GR: eccentricità del baricentro rispetto al centro delle rigidezze (ecc=G-R)

Vento +/-X,+/-Y: specifica in quale direzione e verso deve essere considerata l'azione del vento per ogni singolo piano, consentendo la trascurabilità dell'azione del vento nei casi in cui vi sia una schermatura da parte di strutture esterne all'edificio esaminato

Press., Depress. X/Y: azioni di superficie dovute al vento, calcolate secondo §3.3, differenziate per ogni piano

GENERALITA' e PARAMETRI DI CALCOLO

(Per alcuni Parametri di Calcolo: -1=si, 0=no)

Sistema utilizzato e Abilitazioni software PC.E (c)AEDES

Nome del file del Progetto : 8026_-_Municipio_-_04

Data e Ora di archiviazione: (09/12/2010 - 9.39.40)

Dati PCE Versione 201002

Abilitazione Hardware USB: HPSRHHMK

Sistema operativo: Windows XP

Versione: 5.1.2600

Service Pack: Service Pack 3

Modalità di esecuzione: modalità normale

Commento al Progetto

PC.M, Progettazione di Costruzioni in Muratura, Vers.2010:

progetto preimpostato di Edificio Esistente

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Progetto di Edificio in Muratura : -1

Modifiche senza limitazioni : -1

Gestione modello: 1=piano 2D,3D;2=globale,3=interpiani,4=telai 2D : 2

Analisi Statica Lineare NON Sismica : -1

Analisi Sismica Statica Lineare : 0

Analisi Sismica Dinamica Modale : 0

- per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: ridistribuzione taglio base pareti : 0

Analisi Modale : 0

Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover : 0

Rigidezze elastiche in Analisi Statica : 0

Vita Nominale (anni) : 50

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 4

Sistema Internazionale : 0

Influenza della deformabilità a taglio : -1

Calcolo con zone rigide agli estremi delle aste : -1

Contributo Rigidezza Trasversale (maschi murari) : -1

Assemblaggio Pareti con stesso Allineamento e stessa Sigla : 0

Angolo d'attrito fondazione-terreno (°) : 24

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 10.474329

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 44.664182

Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2

Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0

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

30,.05,2.47,.247

50,.063,2.494,.26

72,.073,2.47,.27

101,.085,2.464,.27

140,.097,2.457,.274

201,.113,2.449,.28

475,.157,2.431,.28

975,.198,2.436,.29

2475,.259,2.477,.31

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

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 associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 60,.068,2.482,.265

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 101,.085,2.464,.27

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 949,.196,2.436,.29

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 1950,.242,2.466,.305

SLO: S,TB,TC,TD : 1.5,.144,.431,1.872

SLD: S,TB,TC,TD : 1.5,.146,.437,1.94

SLV: S,TB,TC,TD : 1.414,.153,.458,2.384

SLC: S,TB,TC,TD : 1.342,.158,.474,2.568

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 3

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

SLE: Smorzamento viscoso (csi) (%) : 5

SLU: Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$: 1.5
 Regolarità in altezza : 0
 SLU: Fattore di struttura : 3.75
 Zona Sismica (1,2,3,4) : 3
 Progettazione semplificata in Zona 4 : 0
 Angolo di ingresso del sisma (α°) : 0
 Altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m) : 17.25
 Primo periodo di vibrazione (sec) in direzione X: T1, X : .423
 - in direzione Y: T1, Y : .423
 Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 * H^{(3/4)}$: -1
 Coefficiente C1 per il calcolo di T1: 1=0.085, 2=0.075, 3=0.050 : 3
 Coeff.lambd=1.00 nella definizione delle forze in Sismica Lineare : 0
 Quota di riferimento per forze sismiche (Sismica Statica Lineare) (m) : 0
 Metodo di combinazione delle componenti dell'azione sismica : 4
 Ignorare effetti eccentricità accidentali in Sismica Lineare : 0

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale : 1
 Metodo di normalizzazione degli autovettori : 1
 Numero modi da calcolare per Analisi Modale : 12
 Numero modi da considerare per Analisi Modale : -2
 Metodo di combinazione dei modi : 2

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Muratura: 1=ordinaria, 2=armata, 3=arm. con gerarchia resist. : 1
 Muratura: 1=ed.nuovo;ed.esistente: 2=LC1,3=LC2,4=LC3 : 3
 - per ed.nuovo: verifica di robustezza secondo S3.1.1 : 0
 - gamma,m in Analisi Statica : 3
 - verifiche press.compl. e taglio in sommità : 1
 - pressoflessione ortogonale statica: da calcolo 3D : -1
 - da metodo semplificato (articolazione) : 0
 - - - verifiche solo in mezzeria : 0
 Tipo di valutazione sicurezza sismica: 1=Adeguamento/Nuovo, 2=Miglioramento : 2
 - per ed.esistenti: valutare la sicurezza solo per SLU : -1
 - calcolo indicatore di rischio sismico : -1
 - per Stati di Progetto di Miglioramento: nome file Stato Attuale :
 Muratura: pressoflessione complanare : -1
 - - limitare la press.compl. alle pareti snelle : 0
 - - snellezza di riferimento : 2
 - taglio per scorrimento : 0
 - - prescindere da parzializzazione : 0
 - - zona reagente: 1=triangolare, 2=da pressoflessione : 1
 - taglio per fessurazione diagonale : -1
 - - indipendente da snellezza parete : 0
 - pressoflessione ortogonale: da calcolo 3D : 0
 - - da forze equivalenti : -1
 - requisiti tab.7.8.II anche per murature esistenti : -1
 - tensione-deformazione: 1=stress-block, 2=parabola-rettangolo : 1
 - anche le combinazioni NminMmax - NmaxMmin : 0
 - max riduzione taglio base pareti (%) : 25
 - max aumento taglio base pareti (%) : 25
 - confronto con $0.1 * V_{piano}$: -1
 Fattore di importanza moltiplicativo delle azioni sismiche: per SLE (SLO,SLD) : 1
 - per SLU (SLV) : 1

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover

Analisi Pushover: distribuzione A : 0
 - B : -1
 - C : 0
 - D : 0
 - E : -1
 - F : 0
 - G : 0
 - H : 0
 - masse per fattore part.modale (1=complete; 2=solo equiverse ad analisi) : 2
 - fattore part.modale = 1.00 in distribuz. uniforme (E) : -1
 - incremento di taglio alla base iniziale (kN - kgf) : 8000
 - incremento dopo taglio di prima plasticizzazione (kN - kgf) : 8000
 - direzione e verso di analisi +X : -1
 -X : 0
 +Y : -1
 -Y : 0
 - punto di controllo (1=al piano indicato; 2=al piano con spostamento modale maggiore) : 1
 - effetti eccentricità accidentale (3D) : 0
 - spostamento ultimo: secondo NTC : -1
 - spostamento ultimo: controllo in duttilità : 0
 - sistema bilineare equivalente: riduzione forza rispetto alla massima (%) : 20
 - definizione tratto elastico: passa per il punto x Fbu. x = : .7
 - spostamento massimo rispetto all'altezza dell'edificio : 0
 - spostamento max consentito: H/x; x = : 100
 - spostamento massimo rispetto all'altezza di interpiano : 0
 - massima diminuzione di rigidezza fra due passi incrementali consecutivi : 0
 - massima diminuzione di rigidezza = : 50
 - controllo di max forza (taglio globale alla base) : 0
 - max forza (taglio globale alla base) (kN - kgf) : 100000
 - criterio di riduzione del 20% rispetto alla forza massima : 2
 - SLU ad ultimo punto prima della condizione limite : 0
 - non verificare i maschi murari a trazione : -1
 - non verificare le strisce a taglio per scorrimento : -1
 - non verificare le strisce a pressoflessione : -1
 - non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica : -1
 - non eseguire verifiche a taglio e pressoflessione anche in direzione ortogonale : 0
 - per fondazioni: trascurare aste su suolo elastico in Analisi Pushover : -1
 - no tratti plastici orizzontali se collasso piano non di controllo : -1
 - incremento di taglio autocorrettivo : 0
 - archiviazione dei risultati completi : -1
 - controllo dei tempi di esecuzione : 0

- tempo massimo di esecuzione (') = : 5
- pausa ad ogni curva : 0
- limitazione ad un numero prefissato di curve intermedie : 0
- numero massimo di curve intermedie = : 1
- comportamento meccanico maschi (1=bilin.elast.; 2=bilin.fessur.; 3=trilin.) : 1
- comportamento meccanico strisce (1=elasto fragile; 2=elasto plastico) : 2
- dopo il collasso le strisce non svolgono più funzione di accoppiamento : 0

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

- rigidezza con contributo pilastri : -1
- contributo armatura compressa : 0
- eps,ud (%) : 1
- Es (N/mm² - kgf/cm²) : 2100000
- eps,yd (%) : .2
- tipo di traliccio : 1
- sezione traliccio Asw (mm²) : 25
- passo traliccio (mm) : 500
- fyk (N/mm² - kgf/cm²) : 4500
- resistenza a taglio (1=no contrib.arm.; 2=da §7.8.3.2.2; 3=Norm.Argentina) : 2

Dati PROGETTO

Numero Piani : 4
Numero Materiali : 5
Numero Nodi : 456
Ultimo ID Nodi utilizzato : 456
Numero Sezioni : 211
Numero Aste : 702
Ultimo ID Aste utilizzato : 730
Numero Solai : 34
Numero Condizioni di Carico Elementari : 10
Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 23

Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo master	>3D:Ecc.agg. dir. (a+90) ° [Y] (m)	-ecc. agg. dir. (a) ° [X] (m)	>2D:Telaio (Allineamento)	-coeff. Ampl.	Piano di controllo in Pushover	W def. X (kgf)	W def. Y
1	3.250	X	124	0.957	0.969		0.000		783707	
2	9.850	X	203	0.957	0.969		0.000		854286	
3	14.250	X	274	0.950	0.967		0.000		515477	
4	17.250		0	0.947	0.967		0.000	X	323248	

N°	F def. SLO a° [X]	F def. SLO (a+90) ° [Y]	F def. SLD a° [X]	F def. SLD (a+90) ° [Y]	F def. SLV a° [X]	F def. SLV (a+90) ° [Y]	W X	W Y	F SLD a° [X]	F SLD (a+90) ° [Y]	F SLD a° [X]
1	0	0	137373	127387	78723	73001	0	0	0	0	0
2	0	0	264699	232579	151688	133282	0	0	0	0	0
3	0	0	188079	169776	107781	97292	0	0	0	0	0
4	0	0	126122	113561	72275	65077	0	0	0	0	0

N°	F SLD (a+90) ° [Y]	F SLV a° [X]	F SLV (a+90) ° [Y]	Rigidezza X (kgf/mm)	Rigidezza Y	R.X (m)	R.Y (m)	G.X (m)	G.Y (m)	Ecc.GR.X (m)	Ecc.GR.Y (m)	Vento +X	Vento +Y	Vento -X
1	0	0	0	0	0	0.000	0.000	9.216	9.184	9.216	9.184	X	X	X
2	0	0	0	0	0	0.000	0.000	9.181	9.060	9.181	9.060	X	X	X
3	0	0	0	0	0	0.000	0.000	9.540	8.422	9.540	8.422	X	X	X
4	0	0	0	0	0	0.000	0.000	9.365	9.239	9.365	9.239	X	X	X

N°	Vento -Y	Press.X (kgf/m ²)	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	X	50	25	50	25
2	X	50	25	50	25
3	X	50	25	50	25
4	X	50	25	50	25

Descrizione dei DATI MATERIALI

Tipologia materiale: sono previsti i seguenti tipi:

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

Descrizione: denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) saranno coerenti con il sistema di unità di misura adottato (N/mm² o kgf/cm²).

Parametri specifici per edifici in muratura:

N°	f, td muratura:	f, hm	f, hk	f, bk	f', bk	Malta:	Duttilità	Coeff.	Max passo (mm)	% minima di	% massima di	Coeff.dilataz.	Peso sp.
1)	fessuraz.diag.	(kgf/m^3)				fm	(du/de)	attrito	arm.a taglio	arm.a taglio	arm.a taglio	termica (^-	
- 1 2500	0.00	0.0	125.0	0.0	0.0	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.000010	
2 1900	0.00	5.0	3.5	0.0	0.0	0	1.50	0.40	600	0.04	0.50	0.000006	
3 1900	0.00	12.5	4.9	0.0	0.0	0	1.50	0.40	600	0.04	0.50	0.000006	
4 1800	0.00	18.0	12.6	0.0	0.0	0	1.50	0.40	600	0.04	0.50	0.000006	
5 600	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.00	0.40	600	0.04	0.50	0.000004	

Descrizione dei DATI NODI

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

N°: numero progressivo del nodo

Nome: stringa descrittiva del nodo. Nell'analisi di strutture in muratura in collegamento con PC.M, la stringa viene utilizzata per l'identificazione del nodo nell'ambito dei dati di PC.M

X,Y,Z: coordinate del nodo

Piano: piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione, e tutti quei nodi sedi di masse che vengono svincolate dalle eventuali relazioni di rigidità master/slave.

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

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

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

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

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

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

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

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

Incastro: 000000 (tale vincolo è indicato anche con *inc. ()=incastro*).

Per **telai 3D**:

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

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

Nodo slave nell'impalcato orizzontale: 001110

Nodo master nell'impalcato orizzontale: 110001

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

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

Cerniera: 000010 (unico movimento libero: rotazione fiy)

Carrello lungo X: 100010 (movimenti liberi: u, fiy)

Carrello lungo Z: 001010 (liberi: w, fiy)

Incastro scorrevole lungo X: 100000 (libero solo u)

Incastro scorrevole lungo Z: 001000 (libero solo w)

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

La relazione master-slave trova un particolare utilizzo nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). In tal caso, il nodo master è generalmente il baricentro di piano ed è stato specificato nei Dati Piani; non è necessario specificarlo nuovamente in corrispondenza di tutti i nodi del piano. Infatti, se l'impalcato di appartenenza per il nodo corrisponde ad un piano rigido, automaticamente il nodo è collegato rigidamente al nodo master di piano (è comunque possibile svincolare i gradi di libertà dinamici di singoli nodi appartenenti ad un piano rigido annullando il riferimento al nodo master).

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

001110

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

110001

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.

Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

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

Dati NODI

N°	Nome	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vinc.est. (1=lib.,0=blocc.)	u (sX)	v (sX)	w (sX)	phi,X	phi,Y	phi,Z	Nodo master
1	M.1.1.	0.605	0.000	0.000	0	inc							0
2	M.4.1.	5.540	0.000	0.000	0	inc							0
3	M.6.1.	12.695	0.000	0.000	0	inc							0
4	M.9.1.	17.790	0.000	0.000	0	inc							0
5	M.10.1.	0.865	3.975	0.000	0	inc							0
6	C.11.1.	3.320	3.975	0.000	0	inc							0
7	M.12.1.	4.845	3.975	0.000	0	inc							0
8	M.14.1.	6.318	3.975	0.000	0	inc							0
9	M.15.1.	15.408	5.075	0.000	0	inc							0
10	C.16.1.	3.320	5.780	0.000	0	inc							0
11	M.17.1.	0.830	6.990	0.000	0	inc							0
12	M.18.1.	3.465	6.990	0.000	0	inc							0
13	M.20.1.	7.345	6.990	0.000	0	inc							0
14	M.22.1.	10.645	6.990	0.000	0	inc							0
15	M.23.1.	1.760	11.675	0.000	0	inc							0
16	M.25.1.	5.445	11.675	0.000	0	inc							0
17	M.27.1.	9.345	11.675	0.000	0	inc							0
18	M.28.1.	11.961	12.367	0.000	0	inc							0
19	M.29.1.	15.792	13.575	0.000	0	inc							0
20	M.30.1.	0.660	18.590	0.000	0	inc							0

21	M.32.1.	4.480	18.590	0.000	0	inc							0
22	M.35.1.	7.935	18.590	0.000	0	inc							0
23	M.38.1.	12.750	18.590	0.000	0	inc							0
24	M.40.1.	17.795	18.590	0.000	0	inc							0
25	M.41.1.	0.000	0.605	0.000	0	inc							0
26	M.44.1.	0.000	3.990	0.000	0	inc							0
27	M.47.1.	0.000	7.525	0.000	0	inc							0
28	M.49.1.	0.000	11.110	0.000	0	inc							0
29	M.52.1.	0.000	16.165	0.000	0	inc							0
30	C.53.1.	2.080	4.815	0.000	0	inc							0
31	C.54.1.	4.560	4.160	0.000	0	inc							0
32	C.56.1.	4.560	5.680	0.000	0	inc							0
33	M.58.1.	5.715	15.995	0.000	0	inc							0
34	M.60.1.	6.455	4.315	0.000	0	inc							0
35	M.61.1.	7.685	7.548	0.000	0	inc							0
36	M.63.1.	7.685	11.127	0.000	0	inc							0
37	M.64.1.	10.795	7.668	0.000	0	inc							0
38	M.66.1.	10.795	10.948	0.000	0	inc							0
39	M.67.1.	11.935	3.050	0.000	0	inc							0
40	M.68.1.	11.943	6.260	0.000	0	inc							0
41	M.69.1.	12.705	13.455	0.000	0	inc							0
42	M.71.1.	12.705	16.955	0.000	0	inc							0
43	M.72.1.	18.380	0.585	0.000	0	inc							0
44	M.74.1.	18.380	4.035	0.000	0	inc							0
45	M.75.1.	18.380	14.595	0.000	0	inc							0
46	M.77.1.	18.380	18.010	0.000	0	inc							0
47	M.78.1.	18.905	6.605	0.000	0	inc							0
48	M.80.1.	18.905	12.030	0.000	0	inc							0
49	M.4.1.	5.540	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
50	M.41.1.	0.000	0.605	3.250	1	001100	X	X					124
51	M.20.1.	7.345	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
52	M.44.1.	0.000	3.990	3.250	1	001100	X	X					124
53	M.12.1.	4.845	3.975	3.250	1	001010	X			X			124
54	M.47.1.	0.000	7.525	3.250	1	001100	X	X					124
55	M.22.1.	10.645	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
56	M.49.1.	0.000	11.110	3.250	1	001100	X	X					124
57	M.9.1.	17.790	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
58	M.52.1.	0.000	16.165	3.250	1	001100	X	X					124
59	M.23.1.	1.760	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
60	C.53.1.	2.080	4.815	3.250	1	001100	X	X					124
61	M.14.1.	6.318	3.975	3.250	1	001010	X			X			124
62	C.54.1.	4.560	4.160	3.250	1	001100	X	X					124
63	M.25.1.	5.445	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
64	C.56.1.	4.560	5.680	3.250	1	001100	X	X					124
65	M.1.1.	0.605	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
66	M.58.1.	5.715	15.995	3.250	1	001100	X	X					124
67	M.27.1.	9.345	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
68	M.60.1.	6.455	4.315	3.250	1	001100	X	X					124
69	M.15.1.	15.408	5.075	3.250	1	001010	X			X			124
70	M.61.1.	7.685	7.548	3.250	1	001100	X	X					124
71	M.28.1.	11.961	12.367	3.250	1	001010	X			X			124
72	M.63.1.	7.685	11.127	3.250	1	001100	X	X					124
73	M.10.1.	0.865	3.975	3.250	1	001010	X			X			124
74	M.64.1.	10.795	7.668	3.250	1	001100	X	X					124
75	M.29.1.	15.792	13.575	3.250	1	001010	X			X			124
76	M.66.1.	10.795	10.948	3.250	1	001100	X	X					124
77	C.16.1.	3.320	5.780	3.250	1	001010	X			X			124
78	M.67.1.	11.935	3.050	3.250	1	001100	X	X					124
79	M.30.1.	0.660	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
80	M.68.1.	11.943	6.260	3.250	1	001100	X	X					124
81	M.6.1.	12.695	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
82	M.69.1.	12.705	13.455	3.250	1	001100	X	X					124
83	M.32.1.	4.480	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
84	M.71.1.	12.705	16.955	3.250	1	001100	X	X					124
85	M.17.1.	0.830	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
86	M.72.1.	18.380	0.585	3.250	1	001100	X	X					124
87	M.35.1.	7.935	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
88	M.74.1.	18.380	4.035	3.250	1	001100	X	X					124
89	C.11.1.	3.320	3.975	3.250	1	001010	X			X			124
90	M.75.1.	18.380	14.595	3.250	1	001100	X	X					124
91	M.38.1.	12.750	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
92	M.77.1.	18.380	18.010	3.250	1	001100	X	X					124
93	M.18.1.	3.465	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
94	M.78.1.	18.905	6.605	3.250	1	001100	X	X					124
95	M.40.1.	17.795	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
96	M.80.1.	18.905	12.030	3.250	1	001100	X	X					124
97	S.57.1.	5.715	11.675	3.250	1	001100	X	X					124
98	S.59.1.	6.455	0.000	3.250	1	001100	X	X					124
99	M.4.2.	5.415	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
100	M.6.2.	12.920	0.000	3.250	1	001010	X			X			124
101	M.15.2.	12.915	5.075	3.250	1	001010	X			X			124
102	M.17.2.	17.112	5.075	3.250	1	001010	X			X			124
103	M.19.2.	3.003	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
104	M.20.2.	7.373	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
105	M.22.2.	10.830	6.990	3.250	1	001010	X			X			124
106	M.23.2.	0.425	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
107	M.25.2.	3.335	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
108	M.27.2.	6.855	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
109	M.29.2.	10.830	11.675	3.250	1	001010	X			X			124
110	M.31.2.	13.180	13.575	3.250	1	001010	X			X			124
111	M.33.2.	16.993	13.575	3.250	1	001010	X			X			124
112	M.37.2.	5.630	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
113	M.41.2.	16.315	18.590	3.250	1	001010	X			X			124
114	M.61.2.	5.715	15.105	3.250	1	001100	X	X					124
115	M.63.2.	6.455	0.634	3.250	1	001100	X	X					124
116	M.65.2.	6.455	3.607	3.250	1	001100	X	X					124
117	M.67.2.	6.455	6.431	3.250	1	001100	X	X					124

118	M.70.2.	10.795	10.935	3.250	1	001100			X	X			124
119	M.71.2.	11.935	0.635	3.250	1	001100			X	X			124
120	M.73.2.	11.935	4.560	3.250	1	001100			X	X			124
121	M.77.2.	12.705	16.215	3.250	1	001100			X	X			124
122	M.87.2.	18.905	6.775	3.250	1	001100			X	X			124
123	M.90.2.	18.905	11.895	3.250	1	001100			X	X			124
124	G.1.	9.216	9.184	3.250	1	110001	X	X			X		0
125	M.27.2.	6.855	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
126	M.4.2.	5.415	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
127	M.29.2.	10.830	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
128	M.30.2.	11.961	12.367	9.850	2	001010			X		X		203
129	M.15.2.	12.915	5.075	9.850	2	001010			X		X		203
130	M.31.2.	13.180	13.575	9.850	2	001010			X		X		203
131	M.1.2.	0.605	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
132	M.33.2.	16.993	13.575	9.850	2	001010			X		X		203
133	M.34.2.	0.660	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
134	M.17.2.	17.112	5.075	9.850	2	001010			X		X		203
135	M.37.2.	5.630	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
136	M.40.2.	12.750	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
137	C.18.2.	3.320	5.780	9.850	2	001010			X		X		203
138	M.41.2.	16.315	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
139	M.42.2.	17.795	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
140	M.43.2.	0.000	0.605	9.850	2	001100			X	X			203
141	M.46.2.	0.000	3.990	9.850	2	001100			X	X			203
142	M.49.2.	0.000	7.525	9.850	2	001100			X	X			203
143	M.52.2.	0.000	11.110	9.850	2	001100			X	X			203
144	M.55.2.	0.000	16.165	9.850	2	001100			X	X			203
145	C.56.2.	2.080	4.815	9.850	2	001100			X	X			203
146	C.57.2.	4.560	4.160	9.850	2	001100			X	X			203
147	C.59.2.	4.560	5.680	9.850	2	001100			X	X			203
148	M.6.2.	12.920	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
149	M.61.2.	5.715	15.105	9.850	2	001100			X	X			203
150	M.19.2.	3.003	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
151	M.63.2.	6.455	0.634	9.850	2	001100			X	X			203
152	M.9.2.	17.790	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
153	M.65.2.	6.455	3.607	9.850	2	001100			X	X			203
154	M.20.2.	7.373	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
155	M.67.2.	6.455	6.431	9.850	2	001100			X	X			203
156	M.68.2.	10.795	7.668	9.850	2	001100			X	X			203
157	M.10.2.	0.865	3.975	9.850	2	001010			X		X		203
158	M.70.2.	10.795	10.935	9.850	2	001100			X	X			203
159	M.22.2.	10.830	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
160	M.71.2.	11.935	0.635	9.850	2	001100			X	X			203
161	C.11.2.	3.320	3.975	9.850	2	001010			X		X		203
162	M.73.2.	11.935	4.560	9.850	2	001100			X	X			203
163	M.74.2.	11.943	6.260	9.850	2	001100			X	X			203
164	M.75.2.	12.705	13.455	9.850	2	001100			X	X			203
165	M.23.2.	0.425	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
166	M.77.2.	12.705	16.215	9.850	2	001100			X	X			203
167	M.79.2.	18.380	0.585	9.850	2	001100			X	X			203
168	M.82.2.	18.380	4.035	9.850	2	001100			X	X			203
169	M.83.2.	18.380	14.595	9.850	2	001100			X	X			203
170	M.86.2.	18.380	18.010	9.850	2	001100			X	X			203
171	M.12.2.	4.845	3.975	9.850	2	001010			X		X		203
172	M.87.2.	18.905	6.775	9.850	2	001100			X	X			203
173	M.25.2.	3.335	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
174	M.90.2.	18.905	11.895	9.850	2	001100			X	X			203
175	S.60.2.	5.715	11.675	9.850	2	001100			X	X			203
176	S.62.2.	5.715	18.590	9.850	2	001100			X	X			203
177	S.78.2.	12.705	18.590	9.850	2	001100			X	X			203
178	M.1.3.	0.630	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
179	M.9.3.	17.765	0.000	9.850	2	001010			X		X		203
180	M.10.3.	0.890	3.975	9.850	2	001010			X		X		203
181	M.19.3.	2.465	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
182	M.21.3.	7.460	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
183	M.23.3.	10.493	6.990	9.850	2	001010			X		X		203
184	M.24.3.	4.205	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
185	M.26.3.	10.450	11.675	9.850	2	001010			X		X		203
186	M.31.3.	0.685	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
187	M.40.3.	17.770	18.590	9.850	2	001010			X		X		203
188	M.41.3.	0.000	0.630	9.850	2	001100			X	X			203
189	M.53.3.	0.000	16.115	9.850	2	001100			X	X			203
190	M.58.3.	6.455	0.660	9.850	2	001100			X	X			203
191	M.60.3.	6.455	5.072	9.850	2	001100			X	X			203
192	M.61.3.	10.795	7.793	9.850	2	001100			X	X			203
193	M.63.3.	10.795	10.835	9.850	2	001100			X	X			203
194	M.64.3.	11.935	0.659	9.850	2	001100			X	X			203
195	M.66.3.	11.935	4.660	9.850	2	001100			X	X			203
196	M.68.3.	12.705	15.905	9.850	2	001100			X	X			203
197	M.69.3.	18.380	0.610	9.850	2	001100			X	X			203
198	M.72.3.	18.380	4.032	9.850	2	001100			X	X			203
199	M.76.3.	18.380	17.960	9.850	2	001100			X	X			203
200	M.77.3.	18.905	6.810	9.850	2	001100			X	X			203
201	M.80.3.	18.905	11.880	9.850	2	001100			X	X			203
202	M.14.2.	6.318	3.975	9.850	2	001010			X		X		203
203	G.2.	9.181	9.060	9.850	2	110001	X	X			X		0
204	M.30.3.	16.993	13.575	14.250	3	001010			X		X		274
205	C.11.3.	3.320	3.975	14.250	3	001010			X		X		274
206	M.31.3.	0.685	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
207	M.34.3.	5.630	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
208	M.37.3.	12.750	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
209	M.12.3.	4.845	3.975	14.250	3	001010			X		X		274
210	M.40.3.	17.770	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
211	M.14.3.	6.318	3.975	14.250	3	001010			X		X		274
212	M.41.3.	0.000	0.630	14.250	3	001100			X	X			274
213	M.44.3.	0.000	3.990	14.250	3	001100			X	X			274
214	M.47.3.	0.000	7.525	14.250	3	001100			X	X			274

215	M.50.3.	0.000	11.110	14.250	3	001100			X	X			274
216	M.15.3.	12.915	5.075	14.250	3	001010			X		X		274
217	M.53.3.	0.000	16.115	14.250	3	001100			X	X			274
218	C.54.3.	2.080	4.815	14.250	3	001100			X	X			274
219	C.55.3.	4.560	4.160	14.250	3	001100			X	X			274
220	C.57.3.	4.560	5.680	14.250	3	001100			X	X			274
221	M.17.3.	17.112	5.075	14.250	3	001010			X		X		274
222	M.58.3.	6.455	0.660	14.250	3	001100			X	X			274
223	C.18.3.	3.320	5.780	14.250	3	001010			X		X		274
224	M.60.3.	6.455	5.072	14.250	3	001100			X	X			274
225	M.6.3.	12.920	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
226	M.61.3.	10.795	7.793	14.250	3	001100			X	X			274
227	M.19.3.	2.465	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
228	M.63.3.	10.795	10.835	14.250	3	001100			X	X			274
229	M.1.3.	0.630	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
230	M.64.3.	11.935	0.659	14.250	3	001100			X	X			274
231	M.21.3.	7.460	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
232	M.66.3.	11.935	4.660	14.250	3	001100			X	X			274
233	M.67.3.	11.943	6.260	14.250	3	001100			X	X			274
234	M.9.3.	17.765	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
235	M.68.3.	12.705	15.905	14.250	3	001100			X	X			274
236	M.23.3.	10.493	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
237	M.69.3.	18.380	0.610	14.250	3	001100			X	X			274
238	M.4.3.	5.415	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
239	M.72.3.	18.380	4.032	14.250	3	001100			X	X			274
240	M.73.3.	18.380	14.595	14.250	3	001100			X	X			274
241	M.24.3.	4.205	11.675	14.250	3	001010			X		X		274
242	M.76.3.	18.380	17.960	14.250	3	001100			X	X			274
243	M.10.3.	0.890	3.975	14.250	3	001010			X		X		274
244	M.77.3.	18.905	6.810	14.250	3	001100			X	X			274
245	M.26.3.	10.450	11.675	14.250	3	001010			X		X		274
246	M.80.3.	18.905	11.880	14.250	3	001100			X	X			274
247	M.4.4.	4.340	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
248	M.7.4.	9.190	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
249	M.10.4.	13.975	0.000	14.250	3	001010			X		X		274
250	M.21.4.	14.307	5.075	14.250	3	001010			X		X		274
251	M.23.4.	18.385	5.075	14.250	3	001010			X		X		274
252	M.25.4.	3.027	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
253	M.26.4.	7.210	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
254	M.28.4.	10.693	6.990	14.250	3	001010			X		X		274
255	M.29.4.	5.498	11.675	14.250	3	001010			X		X		274
256	M.32.4.	14.642	13.575	14.250	3	001010			X		X		274
257	M.34.4.	18.340	13.575	14.250	3	001010			X		X		274
258	M.36.4.	2.145	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
259	M.38.4.	9.185	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
260	M.40.4.	16.315	18.590	14.250	3	001010			X		X		274
261	M.42.4.	0.000	0.655	14.250	3	001100			X	X			274
262	M.52.4.	0.000	12.845	14.250	3	001100			X	X			274
263	M.61.4.	6.455	4.880	14.250	3	001100			X	X			274
264	M.63.4.	10.795	7.247	14.250	3	001100			X	X			274
265	M.65.4.	10.795	9.340	14.250	3	001100			X	X			274
266	M.67.4.	10.795	11.425	14.250	3	001100			X	X			274
267	M.68.4.	11.935	5.625	14.250	3	001100			X	X			274
268	M.72.4.	18.380	0.635	14.250	3	001100			X	X			274
269	M.80.4.	18.905	5.460	14.250	3	001100			X	X			274
270	M.83.4.	18.905	9.310	14.250	3	001100			X	X			274
271	M.86.4.	18.905	13.175	14.250	3	001100			X	X			274
272	M.27.3.	11.961	12.367	14.250	3	001010			X		X		274
273	M.28.3.	13.180	13.575	14.250	3	001010			X		X		274
274	G.3.	9.540	8.422	14.250	3	110001	X	X				X	0
275	M.16.4.	4.845	3.975	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
276	M.34.4.	18.340	13.575	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
277	M.35.4.	0.685	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
278	M.18.4.	6.318	3.975	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
279	M.36.4.	2.145	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
280	M.37.4.	5.630	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
281	M.1.4.	0.630	0.000	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
282	M.38.4.	9.185	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
283	M.39.4.	12.750	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
284	M.21.4.	14.307	5.075	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
285	M.40.4.	16.315	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
286	M.41.4.	17.770	18.590	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
287	M.7.4.	9.190	0.000	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
288	M.42.4.	0.000	0.655	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
289	M.45.4.	0.000	3.990	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
290	M.48.4.	0.000	7.525	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
291	M.51.4.	0.000	11.110	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
292	M.23.4.	18.385	5.075	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
293	M.52.4.	0.000	12.845	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
294	M.53.4.	0.000	16.115	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
295	C.54.4.	2.080	4.815	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
296	C.55.4.	4.560	4.160	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
297	C.57.4.	4.560	5.680	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
298	C.24.4.	3.320	5.780	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
299	M.61.4.	6.455	4.880	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
300	M.4.4.	4.340	0.000	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
301	M.63.4.	10.795	7.247	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
302	M.25.4.	3.027	6.990	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
303	M.65.4.	10.795	9.340	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
304	M.10.4.	13.975	0.000	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
305	M.67.4.	10.795	11.425	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
306	M.26.4.	7.210	6.990	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
307	M.68.4.	11.935	5.625	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
308	M.69.4.	11.943	6.260	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
309	M.70.4.	12.705	15.905	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
310	M.13.4.	17.765	0.000	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
311	M.72.4.	18.380	0.635	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0

312	M.75.4.	18.380	4.032	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
313	M.76.4.	18.380	14.595	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
314	M.79.4.	18.380	17.960	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
315	M.28.4.	10.693	6.990	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
316	M.80.4.	18.905	5.460	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
317	M.14.4.	0.890	3.975	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
318	M.83.4.	18.905	9.310	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
319	M.29.4.	5.498	11.675	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
320	M.86.4.	18.905	13.175	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
321	S.62.4.	6.455	6.990	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
322	T.19.4.	4.560	5.075	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
323	T.19.4.	6.455	5.075	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
324	T.31.4.	4.560	13.575	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
325	T.58.4.	4.560	5.780	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
326	T.58.4.	4.560	6.990	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
327	T.59.4.	4.560	11.675	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
328	T.60.4.	4.560	18.590	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
329	T.71.4.	18.380	5.075	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
330	T.71.4.	18.380	13.575	17.250	4	111101	X	X	X	X		X	0
331	M.30.4.	11.961	12.367	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
332	C.15.4.	3.320	3.975	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
333	M.32.4.	14.642	13.575	17.250	4	111011	X	X	X		X	X	0
334	M.1.1.	0.000	0.000	3.250	1	001000			X				124
335	M.6.1.	11.935	0.000	3.250	1	001000			X				124
336	M.9.1.	18.380	0.000	3.250	1	001000			X				124
337	M.10.1.	0.000	3.975	3.250	1	001000			X				124
338	M.10.1.	2.080	3.975	3.250	1	001000			X				124
339	C.11.1.	4.560	3.975	3.250	1	001000			X				124
340	M.14.1.	6.455	3.975	3.250	1	001000			X				124
341	M.15.1.	11.935	5.075	3.250	1	001000			X				124
342	M.15.1.	13.129	5.075	3.250	1	001000			X				124
343	M.15.1.	18.380	5.075	3.250	1	001000			X				124
344	M.15.1.	18.905	5.075	3.250	1	001000			X				124
345	C.16.1.	2.080	5.780	3.250	1	001000			X				124
346	C.16.1.	4.560	5.780	3.250	1	001000			X				124
347	M.17.1.	0.000	6.990	3.250	1	001000			X				124
348	M.20.1.	6.455	6.990	3.250	1	001000			X				124
349	M.20.1.	7.685	6.990	3.250	1	001000			X				124
350	M.22.1.	10.795	6.990	3.250	1	001000			X				124
351	M.22.1.	11.214	6.990	3.250	1	001000			X				124
352	M.23.1.	0.000	11.675	3.250	1	001000			X				124
353	M.27.1.	7.685	11.675	3.250	1	001000			X				124
354	M.27.1.	10.795	11.675	3.250	1	001000			X				124
355	M.28.1.	11.269	11.675	3.250	1	001000			X				124
356	M.28.1.	13.169	13.575	3.250	1	001000			X				124
357	M.28.1.	10.795	11.201	3.250	1	001000			X				124
358	M.28.1.	12.705	13.111	3.250	1	001000			X				124
359	M.29.1.	12.705	13.575	3.250	1	001000			X				124
360	M.29.1.	18.380	13.575	3.250	1	001000			X				124
361	M.29.1.	18.905	13.575	3.250	1	001000			X				124
362	M.30.1.	0.000	18.590	3.250	1	001000			X				124
363	M.32.1.	5.715	18.590	3.250	1	001000			X				124
364	M.38.1.	12.705	18.590	3.250	1	001000			X				124
365	M.40.1.	18.380	18.590	3.250	1	001000			X				124
366	M.68.1.	10.795	7.409	3.250	1	001000			X				124
367	M.68.1.	11.935	6.269	3.250	1	001000			X				124
368	M.1.2.	0.000	0.000	9.850	2	001000			X				203
369	M.4.2.	6.455	0.000	9.850	2	001000			X				203
370	M.6.2.	11.935	0.000	9.850	2	001000			X				203
371	M.9.2.	18.380	0.000	9.850	2	001000			X				203
372	M.10.2.	0.000	3.975	9.850	2	001000			X				203
373	M.10.2.	2.080	3.975	9.850	2	001000			X				203
374	C.11.2.	4.560	3.975	9.850	2	001000			X				203
375	M.14.2.	6.455	3.975	9.850	2	001000			X				203
376	M.15.2.	11.935	5.075	9.850	2	001000			X				203
377	M.15.2.	13.129	5.075	9.850	2	001000			X				203
378	M.17.2.	18.380	5.075	9.850	2	001000			X				203
379	M.17.2.	18.905	5.075	9.850	2	001000			X				203
380	C.18.2.	2.080	5.780	9.850	2	001000			X				203
381	C.18.2.	4.560	5.780	9.850	2	001000			X				203
382	M.19.2.	0.000	6.990	9.850	2	001000			X				203
383	M.19.2.	6.455	6.990	9.850	2	001000			X				203
384	M.22.2.	10.795	6.990	9.850	2	001000			X				203
385	M.22.2.	11.214	6.990	9.850	2	001000			X				203
386	M.23.2.	0.000	11.675	9.850	2	001000			X				203
387	M.29.2.	10.795	11.675	9.850	2	001000			X				203
388	M.30.2.	11.269	11.675	9.850	2	001000			X				203
389	M.30.2.	13.169	13.575	9.850	2	001000			X				203
390	M.30.2.	10.795	11.201	9.850	2	001000			X				203
391	M.30.2.	12.705	13.111	9.850	2	001000			X				203
392	M.31.2.	12.705	13.575	9.850	2	001000			X				203
393	M.33.2.	18.380	13.575	9.850	2	001000			X				203
394	M.33.2.	18.905	13.575	9.850	2	001000			X				203
395	M.34.2.	0.000	18.590	9.850	2	001000			X				203
396	M.42.2.	18.380	18.590	9.850	2	001000			X				203
397	M.74.2.	10.795	7.409	9.850	2	001000			X				203
398	M.74.2.	11.935	6.269	9.850	2	001000			X				203
399	M.1.3.	0.000	0.000	14.250	3	001000			X				274
400	M.4.3.	6.455	0.000	14.250	3	001000			X				274
401	M.6.3.	11.935	0.000	14.250	3	001000			X				274
402	M.9.3.	18.380	0.000	14.250	3	001000			X				274
403	M.10.3.	0.000	3.975	14.250	3	001000			X				274
404	M.10.3.	2.080	3.975	14.250	3	001000			X				274
405	C.11.3.	4.560	3.975	14.250	3	001000			X				274
406	M.14.3.	6.455	3.975	14.250	3	001000			X				274
407	M.15.3.	11.935	5.075	14.250	3	001000			X				274
408	M.15.3.	13.129	5.075	14.250	3	001000			X				274

409	M.17.3.	18.380	5.075	14.250	3	001000				X				274
410	M.17.3.	18.905	5.075	14.250	3	001000				X				274
411	C.18.3.	2.080	5.780	14.250	3	001000				X				274
412	C.18.3.	4.560	5.780	14.250	3	001000				X				274
413	M.19.3.	0.000	6.990	14.250	3	001000				X				274
414	M.21.3.	6.455	6.990	14.250	3	001000				X				274
415	M.23.3.	10.795	6.990	14.250	3	001000				X				274
416	M.23.3.	11.214	6.990	14.250	3	001000				X				274
417	M.24.3.	0.000	11.675	14.250	3	001000				X				274
418	M.26.3.	10.795	11.675	14.250	3	001000				X				274
419	M.27.3.	11.269	11.675	14.250	3	001000				X				274
420	M.27.3.	13.169	13.575	14.250	3	001000				X				274
421	M.27.3.	10.795	11.201	14.250	3	001000				X				274
422	M.27.3.	12.705	13.111	14.250	3	001000				X				274
423	M.28.3.	12.705	13.575	14.250	3	001000				X				274
424	M.30.3.	18.380	13.575	14.250	3	001000				X				274
425	M.30.3.	18.905	13.575	14.250	3	001000				X				274
426	M.31.3.	0.000	18.590	14.250	3	001000				X				274
427	M.37.3.	12.705	18.590	14.250	3	001000				X				274
428	M.40.3.	18.380	18.590	14.250	3	001000				X				274
429	M.67.3.	10.795	7.409	14.250	3	001000				X				274
430	M.67.3.	11.935	6.269	14.250	3	001000				X				274
431	M.1.4.	0.000	0.000	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
432	M.13.4.	18.380	0.000	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
433	M.14.4.	0.000	3.975	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
434	M.14.4.	2.080	3.975	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
435	C.15.4.	4.560	3.975	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
436	M.18.4.	6.455	3.975	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
437	T.20.4.	11.935	5.075	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
438	M.21.4.	13.129	5.075	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
439	M.23.4.	18.905	5.075	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
440	C.24.4.	2.080	5.780	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
441	M.25.4.	0.000	6.990	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
442	M.28.4.	10.795	6.990	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
443	M.28.4.	11.214	6.990	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
444	M.29.4.	0.000	11.675	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
445	M.29.4.	10.795	11.675	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
446	M.30.4.	10.795	11.201	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
447	M.30.4.	11.269	11.675	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
448	M.30.4.	13.169	13.575	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
449	M.30.4.	12.705	13.111	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
450	T.31.4.	12.705	13.575	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
451	M.34.4.	18.905	13.575	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
452	M.35.4.	0.000	18.590	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
453	M.39.4.	12.705	18.590	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
454	M.41.4.	18.380	18.590	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
455	M.69.4.	10.795	7.409	17.250	4	111001	X	X	X			X		0
456	M.69.4.	11.935	6.269	17.250	4	111001	X	X	X			X		0

Descrizione dei DATI SEZIONI

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

Descrizione: denominazione della sezione

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

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

Elenco dei possibili valori della Tipologia con i corrispondenti parametri:

0 = Qualsiasi. Vengono forniti tutti i parametri statici: *H sez.(cm)*, *A (cm^2)*, *Jx,Jy,Jz (cm^4)*, *Aty,Atz (cm^2)*, *Alfa (°)*

H sez. è l'altezza della sezione ai fini del carico termico nel piano locale xz; *A* = area; *Jy,Jz* = momenti d'inerzia principali intorno agli assi locali principali *csi* e *eta*; *Jx* = momento d'inerzia torsionale (intorno a x); *Aty, Atz* = aree a taglio in direzione y e z locali; *Alfa* = angolo fra gli assi locali *csi* e y (*csi* ed *eta* coincidono con gli assi y e z quando Alfa=0°).

E' possibile definire sezioni poligonali qualsiasi: il calcolo dei parametri statici corrispondenti è automaticamente eseguito da PC.E. La sezione poligonale viene letta da file. Il nome del file corrispondente è racchiuso fra < > ed è specificato (senza estensione .sez) nel campo *Nome* della sezione. Il nome del file corrisponde ad un file di testo (creato ad esempio con NotePad o BloccoNote) presente in *IPcel\Progetti\NomeProgetto*, ed è così composto: nella prima riga è specificato il numero di vertici; ognuna delle righe successive (tante quanti i vertici) è del tipo: *i,Xi,Yi* dove: i=numero progressivo del vertice; Xi,Yi = coordinate X e Y del vertice. I vertici sono orientati in senso orario, in un sistema di riferimento XY destrorso ortogonale (non necessariamente baricentrico) nel piano della sezione.

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

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

2 = Rettangolare cava. Parametri in input: *B,H,Bi,Hi (cm)*

B,H = lati esterni, rispettivamente paralleli a y e a z; *b,h* = corrispondenti lati interni (=dimensioni della cavità).

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

R è il raggio della sezione.

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

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

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

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

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

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

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

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

7 = L, ala sup., anima dx.

8 = L, ala sup., anima sx.**9 = L, ala inf., anima dx.****10 = L, ala inf., anima sx.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)***B** = base superiore; **b** = base inferiore; **H** = altezza superiore; **h** = altezza inferiore.**11 = I (doppio T).** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)***B** = base ala; **b** = spessore anima; **H** = altezza ala; **h** = altezza anima.**12 = Acciaio: profilato IPE, HEA, HEB, HEM, L, UPN.** Parametri predeterminati. L'elenco delle sezioni disponibili è fornito nel file di testo *Acciaio.dat* installato in *Pce\Files*. Sezioni di altri profilati potranno essere aggiunte come sezioni qualsiasi, specificandone i parametri statici.

Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B / R (m)	H / r (m)	b / s (m)	h / t (m)	H sez. (m)	Area (m²)	Jx (m⁴)	Jy (m⁴)	Jz (m⁴)	Aty (m²)
1	0) Qualunque	Sez. Rigida	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
2	1) Rettangolare	0.55 x 1.76 (M.1.1)	0.550	1.760	0.000	0.000	1.760	9.68E-01	7.88E-02	2.50E-01	2.44E-02	8.07E-01
3	1) Rettangolare	0.55 x 5.63 (M.4.1)	0.550	5.630	0.000	0.000	5.630	3.10E+00	3.00E-01	8.18E+00	7.81E-02	2.58E+00
4	1) Rettangolare	0.55 x 5.88 (M.6.1)	0.550	5.880	0.000	0.000	5.880	3.23E+00	3.14E-01	9.32E+00	8.15E-02	2.70E+00
5	1) Rettangolare	0.55 x 1.73 (M.9.1)	0.550	1.730	0.000	0.000	1.730	9.52E-01	7.71E-02	2.37E-01	2.40E-02	7.93E-01
6	1) Rettangolare	0.40 x 2.28 (M.10.1)	0.400	2.280	0.000	0.000	2.280	9.12E-01	4.42E-02	3.95E-01	1.22E-02	7.60E-01
7	1) Rettangolare	0.15 x 2.63 (C.11.1)	0.150	2.630	0.000	0.000	2.630	3.95E-01	2.90E-03	2.27E-01	7.40E-04	3.29E-01
8	1) Rettangolare	0.40 x 0.42 (M.12.1)	0.400	0.420	0.000	0.000	0.420	1.68E-01	3.95E-03	2.47E-03	2.24E-03	1.40E-01
9	1) Rettangolare	0.40 x 0.72 (M.14.1)	0.400	0.720	0.000	0.000	0.720	2.88E-01	9.81E-03	1.24E-02	3.84E-03	2.40E-01
10	1) Rettangolare	0.40 x 7.39 (M.15.1)	0.400	7.390	0.000	0.000	7.390	2.96E+00	1.55E-01	1.35E+01	3.94E-02	2.46E+00
11	1) Rettangolare	0.40 x 2.21 (M.17.1)	0.400	2.210	0.000	0.000	2.210	8.84E-01	4.27E-02	3.60E-01	1.18E-02	7.37E-01
12	1) Rettangolare	0.25 x 3.06 (M.18.1)	0.250	3.060	0.000	0.000	3.060	7.65E-01	1.54E-02	5.97E-01	3.98E-03	6.38E-01
13	1) Rettangolare	0.45 x 2.70 (M.20.1)	0.450	2.700	0.000	0.000	2.700	1.22E+00	7.50E-02	7.38E-01	2.05E-02	1.01E+00
14	1) Rettangolare	0.45 x 1.90 (M.22.1)	0.450	1.900	0.000	0.000	1.900	8.55E-01	4.99E-02	2.57E-01	1.44E-02	7.13E-01
15	1) Rettangolare	0.45 x 4.07 (M.23.1)	0.450	4.070	0.000	0.000	4.070	1.83E+00	1.18E-01	2.53E+00	3.09E-02	1.53E+00
16	1) Rettangolare	0.45 x 1.50 (M.25.1)	0.450	1.500	0.000	0.000	1.500	6.75E-01	3.72E-02	1.27E-01	1.14E-02	5.63E-01
17	1) Rettangolare	0.45 x 4.50 (M.27.1)	0.450	4.500	0.000	0.000	4.500	2.03E+00	1.31E-01	3.42E+00	3.42E-02	1.69E+00
18	1) Rettangolare	0.45 x 3.45 (M.28.1)	0.450	3.450	0.000	0.000	3.450	1.55E+00	9.85E-02	1.54E+00	2.62E-02	1.29E+00
19	1) Rettangolare	0.40 x 6.62 (M.29.1)	0.400	6.620	0.000	0.000	6.620	2.65E+00	1.38E-01	9.67E+00	3.53E-02	2.21E+00
20	1) Rettangolare	0.55 x 1.87 (M.30.1)	0.550	1.870	0.000	0.000	1.870	1.03E+00	8.51E-02	3.00E-01	2.59E-02	8.57E-01
21	1) Rettangolare	0.55 x 3.57 (M.32.1)	0.550	3.570	0.000	0.000	3.570	1.96E+00	1.83E-01	2.09E+00	4.95E-02	1.64E+00
22	1) Rettangolare	0.55 x 1.26 (M.35.1)	0.550	1.260	0.000	0.000	1.260	6.93E-01	5.01E-02	9.17E-02	1.75E-02	5.78E-01
23	1) Rettangolare	0.55 x 5.89 (M.38.1)	0.550	5.890	0.000	0.000	5.890	3.24E+00	3.14E-01	9.37E+00	8.17E-02	2.70E+00
24	1) Rettangolare	0.55 x 1.72 (M.40.1)	0.550	1.720	0.000	0.000	1.720	9.46E-01	7.65E-02	2.33E-01	2.38E-02	7.88E-01
25	1) Rettangolare	1.76 x 0.55 (M.41.1)	1.760	0.550	0.000	0.000	0.550	9.68E-01	7.88E-02	2.44E-02	2.50E-01	8.07E-01
26	1) Rettangolare	2.53 x 0.55 (M.44.1)	2.530	0.550	0.000	0.000	0.550	1.39E+00	1.23E-01	3.51E-02	7.42E-01	1.16E+00
27	1) Rettangolare	2.06 x 0.55 (M.47.1)	2.060	0.550	0.000	0.000	0.550	1.13E+00	9.61E-02	2.86E-02	4.01E-01	9.44E-01
28	1) Rettangolare	2.23 x 0.55 (M.49.1)	2.230	0.550	0.000	0.000	0.550	1.23E+00	1.06E-01	3.09E-02	5.08E-01	1.02E+00
29	1) Rettangolare	5.40 x 0.55 (M.52.1)	5.400	0.550	0.000	0.000	0.550	2.97E+00	2.87E-01	7.49E-02	7.22E+00	2.48E+00
30	1) Rettangolare	2.08 x 0.15 (C.53.1)	2.080	0.150	0.000	0.000	0.150	3.12E-01	2.28E-03	5.85E-04	1.12E-01	2.60E-01
31	1) Rettangolare	0.77 x 0.15 (C.54.1)	0.770	0.150	0.000	0.000	0.150	1.16E-01	7.75E-04	2.17E-04	5.71E-03	9.63E-02
32	1) Rettangolare	0.35 x 0.15 (C.56.1)	0.350	0.150	0.000	0.000	0.150	5.25E-02	2.85E-04	9.84E-05	5.36E-04	4.38E-02
33	1) Rettangolare	5.74 x 0.45 (M.58.1)	5.740	0.450	0.000	0.000	0.450	2.58E+00	1.69E-01	4.36E-02	7.09E+00	2.15E+00
34	1) Rettangolare	5.75 x 0.45 (M.60.1)	5.750	0.450	0.000	0.000	0.450	2.59E+00	1.70E-01	4.37E-02	7.13E+00	2.16E+00
35	1) Rettangolare	1.61 x 0.45 (M.61.1)	1.610	0.450	0.000	0.000	0.450	7.25E-01	4.07E-02	1.22E-02	1.56E-01	6.04E-01
36	1) Rettangolare	1.55 x 0.45 (M.63.1)	1.550	0.450	0.000	0.000	0.450	6.98E-01	3.88E-02	1.18E-02	1.40E-01	5.81E-01
37	1) Rettangolare	1.86 x 0.50 (M.64.1)	1.860	0.500	0.000	0.000	0.500	9.30E-01	6.51E-02	1.94E-02	2.68E-01	7.75E-01
38	1) Rettangolare	1.90 x 0.50 (M.66.1)	1.900	0.500	0.000	0.000	0.500	9.50E-01	6.68E-02	1.98E-02	2.86E-01	7.92E-01
39	1) Rettangolare	6.65 x 0.45 (M.67.1)	6.650	0.450	0.000	0.000	0.450	2.99E+00	1.97E-01	5.05E-02	1.10E+01	2.49E+00
40	1) Rettangolare	3.40 x 0.45 (M.68.1)	3.400	0.450	0.000	0.000	0.450	1.53E+00	9.69E-02	2.58E-02	1.47E+00	1.28E+00
41	1) Rettangolare	1.22 x 0.45 (M.69.1)	1.220	0.450	0.000	0.000	0.450	5.49E-01	2.84E-02	9.26E-03	6.81E-02	4.58E-01
42	1) Rettangolare	3.82 x 0.45 (M.71.1)	3.820	0.450	0.000	0.000	0.450	1.72E+00	1.10E-01	2.90E-02	2.09E+00	1.43E+00
43	1) Rettangolare	1.72 x 0.55 (M.72.1)	1.720	0.550	0.000	0.000	0.550	9.46E-01	7.65E-02	2.38E-02	2.33E-01	7.88E-01
44	1) Rettangolare	2.48 x 0.55 (M.74.1)	2.480	0.550	0.000	0.000	0.550	1.36E+00	1.20E-01	3.44E-02	6.99E-01	1.14E+00
45	1) Rettangolare	2.44 x 0.55 (M.75.1)	2.440	0.550	0.000	0.000	0.550	1.34E+00	1.18E-01	3.38E-02	6.66E-01	1.12E+00
46	1) Rettangolare	1.71 x 0.55 (M.77.1)	1.710	0.550	0.000	0.000	0.550	9.41E-01	7.59E-02	2.37E-02	2.29E-01	7.84E-01
47	1) Rettangolare	3.46 x 0.40 (M.78.1)	3.460	0.400	0.000	0.000	0.400	1.38E+00	7.01E-02	1.85E-02	1.38E+00	1.15E+00
48	1) Rettangolare	3.49 x 0.40 (M.80.1)	3.490	0.400	0.000	0.000	0.400	1.40E+00	7.07E-02	1.86E-02	1.42E+00	1.16E+00
49	1) Rettangolare	0.55 x 0.70 (S.2(1/4).1)	0.550	0.700	0.000	0.000	0.700	3.85E-01	1.99E-02	1.57E-02	9.71E-03	3.21E-01
50	1) Rettangolare	0.55 x 1.10 (F.3(1/4).1)	0.550	1.100	0.000	0.000	1.100	6.05E-01	4.11E-02	6.10E-02	1.53E-02	5.04E-01
51	1) Rettangolare	0.40 x 1.25 (S.13(12/14).1)	0.400	1.250	0.000	0.000	1.250	5.00E-01	2.14E-02	6.51E-02	6.67E-03	4.17E-01
52	1) Rettangolare	0.25 x 1.25 (S.19(18/20).1)	0.250	1.250	0.000	0.000	1.250	3.13E-01	5.80E-03	4.07E-02	1.63E-03	2.60E-01
53	1) Rettangolare	0.55 x 1.65 (F.43(41/44).1)	0.550	1.650	0.000	0.000	1.650	9.08E-01	7.25E-02	2.06E-01	2.29E-02	7.56E-01
54	1) Rettangolare	0.45 x 0.70 (S.57(58/25).1)	0.450	0.700	0.000	0.000	0.700	3.15E-01	1.25E-02	1.29E-02	5.32E-03	2.63E-01
55	1) Rettangolare	0.45 x 1.25 (S.59(60/4).1)	0.450	1.250	0.000	0.000	1.250	5.63E-01	2.93E-02	7.32E-02	9.49E-03	4.69E-01
56	1) Rettangolare	0.50 x 1.25 (S.65(64/66).1)	0.500	1.250	0.000	0.000	1.250	6.25E-01	3.87E-02	8.14E-02	1.30E-02	5.21E-01
57	1) Rettangolare	0.55 x 1.05 (S.73(72/74).1)	0.550	1.050	0.000	0.000	1.050	5.78E-01	3.84E-02	5.31E-02	1.46E-02	4.81E-01
58	1) Rettangolare	0.15 x 1.15 (T.55(54/56).1)	0.150	1.150	0.000	0.000	1.150	1.73E-01	1.22E-03	1.90E-02	3.23E-04	1.44E-01
59	1) Rettangolare	0.55 x 1.76 (M.1.2)	0.550	1.760	0.000	0.000	1.760	9.68E-01	7.88E-02	2.50E-01	2.44E-02	8.07E-01
60	1) Rettangolare	0.55 x 5.38 (M.4.2)	0.550	5.380	0.000	0.000	5.380	2.96E+00	2.86E-01	7.14E+00	7.46E-02	2.47E+00
61	1) Rettangolare	0.55 x 5.43 (M.6.2)	0.550	5.430	0.000	0.000	5.430	2.99E+00	2.88E-01	7.34E+00	7.53E-02	2.49E+00
62	1) Rettangolare	0.55 x 1.73 (M.9.2)	0.550	1.730	0.000	0.000	1.730	9.52E-01	7.71E-02	2.37E-01	2.40E-02	7.93E-01
63	1) Rettangolare	0.40 x 2.28 (M.10.2)	0.400	2.280	0.000	0.000	2.280	9.12E-01	4.42E-02	3.95E-01	1.22E-02	7.60E-01
64	1) Rettangolare	0.40 x 0.42 (M.12.2)	0.400	0.420	0.000	0.000	0.420	1.68E-01	3.95E-03	2.47E-03	2.24E-03	1.40E-01
65	1) Rettangolare	0.40 x 0.72 (M.14.2)	0.400	0.720	0.000	0.000	0.720	2.88E-01	9.81E-03	1.24E-02	3	

78	1)	Rettangolare	0.55 x 5.87	(M.37.2)	0.550	5.870	0.000	0.000	0.000	5.870	3.23E+00	3.13E-01	9.27E+00	8.14E-02	2.69E+00
79	1)	Rettangolare	0.55 x 5.89	(M.40.2)	0.550	5.890	0.000	0.000	0.000	5.890	3.24E+00	3.14E-01	9.37E+00	8.17E-02	2.70E+00
80	1)	Rettangolare	0.55 x 1.24	(M.41.2)	0.550	1.240	0.000	0.000	0.000	1.240	6.82E-01	4.90E-02	8.74E-02	1.72E-02	5.68E-01
81	1)	Rettangolare	0.55 x 1.72	(M.42.2)	0.550	1.720	0.000	0.000	0.000	1.720	9.46E-01	7.65E-02	2.33E-01	2.38E-02	7.88E-01
82	1)	Rettangolare	1.76 x 0.55	(M.43.2)	1.760	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	9.68E-01	7.88E-02	2.44E-02	2.50E-01	8.07E-01
83	1)	Rettangolare	2.53 x 0.55	(M.46.2)	2.530	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	1.39E+00	1.23E-01	3.51E-02	7.42E-01	1.16E+00
84	1)	Rettangolare	2.06 x 0.55	(M.49.2)	2.060	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	1.13E+00	9.61E-02	2.86E-02	4.01E-01	9.44E-01
85	1)	Rettangolare	2.23 x 0.55	(M.52.2)	2.230	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	1.23E+00	1.06E-01	3.09E-02	5.08E-01	1.02E+00
86	1)	Rettangolare	5.40 x 0.55	(M.55.2)	5.400	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	2.97E+00	2.87E-01	7.49E-02	7.22E+00	2.48E+00
87	1)	Rettangolare	4.76 x 0.40	(M.61.2)	4.760	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.90E+00	9.83E-02	2.54E-02	3.60E+00	1.59E+00
88	1)	Rettangolare	1.82 x 0.40	(M.63.2)	1.820	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	7.28E-01	3.40E-02	9.71E-03	2.01E-01	6.07E-01
89	1)	Rettangolare	1.73 x 0.40	(M.65.2)	1.730	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	6.92E-01	3.20E-02	9.23E-03	1.73E-01	5.77E-01
90	1)	Rettangolare	1.52 x 0.40	(M.67.2)	1.520	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	6.08E-01	2.74E-02	8.11E-03	1.17E-01	5.07E-01
91	1)	Rettangolare	1.86 x 0.50	(M.68.2)	1.860	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	9.30E-01	6.51E-02	1.94E-02	2.68E-01	7.75E-01
92	1)	Rettangolare	1.88 x 0.50	(M.70.2)	1.880	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	9.40E-01	6.60E-02	1.96E-02	2.77E-01	7.83E-01
93	1)	Rettangolare	3.63 x 0.40	(M.73.2)	3.630	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.45E+00	7.38E-02	1.94E-02	1.59E+00	1.21E+00
94	1)	Rettangolare	3.40 x 0.45	(M.74.2)	3.400	0.450	0.000	0.000	0.000	0.450	1.53E+00	9.69E-02	2.58E-02	1.47E+00	1.28E+00
95	1)	Rettangolare	1.22 x 0.40	(M.75.2)	1.220	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	4.88E-01	2.07E-02	6.51E-03	6.05E-02	4.07E-01
96	1)	Rettangolare	2.34 x 0.40	(M.77.2)	2.340	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	9.36E-01	4.55E-02	1.25E-02	4.27E-01	7.80E-01
97	1)	Rettangolare	1.72 x 0.55	(M.79.2)	1.720	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	9.46E-01	7.65E-02	2.38E-02	2.33E-01	7.88E-01
98	1)	Rettangolare	2.49 x 0.55	(M.82.2)	2.490	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	1.37E+00	1.21E-01	3.45E-02	7.08E-01	1.14E+00
99	1)	Rettangolare	2.44 x 0.55	(M.83.2)	2.440	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	1.34E+00	1.18E-01	3.38E-02	6.66E-01	1.12E+00
100	1)	Rettangolare	1.71 x 0.55	(M.86.2)	1.710	0.550	0.000	0.000	0.000	0.550	9.41E-01	7.59E-02	2.37E-02	2.29E-01	7.84E-01
101	1)	Rettangolare	3.80 x 0.40	(M.87.2)	3.800	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.52E+00	7.75E-02	2.03E-02	1.83E+00	1.27E+00
102	1)	Rettangolare	3.76 x 0.40	(M.90.2)	3.760	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.50E+00	7.66E-02	2.01E-02	1.77E+00	1.25E+00
103	1)	Rettangolare	0.55 x 1.10	(F.3(1/4).2)	0.550	1.100	0.000	0.000	0.000	1.100	6.05E-01	4.11E-02	6.10E-02	1.53E-02	5.04E-01
104	1)	Rettangolare	0.55 x 3.00	(S.7(6/9).2)	0.550	3.000	0.000	0.000	0.000	3.000	1.65E+00	1.50E-01	1.24E+00	4.16E-02	1.38E+00
105	1)	Rettangolare	0.40 x 4.10	(S.13(12/14).2)	0.400	4.100	0.000	0.000	0.000	4.100	1.64E+00	8.40E-02	2.30E+00	2.19E-02	1.37E+00
106	1)	Rettangolare	0.40 x 4.30	(S.24(23/25).2)	0.400	4.300	0.000	0.000	0.000	4.300	1.72E+00	8.83E-02	2.65E+00	2.29E-02	1.43E+00
107	1)	Rettangolare	0.40 x 3.25	(S.28(27/29).2)	0.400	3.250	0.000	0.000	0.000	3.250	1.30E+00	6.55E-02	1.14E+00	1.73E-02	1.08E+00
108	1)	Rettangolare	0.40 x 4.45	(S.60(61/27).2)	0.400	4.500	0.000	0.000	0.000	4.500	1.80E+00	9.26E-02	3.04E+00	2.40E-02	1.50E+00
109	1)	Rettangolare	0.40 x 1.10	(F.88(87/90).2)	0.400	1.100	0.000	0.000	0.000	1.100	4.40E-01	1.81E-02	4.44E-02	5.87E-03	3.67E-01
110	1)	Rettangolare	0.15 x 1.20	(T.58(57/59).2)	0.150	1.200	0.000	0.000	0.000	1.200	1.80E-01	1.27E-03	2.16E-02	3.38E-04	1.50E-01
111	1)	Rettangolare	0.50 x 1.71	(M.1.3)	0.500	1.710	0.000	0.000	0.000	1.710	8.55E-01	5.86E-02	2.08E-01	1.78E-02	7.13E-01
112	1)	Rettangolare	0.50 x 5.38	(M.4.3)	0.500	5.380	0.000	0.000	0.000	5.380	2.69E+00	2.16E-01	6.49E+00	5.60E-02	2.24E+00
113	1)	Rettangolare	0.50 x 5.43	(M.6.3)	0.500	5.430	0.000	0.000	0.000	5.430	2.72E+00	2.18E-01	6.67E+00	5.66E-02	2.26E+00
114	1)	Rettangolare	0.50 x 1.68	(M.9.3)	0.500	1.680	0.000	0.000	0.000	1.680	8.40E-01	5.73E-02	1.98E-01	1.75E-02	7.00E-01
115	1)	Rettangolare	0.40 x 2.23	(M.10.3)	0.400	2.230	0.000	0.000	0.000	2.230	8.92E-01	4.31E-02	3.70E-01	1.19E-02	4.43E-01
116	1)	Rettangolare	0.25 x 5.38	(M.19.3)	0.250	5.380	0.000	0.000	0.000	5.380	1.35E+00	2.76E-02	3.24E+00	7.01E-03	1.12E+00
117	1)	Rettangolare	0.35 x 2.36	(M.21.3)	0.350	2.360	0.000	0.000	0.000	2.360	8.26E-01	3.13E-02	3.83E-01	8.43E-03	6.88E-01
118	1)	Rettangolare	0.35 x 1.61	(M.23.3)	0.350	1.610	0.000	0.000	0.000	1.610	5.64E-01	2.02E-02	1.22E-01	5.75E-03	4.70E-01
119	1)	Rettangolare	0.35 x 8.86	(M.24.3)	0.350	8.860	0.000	0.000	0.000	8.860	3.10E+00	1.25E-01	2.03E+01	3.17E-02	2.58E+00
120	1)	Rettangolare	0.35 x 1.53	(M.26.3)	0.350	1.530	0.000	0.000	0.000	1.530	5.36E-01	1.90E-02	1.04E-01	5.47E-03	4.46E-01
121	1)	Rettangolare	0.40 x 3.45	(M.27.3)	0.400	3.450	0.000	0.000	0.000	3.450	1.38E+00	6.98E-02	1.37E+00	1.84E-02	1.15E+00
122	1)	Rettangolare	0.45 x 1.82	(M.31.3)	0.450	1.820	0.000	0.000	0.000	1.820	8.19E-01	4.73E-02	2.26E-01	1.38E-02	6.83E-01
123	1)	Rettangolare	0.45 x 5.87	(M.34.3)	0.450	5.870	0.000	0.000	0.000	5.870	2.64E+00	1.73E-01	7.58E+00	4.46E-02	2.20E+00
124	1)	Rettangolare	0.45 x 5.89	(M.37.3)	0.450	5.890	0.000	0.000	0.000	5.890	2.65E+00	1.74E-01	7.66E+00	4.47E-02	2.21E+00
125	1)	Rettangolare	0.45 x 1.67	(M.40.3)	0.450	1.670	0.000	0.000	0.000	1.670	7.52E-01	4.26E-02	1.75E-01	1.27E-02	6.26E-01
126	1)	Rettangolare	1.71 x 0.50	(M.41.3)	1.710	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	8.55E-01	5.86E-02	1.78E-02	2.08E-01	7.13E-01
127	1)	Rettangolare	2.53 x 0.50	(M.44.3)	2.530	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	1.27E+00	9.41E-02	2.64E-02	6.75E-01	1.05E+00
128	1)	Rettangolare	2.06 x 0.50	(M.47.3)	2.060	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	1.03E+00	7.38E-02	2.15E-02	3.64E-01	8.58E-01
129	1)	Rettangolare	2.23 x 0.50	(M.50.3)	2.230	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	1.12E+00	8.11E-02	2.32E-02	4.62E-01	9.29E-01
130	1)	Rettangolare	5.30 x 0.50	(M.53.3)	5.300	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	2.65E+00	2.12E-01	5.52E-02	6.20E+00	2.21E+00
131	1)	Rettangolare	1.77 x 0.40	(M.58.3)	1.770	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	7.08E-01	3.29E-02	9.44E-03	1.85E-01	5.90E-01
132	1)	Rettangolare	4.24 x 0.40	(M.60.3)	4.240	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.70E+00	8.70E-02	2.26E-02	2.54E+00	1.41E+00
133	1)	Rettangolare	1.90 x 0.40	(M.61.3)	1.900	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	7.60E-01	3.58E-02	1.01E-02	2.29E-01	6.33E-01
134	1)	Rettangolare	1.98 x 0.40	(M.63.3)	1.980	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	7.92E-01	3.76E-02	1.06E-02	2.59E-01	6.60E-01
135	1)	Rettangolare	3.43 x 0.40	(M.66.3)	3.430	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.37E+00	6.94E-02	1.83E-02	1.35E+00	1.14E+00
136	1)	Rettangolare	5.72 x 0.35	(M.68.3)	5.720	0.350	0.000	0.000	0.000	0.350	2.00E+00	8.01E-02	2.04E-02	5.46E+00	1.67E+00
137	1)	Rettangolare	1.67 x 0.50	(M.69.3)	1.670	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	8.35E-01	5.69E-02	1.74E-02	1.94E-01	6.96E-01
138	1)	Rettangolare	2.49 x 0.50	(M.72.3)	2.490	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	1.25E+00	9.24E-02	2.59E-02	6.43E-01	1.04E+00
139	1)	Rettangolare	2.44 x 0.50	(M.73.3)	2.440	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	1.22E+00	9.02E-02	2.54E-02	6.05E-01	1.02E+00
140	1)	Rettangolare	1.61 x 0.50	(M.76.3)	1.610	0.500	0.000	0.000	0.000	0.500	8.05E-01	5.43E-02	1.68E-02	1.74E-01	6.71E-01
141	1)	Rettangolare	3.87 x 0.40	(M.77.3)	3.870	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.55E+00	7.90E-02	2.06E-02	1.93E+00	1.29E+00
142	1)	Rettangolare	3.79 x 0.40	(M.80.3)	3.790	0.400	0.000	0.000	0.000	0.400	1.52E+00	7.72E-02	2.02E-02	1.81E+00	1.26E+00
143	1)	Rettangolare	0.50 x 1.15	(S.2(1/4).3)	0.500	1.150	0.000	0.000	0.000	1.150	5.75E-01	3.44E-02	6.34E-02	1.20E-02	4.79E-01
144	1)	Rettangolare	0.50 x 1.10	(F.3(1/4).3)	0.500	1.100	0.000	0.000	0.000	1.100	5.50E-01	3.23E-02	5.55E-02	1.15E-02	4.58E-01
145	1)	Rettangolare	0.40 x 2.45	(S.13(12/14).3)	0.400	2.450	0.000	0.000	0.000	2.450	9.80E-01	4.79E-02	4.90E-01	1.31E-02	8.17E-01
146	1)	Rettangolare	0.35 x 2.05	(S.22(21/23).3)	0.350	2.050	0.000	0.000	0.000	2.050	7.18E-01	2.67E-02	2.51E-01</		

175	1)	Rettangolare	0.45 x 5.89	(M.39.4)	0.450	5.890	0.000	0.000	5.890	2.65E+00	1.74E-01	7.66E+00	4.47E-02	2.21E+00
176	1)	Rettangolare	0.45 x 1.67	(M.41.4)	0.450	1.670	0.000	0.000	1.670	7.52E-01	4.26E-02	1.75E-01	1.27E-02	6.26E-01
177	1)	Rettangolare	1.66 x 0.50	(M.42.4)	1.660	0.500	0.000	0.000	0.500	8.30E-01	5.64E-02	1.73E-02	1.91E-01	6.92E-01
178	1)	Rettangolare	2.53 x 0.50	(M.45.4)	2.530	0.500	0.000	0.000	0.500	1.27E+00	9.41E-02	2.64E-02	6.75E-01	1.05E+00
179	1)	Rettangolare	2.06 x 0.50	(M.48.4)	2.060	0.500	0.000	0.000	0.500	1.03E+00	7.38E-02	2.15E-02	3.64E-01	8.58E-01
180	1)	Rettangolare	2.23 x 0.50	(M.51.4)	2.230	0.500	0.000	0.000	0.500	1.12E+00	8.11E-02	2.32E-02	4.62E-01	9.29E-01
181	1)	Rettangolare	1.24 x 0.50	(M.52.4)	1.240	0.500	0.000	0.000	0.500	6.20E-01	3.83E-02	1.29E-02	7.94E-02	5.17E-01
182	1)	Rettangolare	5.30 x 0.50	(M.53.4)	5.300	0.500	0.000	0.000	0.500	2.65E+00	2.12E-01	5.52E-02	6.20E+00	2.21E+00
183	1)	Rettangolare	2.21 x 0.40	(M.61.4)	2.210	0.400	0.000	0.000	0.400	8.84E-01	4.27E-02	1.18E-02	3.60E-01	7.37E-01
184	1)	Rettangolare	0.82 x 0.40	(M.63.4)	0.820	0.400	0.000	0.000	0.400	3.28E-01	1.19E-02	4.37E-03	1.84E-02	2.73E-01
185	1)	Rettangolare	1.83 x 0.40	(M.65.4)	1.830	0.400	0.000	0.000	0.400	7.32E-01	3.43E-02	9.76E-03	2.04E-01	6.10E-01
186	1)	Rettangolare	0.80 x 0.40	(M.67.4)	0.800	0.400	0.000	0.000	0.400	3.20E-01	1.15E-02	4.27E-03	1.71E-02	2.67E-01
187	1)	Rettangolare	1.50 x 0.40	(M.68.4)	1.500	0.400	0.000	0.000	0.400	6.00E-01	2.69E-02	8.00E-03	1.13E-01	5.00E-01
188	1)	Rettangolare	3.40 x 0.45	(M.69.4)	3.400	0.450	0.000	0.000	0.450	1.53E+00	9.69E-02	2.58E-02	1.47E+00	1.28E+00
189	1)	Rettangolare	5.72 x 0.35	(M.70.4)	5.720	0.350	0.000	0.000	0.350	2.00E+00	8.01E-02	2.04E-02	5.46E+00	1.67E+00
190	1)	Rettangolare	1.62 x 0.50	(M.72.4)	1.620	0.500	0.000	0.000	0.500	8.10E-01	5.47E-02	1.69E-02	1.77E-01	6.75E-01
191	1)	Rettangolare	2.49 x 0.50	(M.75.4)	2.490	0.500	0.000	0.000	0.500	1.25E+00	9.24E-02	2.59E-02	6.43E-01	1.04E+00
192	1)	Rettangolare	2.44 x 0.50	(M.76.4)	2.440	0.500	0.000	0.000	0.500	1.22E+00	9.02E-02	2.54E-02	6.05E-01	1.02E+00
193	1)	Rettangolare	1.61 x 0.50	(M.79.4)	1.610	0.500	0.000	0.000	0.500	8.05E-01	5.43E-02	1.68E-02	1.74E-01	6.71E-01
194	1)	Rettangolare	1.17 x 0.40	(M.80.4)	1.170	0.400	0.000	0.000	0.400	4.68E-01	1.96E-02	6.24E-03	5.34E-02	3.90E-01
195	1)	Rettangolare	3.85 x 0.40	(M.83.4)	3.850	0.400	0.000	0.000	0.400	1.54E+00	7.85E-02	2.05E-02	1.90E+00	1.28E+00
196	1)	Rettangolare	1.20 x 0.40	(M.86.4)	1.200	0.400	0.000	0.000	0.400	4.80E-01	2.03E-02	6.40E-03	5.76E-02	4.00E-01
197	1)	Rettangolare	0.45 x 1.20	(S.2 (1/4) .4)	0.450	1.200	0.000	0.000	1.200	5.40E-01	2.77E-02	6.48E-02	9.11E-03	4.50E-01
198	1)	Rettangolare	0.45 x 1.10	(F.3 (1/4) .4)	0.450	1.100	0.000	0.000	1.100	4.95E-01	2.46E-02	4.99E-02	8.35E-03	4.13E-01
199	1)	Rettangolare	0.40 x 0.90	(S.17 (16/18) .4)	0.400	0.900	0.000	0.000	0.900	3.60E-01	1.37E-02	2.43E-02	4.80E-03	3.00E-01
200	1)	Rettangolare	0.40 x 1.20	(S.22 (21/23) .4)	0.400	1.200	0.000	0.000	1.200	4.80E-01	2.03E-02	5.76E-02	6.40E-03	4.00E-01
201	1)	Rettangolare	0.35 x 0.90	(S.27 (26/28) .4)	0.350	0.900	0.000	0.000	0.900	3.15E-01	9.66E-03	2.13E-02	3.22E-03	2.63E-01
202	1)	Rettangolare	0.50 x 1.20	(S.43 (42/45) .4)	0.500	1.200	0.000	0.000	1.200	6.00E-01	3.66E-02	7.20E-02	1.25E-02	5.00E-01
203	1)	Rettangolare	0.50 x 1.10	(F.44 (42/45) .4)	0.500	1.100	0.000	0.000	1.100	5.50E-01	3.23E-02	5.55E-02	1.15E-02	4.58E-01
204	1)	Rettangolare	0.40 x 1.10	(F.82 (80/83) .4)	0.400	1.100	0.000	0.000	1.100	4.40E-01	1.81E-02	4.44E-02	5.87E-03	3.67E-01
205	1)	Rettangolare	0.40 x 0.35	(T.19 (56/61) .4)	0.400	0.350	0.000	0.000	0.350	1.40E-01	2.70E-03	1.43E-03	1.87E-03	1.17E-01
206	1)	Rettangolare	0.15 x 0.90	(T.56 (55/57) .4)	0.150	0.900	0.000	0.000	0.900	1.35E-01	9.26E-04	9.11E-03	2.53E-04	1.13E-01
207	1)	Rettangolare	0.45 x 3.25	(S.21 (20/22) .2)	0.450	3.250	0.000	0.000	3.250	1.46E+00	9.22E-02	1.29E+00	2.47E-02	1.22E+00
208	1)	Rettangolare	0.25 x 2.45	(S.20 (19/21) .3)	0.250	2.450	0.000	0.000	2.450	6.13E-01	1.22E-02	3.06E-01	3.19E-03	5.10E-01
209	1)	Rettangolare	0.50 x 3.25	(S.69 (68/70) .2)	0.500	3.250	0.000	0.000	3.250	1.63E+00	1.25E-01	1.43E+00	3.39E-02	1.35E+00
210	1)	Rettangolare	0.40 x 1.05	(S.79 (78/80) .1)	0.400	1.050	0.000	0.000	1.050	4.20E-01	1.70E-02	3.86E-02	5.60E-03	3.50E-01
211	1)	Rettangolare	0.40 x 3.00	(S.89 (87/90) .2)	0.400	3.000	0.000	0.000	3.000	1.20E+00	6.00E-02	9.00E-01	1.60E-02	1.00E+00

N°	Atz (m^2)
1	1.00E+00
2	8.07E-01
3	2.58E+00
4	2.70E+00
5	7.93E-01
6	7.60E-01
7	3.29E-01
8	1.40E-01
9	2.40E-01
10	2.46E+00
11	7.37E-01
12	6.38E-01
13	1.01E+00
14	7.13E-01
15	1.53E+00
16	5.63E-01
17	1.69E+00
18	1.29E+00
19	2.21E+00
20	8.57E-01
21	1.64E+00
22	5.78E-01
23	2.70E+00
24	7.88E-01
25	8.07E-01
26	1.16E+00
27	9.44E-01
28	1.02E+00
29	2.48E+00
30	2.60E-01
31	9.63E-02
32	4.38E-02
33	2.15E+00
34	2.16E+00
35	6.04E-01
36	5.81E-01
37	7.75E-01
38	7.92E-01
39	2.49E+00
40	1.28E+00
41	4.58E-01
42	1.43E+00
43	7.88E-01
44	1.14E+00
45	1.12E+00
46	7.84E-01
47	1.15E+00
48	1.16E+00
49	3.21E-01
50	5.04E-01
51	4.17E-01
52	2.60E-01
53	7.56E-01
54	2.63E-01

55	4.69E-01
56	5.21E-01
57	4.81E-01
58	1.44E-01
59	8.07E-01
60	2.47E+00
61	2.49E+00
62	7.93E-01
63	7.60E-01
64	1.40E-01
65	2.40E-01
66	8.03E-01
67	1.33E+00
68	1.37E+00
69	8.21E-01
70	5.74E-01
71	4.67E-01
72	5.93E-01
73	1.07E+00
74	5.10E-01
75	1.29E+00
76	1.41E+00
77	8.57E-01
78	2.69E+00
79	2.70E+00
80	5.68E-01
81	7.88E-01
82	8.07E-01
83	1.16E+00
84	9.44E-01
85	1.02E+00
86	2.48E+00
87	1.59E+00
88	6.07E-01
89	5.77E-01
90	5.07E-01
91	7.75E-01
92	7.83E-01
93	1.21E+00
94	1.28E+00
95	4.07E-01
96	7.80E-01
97	7.88E-01
98	1.14E+00
99	1.12E+00
100	7.84E-01
101	1.27E+00
102	1.25E+00
103	5.04E-01
104	1.38E+00
105	1.37E+00
106	1.43E+00
107	1.08E+00
108	1.50E+00
109	3.67E-01
110	1.50E-01
111	7.13E-01
112	2.24E+00
113	2.26E+00
114	7.00E-01
115	7.43E-01
116	1.12E+00
117	6.88E-01
118	4.70E-01
119	2.58E+00
120	4.46E-01
121	1.15E+00
122	6.83E-01
123	2.20E+00
124	2.21E+00
125	6.26E-01
126	7.13E-01
127	1.05E+00
128	8.58E-01
129	9.29E-01
130	2.21E+00
131	5.90E-01
132	1.41E+00
133	6.33E-01
134	6.60E-01
135	1.14E+00
136	1.67E+00
137	6.96E-01
138	1.04E+00
139	1.02E+00
140	6.71E-01
141	1.29E+00
142	1.26E+00
143	4.79E-01
144	4.58E-01
145	8.17E-01
146	5.98E-01
147	7.17E-01
148	4.31E-01
149	4.13E-01
150	6.33E-01
151	6.83E-01

152	3.83E-01
153	2.88E-01
154	6.41E-01
155	1.21E+00
156	1.42E+00
157	1.16E+00
158	6.30E-01
159	7.43E-01
160	1.40E-01
161	2.40E-01
162	1.73E+00
163	4.80E-01
164	1.36E+00
165	5.43E-01
166	3.50E-01
167	3.34E+00
168	1.15E+00
169	1.44E+00
170	5.10E-01
171	6.83E-01
172	4.13E-01
173	2.20E+00
174	4.65E-01
175	2.21E+00
176	6.26E-01
177	6.92E-01
178	1.05E+00
179	8.58E-01
180	9.29E-01
181	5.17E-01
182	2.21E+00
183	7.37E-01
184	2.73E-01
185	6.10E-01
186	2.67E-01
187	5.00E-01
188	1.28E+00
189	1.67E+00
190	6.75E-01
191	1.04E+00
192	1.02E+00
193	6.71E-01
194	3.90E-01
195	1.28E+00
196	4.00E-01
197	4.50E-01
198	4.13E-01
199	3.00E-01
200	4.00E-01
201	2.63E-01
202	5.00E-01
203	4.58E-01
204	3.67E-01
205	1.17E-01
206	1.13E-01
207	1.22E+00
208	5.10E-01
209	1.35E+00
210	3.50E-01
211	1.00E+00

Descrizione dei DATI ASTE

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

N°: numero progressivo dell'asta

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

Nome (Tipol.): stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la convenzione di PC.M:

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

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

R = pilastro in c.a.: R.i.j indica il pilastro i del piano j

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

H = pilastro in acciaio

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

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

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

Altre tipologie presenti in PC.E (non in PC.M) sono le seguenti:

Z = elemento di fondazione

K = collegamenti rigidi

O = controventi rigidi di solaio. Si tratta di aste create per maglie di solaio rigide contenute in piani flessibili. O.i.j-k indica il **controvento generato da solaio** i, e che unisce i nodi j e k. Può trattarsi di un'asta appartenente al perimetro del solaio, oppure di un'asta che collega un nodo della maglia al baricentro dell'area di solaio (B). La generazione dei controventi crea anche un'asta flessibile, che collega il baricentro dell'area di solaio ad un nodo fittizio (V) esterno posto a livello dell'impalcato inferiore, atta ad evitare l'insorgere di labilità per spostamenti del baricentro di solaio in direzione ortogonale al piano del solaio stesso. Diversamente dalle aste rigide generate nel piano del solaio, l'asta che collega (B) e (V) è un'asta flessibile, che non impedisce in alcun modo gli spostamenti del solaio nel proprio piano.

X = bielle di controvento. Si tratta di aste in acciaio, con vincolamento interno di biella, che in analisi non lineare sono reagenti solo a trazione. In compressione, per valori maggiori del valore corrispondente alla configurazione iniziale statica non sismica, l'asta viene considerata in sbandamento e

quindi non più reagente a sforzo normale

U = elementi reticolari murari

N = conci murari

J = giunti di conci murari

P = pilastri in muratura

Telaio (Allin.): indica il telaio di appartenenza dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura in collegamento con PC.M, il Telaio viene utilizzato per indicare l'allineamento cui l'asta (=parete) appartiene

Sigla: stringa alfanumerica associata all'asta

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

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

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

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

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

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

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

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

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

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

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

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

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

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

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

Scost. yi, yj, zi, zj: distanza di scostamento del baricentro della sezione dagli assi locali yz ai nodi i e j. Questo parametro è influente sul calcolo, ma nella modellazione colloca graficamente l'asta nella reale posizione

Pend.Somm.: pendenza della sommità, per pareti superiormente inclinate

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

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

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

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

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

Rigidità i xy, j xy, i xz, j xz: lunghezze tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j); i tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete.

Lungh. def. xy, xz: lunghezze di deformazione dell'asta, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

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

Prec.or.,vert.: tensione di precompressione orizzontale e verticale, utilizzata per aste in muratura (maschi murari)

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

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

Rinf.con arm. orizz.: X indica che la parete è rinforzata con armatura orizzontale a taglio. I parametri di rinforzo sono definiti nei Parametri di Calcolo e nei Dati Materiali in corrispondenza del materiale costituente la parete. La muratura rinforzata deve necessariamente essere muratura nuova

Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione (trasversale), **Nucleo scadente, Iniezioni, Intonaco armato**: caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2)

PressoFI.Compl., Taglio Scorr., Taglio Fess.Diag., Sf.Norm. Traz., PressoFI.Ortog.: X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

Drift PressoFI.,Taglio: specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC08 sono i seguenti: per muratura nuova ordinaria: press. 0.8%H, taglio 0.4%H; per muratura nuova armata: press. 1.2%H, taglio 0.6%H; per muratura esistente: press. 0.6%H, taglio 0.4%H. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete

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

Fasce:resist. a traz. intr., estr.: resistenza a trazione di un eventuale elemento teso posto all'intradosso o all'estradosso degli elementi appartenenti a fasce murarie (strisce, sottofinestra). La resistenza a trazione dell'elemento viene confrontata con il valore di riferimento 0.4 fhd ht (§7.8.2.2.4), essendo fhd la resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale e h,t le dimensioni della sezione trasversale della fascia: il minimo fra i due valori viene assunto come capacità resistente a trazione in intradosso o in estradosso, nell'ambito della verifica di sicurezza a pressoflessione complanare

As1,c1,NSez.1,As2,c2,NSez2: per la parete in muratura armata, sono indicati i dati delle armature al bordo iniziale 1 e finale 2, intendendo un orientamento equiverso all'asse locale complanare al piano della parete (asse z per pareti orientate secondo X, asse y per pareti orientate secondo Y). As = area dell'armatura, Sez. = numero della sezione (vd. Dati Sezioni) dell'eventuale pilastro (0 in caso di armatura inserita nelle cavità di blocchi semipieni), c = copriferro: distanza del baricentro dell'armatura dal bordo corrispondente

Spess.: spessore della parete muraria

es2 (app.sx e dx), es1 (sup.): eccentricità strutturali utilizzati in analisi statica lineare non sismica per l'applicazione del metodo semplificato (articolazione) previsto da [§4.5.6.2](#). es2, eccentricità del carico applicato dal solaio, è in valore assoluto e la sua posizione rispetto al piano medio della parete è determinata dall'essere a sinistra (sx) o a destra (dx), considerando un orientamento della sezione trasversale della parete equiverso con l'asse globale di riferimento (X o Y) parallelo al piano medio (piano complanare) della parete stessa. es1, eccentricità del carico trasmesso dalle pareti del piano sovrastante, è in segno positivo (se a destra) o negativo (se a sinistra)

Dati ASTE

N°	Verif.	Nome (Tipol.)	Telaio (Allin.)	Sigla	Nodo i	j	Vinc. i	j	N° Sez.	B (m)	H (m)	Ang. rot. (°)	Scost. (m) yi	Scost. (m) yj	Scost. (m) zi
1	X	M.1.1.	1X	1X	1	65	inc	inc	2	0.550	1.760	0.00	0.000	0.000	0.000
2	X	M.4.1.	1X	4X	2	49	inc	inc	3	0.550	5.630	0.00	0.000	0.000	0.000
3	X	M.6.1.	1X	6X	3	81	inc	inc	4	0.550	5.880	0.00	0.000	0.000	0.000
4	X	M.9.1.	1X	9X	4	57	inc	inc	5	0.550	1.730	0.00	0.000	0.000	0.000
5	X	M.10.1.	2X	10X	5	73	inc	inc	6	0.400	2.280	0.00	0.000	0.000	0.000
6	X	C.11.1.	2X	11X	6	89	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	-0.125	-0.125	0.000
7	X	M.12.1.	2X	12X	7	53	inc	inc	8	0.400	0.420	0.00	0.000	0.000	0.000
8	X	M.14.1.	2X	14X	8	61	inc	inc	9	0.400	0.720	0.00	0.000	0.000	0.000
9	X	M.15.1.	3X	15X	9	69	inc	inc	10	0.400	7.390	0.00	0.000	0.000	0.000
10	X	C.16.1.	4X	16X	10	77	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	0.000	0.000	0.000
11	X	M.17.1.	5X	17X	11	85	inc	inc	11	0.400	2.210	0.00	0.000	0.000	0.000
12	X	M.18.1.	5X	18X	12	93	inc	inc	12	0.250	3.060	0.00	0.075	0.075	0.000
13	X	M.20.1.	5X	20X	13	51	inc	inc	13	0.450	2.700	0.00	-0.025	-0.025	0.000
14	X	M.22.1.	5X	22X	14	55	inc	inc	14	0.450	1.900	0.00	-0.025	-0.025	0.000
15	X	M.23.1.	6X	23X	15	59	inc	inc	15	0.450	4.070	0.00	0.000	0.000	0.000
16	X	M.25.1.	6X	25X	16	63	inc	inc	16	0.450	1.500	0.00	0.000	0.000	0.000
17	X	M.27.1.	6X	27X	17	67	inc	inc	17	0.450	4.500	0.00	0.000	0.000	0.000
18	X	M.28.1.	7X45	28X	18	71	inc	inc	18	0.450	3.450	45.00	0.000	0.000	0.000
19	X	M.29.1.	8X	29X	19	75	inc	inc	19	0.400	6.620	0.00	0.000	0.000	0.000
20	X	M.30.1.	9X	30X	20	79	inc	inc	20	0.550	1.870	0.00	0.000	0.000	0.000
21	X	M.32.1.	9X	32X	21	83	inc	inc	21	0.550	3.570	0.00	0.000	0.000	0.000
22	X	M.35.1.	9X	35X	22	87	inc	inc	22	0.550	1.260	0.00	0.000	0.000	0.000
23	X	M.38.1.	9X	38X	23	91	inc	inc	23	0.550	5.890	0.00	0.000	0.000	0.000
24	X	M.40.1.	9X	40X	24	95	inc	inc	24	0.550	1.720	0.00	0.000	0.000	0.000
25	X	M.41.1.	1Y	1Y	25	50	inc	inc	25	1.760	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
26	X	M.44.1.	1Y	4Y	26	52	inc	inc	26	2.530	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
27	X	M.47.1.	1Y	7Y	27	54	inc	inc	27	2.060	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
28	X	M.49.1.	1Y	9Y	28	56	inc	inc	28	2.230	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
29	X	M.52.1.	1Y	12Y	29	58	inc	inc	29	5.400	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
30	X	C.53.1.	2Y	13Y	30	60	inc	inc	30	2.080	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
31	X	C.54.1.	3Y	14Y	31	62	inc	inc	31	0.770	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
32	X	C.56.1.	3Y	16Y	32	64	inc	inc	32	0.350	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
33	X	M.58.1.	4Y	18Y	33	66	inc	inc	33	5.740	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
34	X	M.60.1.	5Y	20Y	34	68	inc	inc	34	5.750	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
35	X	M.61.1.	6Y	21Y	35	70	inc	inc	35	1.610	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
36	X	M.63.1.	6Y	23Y	36	72	inc	inc	36	1.550	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
37	X	M.64.1.	7Y	24Y	37	74	inc	inc	37	1.860	0.500	0.00	0.000	0.000	0.000
38	X	M.66.1.	7Y	26Y	38	76	inc	inc	38	1.900	0.500	0.00	0.000	0.000	0.000
39	X	M.67.1.	8Y	27Y	39	78	inc	inc	39	6.650	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
40	X	M.68.1.	9Y45	28Y	40	80	inc	inc	40	3.400	0.450	45.00	0.000	0.000	0.000
41	X	M.69.1.	10Y	29Y	41	82	inc	inc	41	1.220	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
42	X	M.71.1.	10Y	31Y	42	84	inc	inc	42	3.820	0.450	0.00	0.000	0.000	0.000
43	X	M.72.1.	11Y	32Y	43	86	inc	inc	43	1.720	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
44	X	M.74.1.	11Y	34Y	44	88	inc	inc	44	2.480	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
45	X	M.75.1.	13Y	35Y	45	90	inc	inc	45	2.440	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
46	X	M.77.1.	13Y	37Y	46	92	inc	inc	46	1.710	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
47	X	M.78.1.	12Y	38Y	47	94	inc	inc	47	3.460	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
48	X	M.80.1.	12Y	40Y	48	96	inc	inc	48	3.490	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
49	X	S.2 (1/4) .1.	1X	2X	65	99	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
50	X	F.3 (1/4) .1.	1X	3X	1	2	inc	inc	50	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
51		K.S.5 (4/6) .1.	1X	5X	49	98	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
52	X	F.7 (6/9) .1.	1X	7X	3	4	inc	inc	50	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
53		K.S.8 (6/9) .1.	1X	8X	81	100	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
54	X	S.13 (12/14) .1.	2X	13X	53	61	inc	inc	51	0.400	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
55	X	S.19 (18/20) .1.	5X	19X	93	348	inc	inc	52	0.250	1.250	0.00	0.075	0.075	-0.625
56		K.S.21 (20/22) .1.	5X	21X	51	104	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
57		K.S.24 (23/25) .1.	6X	24X	59	107	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
58		K.S.26 (25/27) .1.	6X	26X	63	97	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
59	X	S.31 (30/32) .1.	9X	31X	79	83	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
60		K.S.33 (32/35) .1.	9X	33X	83	112	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
61	X	F.34 (32/35) .1.	9X	34X	21	22	inc	inc	50	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
62	X	S.36 (35/38) .1.	9X	36X	87	364	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
63	X	F.37 (35/38) .1.	9X	37X	22	23	inc	inc	50	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
64	X	S.39 (38/40) .1.	9X	39X	91	113	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
65	X	S.42 (41/44) .1.	1Y	2Y	50	337	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
66	X	F.43 (41/44) .1.	1Y	3Y	25	26	inc	inc	53	0.550	1.650	0.00	0.000	0.000	0.825
67	X	S.45 (44/47) .1.	1Y	5Y	52	347	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
68	X	F.46 (44/47) .1.	1Y	6Y	26	27	inc	inc	53	0.550	1.650	0.00	0.000	0.000	0.825
69	X	S.48 (47/49) .1.	1Y	8Y	54	56	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
70		K.S.50 (49/52) .1.	1Y	10Y	56	352	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
71	X	F.51 (49/52) .1.	1Y	11Y	28	29	inc	inc	53	0.550	1.650	0.00	0.000	0.000	0.825
72	X	S.57 (58/25) .1.	4Y	17Y	97	114	inc	inc	54	0.450	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
73	X	S.59 (60/4) .1.	5Y	19Y	98	115	inc	inc	55	0.450	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
74	X	S.62 (61/63) .1.	6Y	22Y	70	72	inc	inc	55	0.450	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
75	X	S.65 (64/66) .1.	7Y	25Y	74	118	inc	inc	56	0.500	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
76		K.S.70 (69/71) .1.	10Y	30Y	82	359	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
77	X	S.73 (72/74) .1.	11Y	33Y	86	88	inc	inc	57	0.550	1.050	0.00	0.000	0.000	-0.525
78	X	S.76 (75/77) .1.	13Y	36Y	90	92	inc	inc	57	0.550	1.050	0.00	0.000	0.000	-0.525
79		K.S.79 (78/80) .1.	12Y	39Y	94	122	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
80	X	T.55 (54/56) .1.	3Y	15Y	62	64	inc	inc	58	0.150	1.150	0.00	0.000	0.000	-0.575
81	X	M.1.2.	1X	1X	65	131	inc	inc	59	0.550	1.760	0.00	0.000	0.000	0.000

82	X	M.4.2.	1X	4X	99	126	inc	inc	60	0.550	5.380	0.00	0.000	0.000	0.000
83	X	M.6.2.	1X	6X	100	148	inc	inc	61	0.550	5.430	0.00	0.000	0.000	0.000
84	X	M.9.2.	1X	9X	57	152	inc	inc	62	0.550	1.730	0.00	0.000	0.000	0.000
85	X	M.10.2.	2X	10X	73	157	inc	inc	63	0.400	2.280	0.00	0.000	0.000	0.000
86	X	C.11.2.	2X	11X	89	161	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	-0.125	-0.125	0.000
87	X	M.12.2.	2X	12X	53	171	inc	inc	64	0.400	0.420	0.00	0.000	0.000	0.000
88	X	M.14.2.	2X	14X	61	202	inc	inc	65	0.400	0.720	0.00	0.000	0.000	0.000
89	X	M.15.2.	3X	15X	101	129	inc	inc	66	0.400	2.410	0.00	0.000	0.000	0.000
90	X	M.17.2.	3X	17X	102	134	inc	inc	67	0.400	3.980	0.00	0.000	0.000	0.000
91	X	C.18.2.	4X	18X	77	137	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	0.000	0.000	0.000
92	X	M.19.2.	5X	19X	103	150	inc	inc	68	0.250	6.560	0.00	0.075	0.075	0.000
93	X	M.20.2.	5X	20X	104	154	inc	inc	69	0.450	2.190	0.00	-0.025	-0.025	0.000
94	X	M.22.2.	5X	22X	105	159	inc	inc	70	0.450	1.530	0.00	-0.025	-0.025	0.000
95	X	M.23.2.	6X	23X	106	165	inc	inc	71	0.400	1.400	0.00	0.000	0.000	0.000
96	X	M.25.2.	6X	25X	107	173	inc	inc	72	0.400	1.780	0.00	0.000	0.000	0.000
97	X	M.27.2.	6X	27X	108	125	inc	inc	73	0.400	3.220	0.00	0.000	0.000	0.000
98	X	M.29.2.	6X	29X	109	127	inc	inc	74	0.400	1.530	0.00	0.000	0.000	0.000
99	X	M.30.2.	7X45	30X	71	128	inc	inc	75	0.450	3.450	45.00	0.000	0.000	0.000
100	X	M.31.2.	8X	31X	110	130	inc	inc	71	0.400	1.400	0.00	0.000	0.000	0.000
101	X	M.33.2.	8X	33X	111	132	inc	inc	76	0.400	4.220	0.00	0.000	0.000	0.000
102	X	M.34.2.	9X	34X	79	133	inc	inc	77	0.550	1.870	0.00	0.000	0.000	0.000
103	X	M.37.2.	9X	37X	112	135	inc	inc	78	0.550	5.870	0.00	0.000	0.000	0.000
104	X	M.40.2.	9X	40X	91	136	inc	inc	79	0.550	5.890	0.00	0.000	0.000	0.000
105	X	M.41.2.	9X	41X	113	138	000111	000011	80	0.550	1.240	0.00	0.000	0.000	0.000
106	X	M.42.2.	9X	42X	95	139	inc	inc	81	0.550	1.720	0.00	0.000	0.000	0.000
107	X	M.43.2.	1Y	1Y	50	140	inc	inc	82	1.760	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
108	X	M.46.2.	1Y	4Y	52	141	inc	inc	83	2.530	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
109	X	M.49.2.	1Y	7Y	54	142	inc	inc	84	2.060	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
110	X	M.52.2.	1Y	10Y	56	143	inc	inc	85	2.230	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
111	X	M.55.2.	1Y	13Y	58	144	inc	inc	86	5.400	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
112	X	C.56.2.	2Y	14Y	60	145	inc	inc	30	2.080	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
113	X	C.57.2.	3Y	15Y	62	146	inc	inc	31	0.770	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
114	X	C.59.2.	3Y	17Y	64	147	inc	inc	32	0.350	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
115	X	M.61.2.	4Y	19Y	114	149	inc	inc	87	4.760	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
116	X	M.63.2.	5Y	21Y	115	151	inc	inc	88	1.820	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
117	X	M.65.2.	5Y	23Y	116	153	inc	inc	89	1.730	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
118	X	M.67.2.	5Y	25Y	117	155	inc	inc	90	1.520	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
119	X	M.68.2.	7Y	26Y	74	156	inc	inc	91	1.860	0.500	0.00	0.000	0.000	0.000
120	X	M.70.2.	7Y	28Y	118	158	inc	inc	92	1.880	0.500	0.00	0.000	0.000	0.000
121	X	M.71.2.	8Y	29Y	119	160	inc	inc	88	1.820	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
122	X	M.73.2.	8Y	31Y	120	162	inc	inc	93	3.630	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
123	X	M.74.2.	9X45	32Y	80	163	inc	inc	94	3.400	0.450	45.00	0.000	0.000	0.000
124	X	M.75.2.	10Y	33Y	82	164	inc	inc	95	1.220	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
125	X	M.77.2.	10Y	35Y	121	166	inc	inc	96	2.340	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
126	X	M.79.2.	11Y	37Y	86	167	inc	inc	97	1.720	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
127	X	M.82.2.	11Y	40Y	88	168	inc	inc	98	2.490	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
128	X	M.83.2.	13Y	41Y	90	169	inc	inc	99	2.440	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
129	X	M.86.2.	13Y	44Y	92	170	inc	inc	100	1.710	0.550	0.00	0.000	0.000	0.000
130	X	M.87.2.	12Y	45Y	122	172	inc	inc	101	3.800	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
131	X	M.90.2.	12Y	48Y	123	174	inc	inc	102	3.760	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
132		K.S.2(1/4).2.	1X	2X	131	178	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
133	X	F.3(1/4).2.	1X	3X	65	99	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
134		K.S.5(4/6).2.	1X	5X	126	369	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
135	X	S.7(6/9).2.	1X	7X	148	179	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
136	X	F.8(6/9).2.	1X	8X	100	57	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
137	X	S.13(12/14).2.	2X	13X	171	202	inc	inc	105	0.400	4.100	0.00	0.000	0.000	-2.050
138		K.S.16(15/17).2.	3X	16X	129	377	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
139		K.S.21(20/22).2.	5X	21X	154	182	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
140	X	S.24(23/25).2.	6X	24X	165	173	inc	inc	106	0.400	4.300	0.00	0.000	0.000	-2.150
141		K.S.26(25/27).2.	6X	26X	173	184	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
142	X	S.28(27/29).2.	6X	28X	125	185	inc	inc	107	0.400	3.250	0.00	0.000	0.000	-1.625
143	X	S.32(31/33).2.	8X	32X	130	132	inc	inc	106	0.400	4.300	0.00	0.000	0.000	-2.150
144		K.S.35(34/37).2.	9X	35X	133	186	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
145	X	F.36(34/37).2.	9X	36X	79	112	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
146		K.S.38(37/40).2.	9X	38X	135	176	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
147	X	F.39(37/40).2.	9X	39X	112	91	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
148		K.S.44(43/46).2.	1Y	2Y	140	188	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
149	X	F.45(43/46).2.	1Y	3Y	50	52	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
150	X	S.47(46/49).2.	1Y	5Y	141	382	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
151	X	F.48(46/49).2.	1Y	6Y	52	54	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
152	X	S.50(49/52).2.	1Y	8Y	142	143	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
153	X	F.51(49/52).2.	1Y	9Y	54	56	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
154	X	F.53(52/55).2.	1Y	11Y	56	58	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
155		K.S.54(52/55).2.	1Y	12Y	143	386	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
156	X	S.60(61/27).2.	4Y	18Y	175	149	inc	inc	108	0.400	4.500	0.00	-0.025	-0.025	-2.250
157	X	S.62(61/37).2.	4Y	20Y	149	176	inc	inc	108	0.400	4.500	0.00	-0.025	-0.025	-2.250
158		K.S.64(63/65).2.	5Y	22Y	151	190	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
159		K.S.66(65/67).2.	5Y	24Y	153	375	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
160		K.S.69(68/70).2.	7Y	27Y	156	192	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
161		K.S.72(71/73).2.	8Y	30Y	160	194	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
162		K.S.76(75/77).2.	10Y	34Y	164	392	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
163	X	S.78(77/40).2.	10Y	36Y	166	177	inc	inc	108	0.400	4.500	0.00	0.025	0.025	-2.250
164	X	F.80(79/82).2.	11Y	38Y	86	88	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
165		K.S.81(79/82).2.	11Y	39Y	167	197	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
166	X	S.84(83/86).2.	13Y	42Y	169	199	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
167	X	F.85(83/86).2.	13Y	43Y	90	92	inc	inc	103	0.550	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
168	X	F.88(87/90).2.	12Y	46Y	122	123	inc	inc	109	0.400	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
169		K.S.89(87/90).2.	12Y	47Y	172	200	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
170	X	T.58(57/59).2.	3Y	16Y	146	147	inc	inc	110	0.150	1.200	0.00	0.000	0.000	-0.600

179	X	M.15.3.	3X	15X	129	216	inc	inc	66	0.400	2.410	0.00	0.000	0.000	0.000
180	X	M.17.3.	3X	17X	134	221	inc	inc	67	0.400	3.980	0.00	0.000	0.000	0.000
181	X	C.18.3.	4X	18X	137	223	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	0.000	0.000	0.000
182	X	M.19.3.	5X	19X	181	227	inc	inc	116	0.250	5.380	0.00	0.075	0.075	0.000
183	X	M.21.3.	5X	21X	182	231	inc	inc	117	0.350	2.360	0.00	0.025	0.025	0.000
184	X	M.23.3.	5X	23X	183	236	inc	inc	118	0.350	1.610	0.00	0.025	0.025	0.000
185	X	M.24.3.	6X	24X	184	241	inc	inc	119	0.350	8.860	0.00	-0.025	-0.025	0.000
186	X	M.26.3.	6X	26X	185	245	inc	inc	120	0.350	1.530	0.00	-0.025	-0.025	0.000
187	X	M.27.3.	7X45	27X	128	272	inc	inc	121	0.400	3.450	45.00	0.025	0.025	0.000
188	X	M.28.3.	8X	28X	130	273	inc	inc	71	0.400	1.400	0.00	0.000	0.000	0.000
189	X	M.30.3.	8X	30X	132	204	inc	inc	76	0.400	4.220	0.00	0.000	0.000	0.000
190	X	M.31.3.	9X	31X	186	206	inc	inc	122	0.450	1.820	0.00	-0.050	-0.050	0.000
191	X	M.34.3.	9X	34X	135	207	inc	inc	123	0.450	5.870	0.00	-0.050	-0.050	0.000
192	X	M.37.3.	9X	37X	136	208	inc	inc	124	0.450	5.890	0.00	-0.050	-0.050	0.000
193	X	M.40.3.	9X	40X	187	210	inc	inc	125	0.450	1.670	0.00	-0.050	-0.050	0.000
194	X	M.41.3.	1Y	1Y	188	212	inc	inc	126	1.710	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
195	X	M.44.3.	1Y	4Y	141	213	inc	inc	127	2.530	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
196	X	M.47.3.	1Y	7Y	142	214	inc	inc	128	2.060	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
197	X	M.50.3.	1Y	10Y	143	215	inc	inc	129	2.230	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
198	X	M.53.3.	1Y	13Y	189	217	inc	inc	130	5.300	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
199	X	C.54.3.	2Y	14Y	145	218	inc	inc	30	2.080	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
200	X	C.55.3.	3Y	15Y	146	219	inc	inc	31	0.770	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
201	X	C.57.3.	3Y	17Y	147	220	inc	inc	32	0.350	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
202	X	M.58.3.	5Y	18Y	190	222	inc	inc	131	1.770	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
203	X	M.60.3.	5Y	20Y	191	224	inc	inc	132	4.240	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
204	X	M.61.3.	7Y	21Y	192	226	inc	inc	133	1.900	0.400	0.00	0.000	0.000	0.050
205	X	M.63.3.	7Y	23Y	193	228	inc	inc	134	1.980	0.400	0.00	0.000	0.000	0.050
206	X	M.64.3.	8Y	24Y	194	230	inc	inc	131	1.770	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
207	X	M.66.3.	8Y	26Y	195	232	inc	inc	135	3.430	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
208	X	M.67.3.	9Y45	27Y	163	233	inc	inc	94	3.400	0.450	45.00	0.000	0.000	0.000
209	X	M.68.3.	10Y	28Y	196	235	inc	inc	136	5.720	0.350	0.00	0.000	0.000	0.050
210	X	M.69.3.	11Y	29Y	197	237	inc	inc	137	1.670	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
211	X	M.72.3.	11Y	32Y	198	239	inc	inc	138	2.490	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
212	X	M.73.3.	13Y	33Y	169	240	inc	inc	139	2.440	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
213	X	M.76.3.	13Y	36Y	199	242	inc	inc	140	1.610	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
214	X	M.77.3.	12Y	37Y	200	244	inc	inc	141	3.870	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
215	X	M.80.3.	12Y	40Y	201	246	inc	inc	142	3.790	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
216	X	S.2(1/4).3.	1X	2X	229	247	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
217	X	F.3(1/4).3.	1X	3X	178	126	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
218		K.S.5(4/6).3.	1X	5X	238	400	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
219		K.S.7(6/9).3.	1X	7X	225	249	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
220	X	F.8(6/9).3.	1X	8X	148	179	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
221	X	S.13(12/14).3.	2X	13X	209	211	inc	inc	145	0.400	2.450	0.00	0.000	0.000	-1.225
222		K.S.16(15/17).3.	3X	16X	216	408	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
223		K.S.20(19/21).3.	5X	20X	227	252	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
224	X	S.22(21/23).3.	5X	22X	231	236	inc	inc	146	0.350	2.050	0.00	0.025	0.025	-1.025
225		K.S.25(24/26).3.	6X	25X	241	255	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
226	X	S.29(28/30).3.	8X	29X	273	256	inc	inc	147	0.400	2.150	0.00	0.000	0.000	-1.075
227	X	S.32(31/34).3.	9X	32X	206	258	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
228	X	F.33(31/34).3.	9X	33X	186	135	inc	inc	149	0.450	1.100	0.00	-0.050	-0.050	0.550
229	X	F.35(34/37).3.	9X	35X	135	136	inc	inc	149	0.450	1.100	0.00	-0.050	-0.050	0.550
230	X	S.36(34/37).3.	9X	36X	207	259	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
231	X	S.38(37/40).3.	9X	38X	208	260	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
232	X	F.39(37/40).3.	9X	39X	136	187	inc	inc	149	0.450	1.100	0.00	-0.050	-0.050	0.550
233		K.S.42(41/44).3.	1Y	2Y	212	261	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
234	X	F.43(41/44).3.	1Y	3Y	188	141	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
235	X	S.45(44/47).3.	1Y	5Y	213	413	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	-0.025	-0.025	-0.575
236	X	F.46(44/47).3.	1Y	6Y	141	142	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
237	X	S.48(47/50).3.	1Y	8Y	214	215	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	-0.025	-0.025	-0.575
238	X	F.49(47/50).3.	1Y	9Y	142	143	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
239		K.S.51(50/53).3.	1Y	11Y	215	417	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
240	X	F.52(50/53).3.	1Y	12Y	143	189	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
241	X	S.59(58/60).3.	5Y	19Y	222	406	inc	inc	150	0.400	1.900	0.00	-0.025	-0.025	-0.950
242	X	S.62(61/63).3.	7Y	22Y	226	265	inc	inc	151	0.400	2.050	0.00	0.050	0.050	-1.025
243	X	S.65(64/66).3.	8Y	25Y	230	232	inc	inc	150	0.400	1.900	0.00	0.025	0.025	-0.950
244		K.S.70(69/72).3.	11Y	30Y	237	268	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
245	X	F.71(69/72).3.	11Y	31Y	197	198	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
246	X	S.74(73/76).3.	13Y	34Y	240	242	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
247	X	F.75(73/76).3.	13Y	35Y	169	199	inc	inc	144	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
248	X	F.78(77/80).3.	12Y	38Y	200	201	inc	inc	109	0.400	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
249	X	S.79(77/80).3.	12Y	39Y	244	270	inc	inc	152	0.400	1.150	0.00	0.000	0.000	-0.575
250	X	T.56(55/57).3.	3Y	16Y	219	220	inc	inc	153	0.150	2.300	0.00	0.000	0.000	-1.150
251	X	M.1.4.	1X	1X	229	281	inc	inc	154	0.450	1.710	0.00	0.050	0.050	0.000
252	X	M.4.4.	1X	4X	247	300	inc	inc	155	0.450	3.230	0.00	0.050	0.050	0.000
253	X	M.7.4.	1X	7X	248	287	inc	inc	156	0.450	3.790	0.00	0.050	0.050	0.000
254	X	M.10.4.	1X	10X	249	304	inc	inc	157	0.450	3.100	0.00	0.050	0.050	0.000
255	X	M.13.4.	1X	13X	234	310	inc	inc	158	0.450	1.680	0.00	0.050	0.050	0.000
256	X	M.14.4.	2X	14X	243	317	inc	inc	159	0.400	2.230	0.00	0.000	0.000	0.000
257	X	C.15.4.	2X	15X	205	332	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	-0.125	-0.125	0.000
258	X	M.16.4.	2X	16X	209	275	inc	inc	160	0.400	0.420	0.00	0.000	0.000	0.000
259	X	M.18.4.	2X	18X	211	278	inc	inc	161	0.400	0.720	0.00	0.000	0.000	0.000
260	X	M.21.4.	3X	21X	250	284	inc	inc	162	0.400	5.200	0.00	0.000	0.000	0.000
261	X	M.23.4.	3X	23X	251	292	inc	inc	163	0.400	1.440	0.00	0.000	0.000	0.000
262	X	C.24.4.	4X	24X	223	298	inc	inc	7	0.150	2.630	0.00	0.000	0.000	0.000
263	X	M.25.4.	5X	25X	252	302	inc	inc	164	0.250	6.510	0.00	0.075	0.075	0.000
264	X	M.26.4.	5X	26X	253	306	inc	inc	165	0.350	1.860	0.00	0.025	0.025	0.000
265	X	M.28.4.	5X	28X	254	315	inc	inc	166	0.350	1.200	0.00	0.025	0.025	0.000
266	X	M.29.4.	6X	29X	255	319	inc	inc	167	0.350					

276	X	M.41.4.	9X	41X	210	286	inc	inc	176	0.450	1.670	0.00	-0.050	-0.050	0.000
277	X	M.42.4.	1Y	1Y	261	288	inc	inc	177	1.660	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
278	X	M.45.4.	1Y	4Y	213	289	inc	inc	178	2.530	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
279	X	M.48.4.	1Y	7Y	214	290	inc	inc	179	2.060	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
280	X	M.51.4.	1Y	10Y	215	291	inc	inc	180	2.230	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
281	X	M.52.4.	1Y	11Y	262	293	000011	000011	181	1.240	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
282	X	M.53.4.	1Y	12Y	217	294	inc	inc	182	5.300	0.500	0.00	0.000	0.000	-0.025
283	X	C.54.4.	2Y	13Y	218	295	inc	inc	30	2.080	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
284	X	C.55.4.	3Y	14Y	219	296	inc	inc	31	0.770	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
285	X	C.57.4.	3Y	16Y	220	297	inc	inc	32	0.350	0.150	0.00	0.000	0.000	0.000
286	X	M.61.4.	5Y	20Y	263	299	inc	inc	183	2.210	0.400	0.00	0.000	0.000	-0.025
287	X	M.63.4.	7Y	22Y	264	301	inc	inc	184	0.820	0.400	0.00	0.000	0.000	0.050
288	X	M.65.4.	7Y	24Y	265	303	inc	inc	185	1.830	0.400	0.00	0.000	0.000	0.050
289	X	M.67.4.	7Y	26Y	266	305	inc	inc	186	0.800	0.400	0.00	0.000	0.000	0.050
290	X	M.68.4.	8Y	27Y	267	307	inc	inc	187	1.500	0.400	0.00	0.000	0.000	0.025
291	X	M.69.4.	9Y45	28Y	233	308	inc	inc	188	3.400	0.450	45.00	0.000	0.000	0.000
292	X	M.70.4.	10Y	29Y	235	309	inc	inc	189	5.720	0.350	0.00	0.000	0.000	0.050
293	X	M.72.4.	11Y	31Y	268	311	inc	inc	190	1.620	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
294	X	M.75.4.	11Y	34Y	239	312	inc	inc	191	2.490	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
295	X	M.76.4.	13Y	35Y	240	313	inc	inc	192	2.440	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
296	X	M.79.4.	13Y	38Y	242	314	inc	inc	193	1.610	0.500	0.00	0.000	0.000	0.025
297	X	M.80.4.	12Y	39Y	269	316	inc	inc	194	1.170	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
298	X	M.83.4.	12Y	42Y	270	318	inc	inc	195	3.850	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
299	X	M.86.4.	12Y	45Y	271	320	inc	inc	196	1.200	0.400	0.00	0.000	0.000	0.000
300	X	S.2(1/4).4.	1X	2X	281	300	inc	inc	197	0.450	1.200	0.00	0.050	0.050	-0.600
301	X	F.3(1/4).4.	1X	3X	229	247	inc	inc	198	0.450	1.100	0.00	0.050	0.050	0.550
302	X	S.5(4/7).4.	1X	5X	300	287	inc	inc	197	0.450	1.200	0.00	0.050	0.050	-0.600
303	X	F.6(4/7).4.	1X	6X	247	248	inc	inc	198	0.450	1.100	0.00	0.050	0.050	0.550
304	X	S.8(7/10).4.	1X	8X	287	304	inc	inc	197	0.450	1.200	0.00	0.050	0.050	-0.600
305	X	F.9(7/10).4.	1X	9X	248	249	inc	inc	198	0.450	1.100	0.00	0.050	0.050	0.550
306	X	S.11(10/13).4.	1X	11X	304	310	inc	inc	197	0.450	1.200	0.00	0.050	0.050	-0.600
307	X	F.12(10/13).4.	1X	12X	249	234	inc	inc	198	0.450	1.100	0.00	0.050	0.050	0.550
308	X	S.17(16/18).4.	2X	17X	275	278	inc	inc	199	0.400	0.900	0.00	0.000	0.000	-0.450
309	X	S.22(21/23).4.	3X	22X	284	329	inc	inc	200	0.400	1.200	0.00	0.000	0.000	-0.600
310	X	S.27(26/28).4.	5X	27X	306	315	inc	inc	201	0.350	0.900	0.00	0.025	0.025	-0.450
311	X	S.33(32/34).4.	8X	33X	333	276	inc	inc	199	0.400	0.900	0.00	0.000	0.000	-0.450
312	X	S.43(42/45).4.	1Y	2Y	288	433	inc	inc	202	0.500	1.200	0.00	-0.025	-0.025	-0.600
313	X	F.44(42/45).4.	1Y	3Y	261	213	inc	inc	203	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
314	X	S.46(45/48).4.	1Y	5Y	289	441	inc	inc	202	0.500	1.200	0.00	-0.025	-0.025	-0.600
315	X	F.47(45/48).4.	1Y	6Y	213	214	inc	inc	203	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
316	X	S.49(48/51).4.	1Y	8Y	290	291	inc	inc	202	0.500	1.200	0.00	-0.025	-0.025	-0.600
317	X	F.50(48/51).4.	1Y	9Y	214	215	inc	inc	203	0.500	1.100	0.00	-0.025	-0.025	0.550
318		K.S.62(61/26).4.	5Y	21Y	299	323	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
319		K.S.64(63/65).4.	7Y	23Y	301	455	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
320	X	S.66(65/67).4.	7Y	25Y	303	446	inc	inc	199	0.400	0.900	0.00	0.050	0.050	-0.450
321	X	F.73(72/75).4.	11Y	32Y	268	239	inc	inc	203	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
322	X	S.74(72/75).4.	11Y	33Y	311	312	inc	inc	202	0.500	1.200	0.00	0.025	0.025	-0.600
323	X	F.77(76/79).4.	13Y	36Y	240	242	inc	inc	203	0.500	1.100	0.00	0.025	0.025	0.550
324	X	S.78(76/79).4.	13Y	37Y	313	314	inc	inc	202	0.500	1.200	0.00	0.025	0.025	-0.600
325	X	S.81(80/83).4.	12Y	40Y	316	318	inc	inc	200	0.400	1.200	0.00	0.000	0.000	-0.600
326	X	F.82(80/83).4.	12Y	41Y	269	270	inc	inc	204	0.400	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
327	X	S.84(83/86).4.	12Y	43Y	318	320	inc	inc	200	0.400	1.200	0.00	0.000	0.000	-0.600
328	X	F.85(83/86).4.	12Y	44Y	270	271	inc	inc	204	0.400	1.100	0.00	0.000	0.000	0.550
329		T.19(56/61).4.	3X	19X	322	323	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.005	0.005	-0.175
330		T.20(61/21).4.	3X	20X	323	437	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.000	0.000	-0.175
331		T.31(32/60).4.	8X	31X	324	450	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.000	0.000	-0.175
332	X	T.56(55/57).4.	3Y	15Y	296	322	inc	inc	206	0.150	0.900	0.00	0.000	0.000	-0.450
333		T.58(24/25).4.	3Y	17Y	325	326	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.125	0.125	-0.175
334		T.59(25/29).4.	3Y	18Y	326	327	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.125	0.125	-0.175
335		T.60(29/37).4.	3Y	19Y	327	324	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.125	0.125	-0.175
336		T.71(21/32).4.	13Y	30Y	284	333	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.000	0.335	-0.175
337		K.S.2(1/4).1:1.	1X	2X	99	49	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
338	X	S.8(6/9).1:1.	1X	8X	100	57	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
339	X	S.2(1/4).2:1.	1X	2X	178	126	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
340		K.S.7(6/9).2:1.	1X	7X	179	152	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
341		K.S.2(1/4).3:1.	1X	2X	247	238	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
342	X	S.5(4/6).3:1.	1X	5X	248	401	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
343	X	S.7(6/9).3:1.	1X	7X	249	234	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
344		K.	2X		73	338	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
345		K.	2X		89	339	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
346		K.	2X		157	180	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
347		K.	2X		161	374	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
348		K.:1.	2X		180	373	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
349		K.	2X		243	404	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
350		K.	2X		205	405	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
351		K.	2X		317	434	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
352		K.	2X		332	435	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
353		K.	3X		101	342	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
354		K.	3X		69	102	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
355	X	S.16(15/17).3:1.	3X	16X	250	221	inc	inc	147	0.400	2.150	0.00	0.000	0.000	-1.075
356		K.	3X		221	409	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
357		K.	5X		85	103	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
358		K.:1.	5X		103	93	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
359		K.S.21(20/22).1:1.	5X	21X	104	349	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
360		K.	5X		55	350	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
361		K.	5X		150	383	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
362		K.	5X		181	150	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
363	X	S.21(20/22).2:1.	5X	21X	182	183	inc	inc	207	0.450	3.250	0.00	-0.025	-0.025	-1.625
364		K.S.21(20/22).2:1:1.	5X	21X	183	384	inc	inc	1	0.000	0.00				

373	X	S.26 (25/27) .2:1.	6X	26X	184	175	inc	inc	106	0.400	4.300	0.00	0.000	0.000	-2.150
374		K.S.28 (27/29) .2:1.	6X	28X	185	387	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
375	X	S.25 (24/26) .3:1.	6X	25X	255	245	inc	inc	146	0.350	2.050	0.00	-0.025	-0.025	-1.025
376		K.	8X		110	75	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
377		K.	8X		75	111	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
378	X	S.29 (28/30) .3:1.	8X	29X	256	204	inc	inc	147	0.400	2.150	0.00	0.000	0.000	-1.075
379		K.	8X		204	257	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
380		K.S.33 (32/35) .1:1.	9X	33X	112	363	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
381	X	S.39 (38/40) .1:1.	9X	39X	113	95	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
382		K.	9X		136	138	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
383		K.	9X		138	187	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
384	X	S.35 (34/37) .2:1.	9X	35X	186	135	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
385		K.:1.	9X		187	139	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
386	X	S.32 (31/34) .3:1.	9X	32X	258	207	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
387	X	S.36 (34/37) .3:1.	9X	36X	259	427	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
388	X	S.38 (37/40) .3:1.	9X	38X	260	210	inc	inc	148	0.450	1.150	0.00	-0.050	-0.050	-0.575
389		K.	9X		277	279	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
390		K.	9X		279	328	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
391		K.	9X		280	282	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
392		K.	9X		282	453	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
393		K.	9X		283	285	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
394		K.	9X		285	286	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
395	X	S.44 (43/46) .2:1.	1Y	2Y	188	372	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
396		K.S.54 (52/55) .2:1.	1Y	12Y	189	144	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
397	X	S.42 (41/44) .3:1.	1Y	2Y	261	403	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	-0.025	-0.025	-0.575
398	X	S.51 (50/53) .3:1.	1Y	11Y	262	217	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	-0.025	-0.025	-0.575
399		K.	1Y		291	444	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
400		K.	1Y		293	294	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
401		K.	3Y		297	325	000011	000111	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
402		K.S.57 (58/25) .1:1.	4Y	17Y	114	66	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
403	X	S.59 (60/4) .1:1.	5Y	19Y	115	116	inc	inc	55	0.450	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
404		K.S.59 (60/4) .1:1.	5Y	19Y	116	340	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
405		K.	5Y		68	117	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
406	X	S.64 (63/65) .2:1.	5Y	22Y	190	153	inc	inc	105	0.400	4.100	0.00	-0.025	-0.025	-2.050
407	X	S.66 (65/67) .2:1.	5Y	24Y	191	155	inc	inc	105	0.400	4.100	0.00	-0.025	-0.025	-2.050
408		K.S.59 (58/60) .3:1.	5Y	19Y	263	224	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
409		K.S.65 (64/66) .1:1.	7Y	25Y	118	76	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
410	X	S.69 (68/70) .2:1.	7Y	27Y	192	193	inc	inc	209	0.500	3.250	0.00	0.000	0.000	-1.625
411		K.S.69 (68/70) .2:1.	7Y	27Y	193	158	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
412		K.	7Y		264	429	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
413	X	S.62 (61/63) .3:1.	7Y	22Y	265	228	inc	inc	151	0.400	2.050	0.00	0.050	0.050	-1.025
414		K.	7Y		228	421	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
415		K.	8Y		119	78	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
416		K.	8Y		78	120	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
417	X	S.72 (71/73) .2:1.	8Y	30Y	194	162	inc	inc	105	0.400	4.100	0.00	0.025	0.025	-2.050
418		K.	8Y		162	195	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
419		K.	8Y		232	407	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
420		K.S.70 (69/71) .1:1.	10Y	30Y	121	84	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
421		K.S.76 (75/77) .2:1.	10Y	34Y	196	166	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
422	X	S.81 (79/82) .2:1.	11Y	39Y	197	198	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
423		K.S.81 (79/82) .2:1.	11Y	39Y	198	168	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
424	X	S.70 (69/72) .3:1.	11Y	30Y	268	239	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
425		K.S.84 (83/86) .2:1.	13Y	42Y	199	170	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
426		K.	13Y		330	313	000011	000111	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
427	X	S.79 (78/80) .1:1.	12Y	39Y	122	123	inc	inc	210	0.400	1.050	0.00	0.000	0.000	-0.525
428		K.S.79 (78/80) .1:1.	12Y	39Y	123	96	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
429	X	S.89 (87/90) .2:1.	12Y	47Y	200	201	inc	inc	211	0.400	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
430		K.S.89 (87/90) .2:1.	12Y	47Y	201	174	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
431		K.	12Y		269	244	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
432	X	S.79 (77/80) .3:1.	12Y	39Y	270	246	inc	inc	152	0.400	1.150	0.00	0.000	0.000	-0.575
433		K.	12Y		246	271	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
434	X	S.26 (25/27) .1:1.	6X	26X	97	108	inc	inc	55	0.450	1.250	0.00	0.000	0.000	-0.625
435	X	S.5 (4/6) .1:1.	1X	5X	98	335	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
436		K.S.26 (25/27) .2:1.	6X	26X	175	125	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
437	X	S.38 (37/40) .2:1.	9X	38X	176	177	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
438		K.S.38 (37/40) .2:1.	9X	38X	177	136	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
439		K.:1.	5X		321	306	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
440	X	T.56 (55/57) .4:1.	3Y	15Y	322	297	inc	inc	206	0.150	0.900	0.00	0.000	0.000	-0.450
441	X	S.62 (61/26) .4:1.	5Y	21Y	323	321	inc	inc	199	0.400	0.900	0.00	-0.025	-0.025	-0.450
442		T.60 (29/37) .4:1.	3Y	19Y	324	328	inc	inc	205	0.400	0.350	0.00	0.125	0.125	-0.175
443		K.:1.	5X		326	321	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
444		K.:1.	9X		328	280	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
445		K.S.22 (21/23) .4:1.	3X	22X	329	292	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
446		K.	1X		65	334	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
447		K.	1Y		334	50	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
448		K.S.5 (4/6) .1:1.	1X	5X	335	81	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
449		K.	8Y		335	119	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
450		K.	1X		57	336	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
451		K.	11Y		336	86	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
452		K.S.42 (41/44) .1:1.	1Y	2Y	337	52	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
453		K.	2X		73	337	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
454		K.:1.	2X		338	89	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
455		K.	2Y		338	60	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
456		K.:1.	2X		339	53	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
457		K.	3Y		339	62	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
458		K.S.59 (60/4) .1:1.	5Y	19Y	340	68	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
459		K.	2X		61	340	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
460		K.	3X		101	341	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
461		K.	8Y		341	120	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
462		K.:1.	3X		342	69									

470		K.	3Y		346	64	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
471		K.S.45(44/47).1:1.	1Y	5Y	347	54	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
472		K.	5X		85	347	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
473		K.S.19(18/20).1:1.	5X	19X	348	51	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
474		K.	5Y		348	117	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
475	X	S.21(20/22).1:1:1.	5X	21X	349	55	inc	inc	55	0.450	1.250	0.00	-0.025	-0.025	-0.625
476		K.	6Y		349	70	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
477		K.:1.	5X		350	105	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
478		K.	7Y		350	366	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
479		K.	9Y45		351	367	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
480	X	S.50(49/52).1:1.	1Y	10Y	352	58	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
481		K.	6X		106	352	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
482		K.S.26(25/27).1:1:1.	6X	26X	353	67	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
483		K.	6Y		353	72	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
484		K.:1.	6X		354	109	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
485		K.	7Y		354	357	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
486		K.	7X45		71	355	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
487		K.	6X		355	109	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
488		K.	7X45		71	358	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
489		K.	8X		356	110	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
490		K.:1.	7Y		357	76	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
491		K.	7X45		355	357	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
492		K.:1.	7X45		358	356	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
493		K.	10Y		358	82	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
494	X	S.70(69/71).1:1.	10Y	30Y	359	121	inc	inc	54	0.450	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
495		K.	8X		111	360	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
496		K.	13Y		360	90	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
497		K.	12Y		361	96	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
498		K.	9X		79	362	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
499		K.	1Y		362	58	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
500	X	S.33(32/35).1:1:1.	9X	33X	363	87	inc	inc	49	0.550	0.700	0.00	0.000	0.000	-0.350
501		K.	4Y		363	66	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
502		K.S.36(35/38).1:1.	9X	36X	364	91	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
503		K.	10Y		364	84	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
504		K.	9X		95	365	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
505		K.	13Y		365	92	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
506		K.:1.	7Y		366	74	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
507		K.	9Y45		351	366	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
508		K.:1.	9Y45		367	80	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
509		K.	8Y		367	341	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
510		K.:1.	3X		343	344	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
511		K.:1.	8X		360	361	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
512		K.	1X		131	368	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
513		K.	1Y		368	140	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
514	X	S.5(4/6).2:1.	1X	5X	369	370	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
515		K.	5Y		369	151	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
516		K.S.5(4/6).2:1:1.	1X	5X	370	148	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
517		K.	8Y		370	160	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
518		K.	1X		152	371	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
519		K.	11Y		371	167	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
520		K.S.44(43/46).2:1:1.	1Y	2Y	372	141	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
521		K.	2X		157	372	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
522		K.:1:1.	2X		373	161	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
523		K.	2Y		373	145	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
524		K.:1.	2X		374	171	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
525		K.	3Y		374	146	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
526	X	S.66(65/67).2:1.	5Y	24Y	375	191	inc	inc	105	0.400	4.100	0.00	-0.025	-0.025	-2.050
527		K.	2X		202	375	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
528		K.	3X		129	376	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
529		K.	8Y		376	195	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
530	X	S.16(15/17).2:1.	3X	16X	377	134	inc	inc	106	0.400	4.300	0.00	0.000	0.000	-2.150
531		K.	9Y45		377	163	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
532		K.	3X		134	378	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
533		K.	11Y		378	168	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
534		K.	3X		378	379	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
535		K.	12Y		379	172	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
536		K.	4X		137	380	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
537		K.	2Y		380	145	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
538		K.	4X		137	381	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
539		K.	3Y		381	147	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
540		K.S.47(46/49).2:1.	1Y	5Y	382	142	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
541		K.	5X		181	382	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
542		K.:1.	5X		383	154	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
543		K.	5Y		383	155	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
544		K.S.21(20/22).2:1:1:1.	5X	21X	384	159	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
545		K.	7Y		384	397	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
546		K.	5X		159	385	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
547		K.	9Y45		385	398	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
548	X	S.54(52/55).2:1.	1Y	12Y	386	189	inc	inc	104	0.550	3.000	0.00	0.000	0.000	-1.500
549		K.	6X		165	386	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
550		K.S.28(27/29).2:1:1.	6X	28X	387	127	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
551		K.	7Y		387	390	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
552		K.	7X45		128	388	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
553		K.	6X		388	127	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
554		K.	7X45		128	391	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
555		K.	8X		389	130	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
556		K.:1.	7Y		390	158	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
557		K.	7X45		388	390	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
558		K.:1.	7X45		391	389	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
559		K.	10Y		391	164	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
560	X	S.76(75/77).2:1.	10Y	34Y	392	196	inc	inc	211	0.400	3.000	0.00	0.025	0.025	-1.500
561		K.	8X		389	392	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
562		K.	8X		132	393	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
563		K.	13Y		393	169	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000		

567		K.	1Y		395	144	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
568		K.	9X		139	396	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
569		K.	13Y		396	170	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
570		K.:1.	7Y		397	156	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
571		K.	9Y45		385	397	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
572		K.:1.	9Y45		398	163	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
573		K.	8Y		398	376	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
574		K.	1X		229	399	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
575		K.	1Y		399	212	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
576	X	S.5 (4/6) .3:1.	1X	5X	400	248	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	0.025	0.025	-0.575
577		K.	5Y		400	222	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
578		K.S.5 (4/6) .3:1:1.	1X	5X	401	225	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
579		K.	8Y		401	230	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
580		K.	1X		234	402	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
581		K.	11Y		402	237	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
582		K.S.42 (41/44) .3:1:1.	1Y	2Y	403	213	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
583		K.	2X		243	403	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
584		K.:1.	2X		404	205	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
585		K.	2Y		404	218	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
586		K.:1.	2X		405	209	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
587		K.	3Y		405	219	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
588		K.S.59 (58/60) .3:1.	5Y	19Y	406	263	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
589		K.	2X		211	406	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
590		K.:1.	8Y		407	267	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
591		K.	3X		216	407	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
592	X	S.16 (15/17) .3:1.	3X	16X	408	250	inc	inc	147	0.400	2.150	0.00	0.000	0.000	-1.075
593		K.	9Y45		408	233	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
594		K.:1.	3X		409	251	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
595		K.	11Y		409	239	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
596		K.	12Y		410	269	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
597		K.	4X		223	411	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
598		K.	2Y		411	218	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
599		K.	4X		223	412	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
600		K.	3Y		412	220	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
601		K.S.45 (44/47) .3:1.	1Y	5Y	413	214	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
602		K.	5X		227	413	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
603		K.S.20 (19/21) .3:1:1.	5X	20X	414	253	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
604		K.	5Y		414	224	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
605		K.	5X		254	415	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
606		K.	7Y		415	264	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
607		K.	9Y45		416	430	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
608	X	S.51 (50/53) .3:1.	1Y	11Y	417	262	inc	inc	143	0.500	1.150	0.00	-0.025	-0.025	-0.575
609		K.	6X		241	417	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
610		K.	6X		245	418	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
611		K.	7Y		418	266	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
612		K.	7X45		272	419	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
613		K.	6X		419	418	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
614		K.	7X45		272	422	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
615		K.	8X		420	273	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
616		K.:1.	7Y		421	266	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
617		K.	7X45		419	421	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
618		K.:1.	7X45		422	420	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
619		K.	10Y		422	423	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
620		K.:1.	10Y		423	235	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
621		K.	8X		420	423	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
622		K.	8X		257	424	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
623		K.	13Y		424	240	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
624		K.	12Y		425	271	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
625		K.	9X		206	426	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
626		K.	1Y		426	217	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
627		K.S.36 (34/37) .3:1:1.	9X	36X	427	208	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
628		K.	10Y		427	235	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
629		K.	9X		210	428	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
630		K.	13Y		428	242	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
631		K.:1.	5X		415	416	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
632		K.:1.	7Y		429	226	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
633		K.	9Y45		416	429	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
634		K.:1.	9Y45		430	233	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
635		K.	8Y		430	267	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
636		K.:1.	8X		424	425	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
637		K.	1X		281	431	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
638		K.	1Y		431	288	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
639		K.	1X		310	432	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
640		K.	11Y		432	311	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
641		K.S.43 (42/45) .4:1.	1Y	2Y	433	289	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
642		K.	2X		317	433	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
643		K.:1.	2X		434	332	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
644		K.	2Y		434	295	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
645		K.:1.	2X		435	275	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
646		K.	3Y		435	296	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
647		K.	2X		278	436	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
648		K.	5Y		436	299	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
649		K.T.20 (61/21) .4:1.	3X	20X	437	438	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
650		K.	8Y		437	307	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
651		K.T.20 (61/21) .4:1:1.	3X	20X	438	284	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
652		K.	9Y45		438	308	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
653		K.	11Y		329	312	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
654		K.	3X		292	439	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
655		K.	12Y		439	316	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
656		K.	4X		298	440	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
657		K.	2Y		440	295	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
658		K.	4X		298	325	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
659		K.S.46 (45/48) .4:1.	1Y	5Y	441	290	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
660		K.	5X		302	441	inc	001000	1	0.000	0.000</				

664		K.	9Y45		443	456	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
665		K.:1.	1Y		444	293	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
666		K.	6X		319	327	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
667		K.:1.	6X		327	444	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
668		K.	6X		319	445	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
669		K.	7Y		445	305	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
670		K.S.66 (65/67) .4:1.	7Y	25Y	446	305	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
671		K.	7X45		331	447	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
672		K.:1.	7X45		447	446	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
673		K.	6X		447	445	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
674		K.T.31 (32/60) .4:1.	8X	31X	448	333	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
675		K.	7X45		331	449	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
676		K.:1.	7X45		449	448	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
677		K.	10Y		449	450	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
678		K.T.31 (32/60) .4:1.	8X	31X	450	448	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
679		K.:1.	10Y		450	309	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
680		K.	8X		333	276	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
681		K.	8X		276	330	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
682		K.	8X		330	451	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
683		K.	12Y		451	320	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
684		K.	9X		277	452	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
685		K.	1Y		452	294	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
686		K.:1.	9X		453	283	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
687		K.	10Y		453	309	001000	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
688		K.	9X		286	454	inc	001000	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
689		K.	13Y		454	314	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
690	X	S.64 (63/65) .4:1.	7Y	23Y	455	303	inc	inc	199	0.400	0.900	0.00	0.050	0.050	-0.450
691		K.	9Y45		443	455	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
692		K.:1.	9Y45		456	308	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
693		K.	8Y		456	307	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
694		K.:1.	5X		105	351	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
695		K.:1.	3X		251	410	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
696		K.:1.	8X		356	359	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
697		K.	1X		57	100	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
698		K.	11Y		198	197	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
699		K.	9X		186	135	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
700		K.	1X		126	178	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
701		K.	11Y		239	268	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000
702		K.	1X		234	249	inc	inc	1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000

N°	Scost. (m) zj	q, lim (kgf/cm^2)	%K elast. (rig.fess.)	Lungh. (m)	Rig. (m) i, xy	Rig. (m) j, xy	Rig. (m) i, xz	Rig. (m) j, xz	Lungh.def. (m) xy	xz	Inf. rig.	N° Mat.	E (kgf/cm^2)	G	f, m
1	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
2	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
3	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
4	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
5	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
6	0.000	4.50	50	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		1	310000	130000	0.0
7	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
8	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
9	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
10	0.000	4.50	50	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		1	310000	130000	0.0
11	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
12	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
13	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
14	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
15	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
16	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
17	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.250	3.250	2.000		2	8700	2900	10.0
18	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
19	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
20	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.950	3.250	2.300		2	8700	2900	10.0
21	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
22	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	0.700	3.250	1.450		2	8700	2900	10.0
23	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	1.100	1.050	3.250	1.100		2	8700	2900	10.0
24	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	1.050	3.250	2.200		2	8700	2900	10.0
25	0.000	4.50	100	3.250	1.650	0.700	0.000	0.000	0.900	3.250		2	8700	2900	10.0
26	0.000	4.50	100	3.250	1.650	0.700	0.000	0.000	0.900	3.250		2	8700	2900	10.0
27	0.000	4.50	100	3.250	1.650	0.700	0.000	0.000	0.900	3.250		2	8700	2900	10.0
28	0.000	4.50	100	3.250	1.650	0.700	0.000	0.000	0.900	3.250		2	8700	2900	10.0
29	0.000	4.50	100	3.250	1.650	0.700	0.000	0.000	0.900	3.250		2	8700	2900	10.0
30	0.000	4.50	50	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		1	310000	130000	0.0
31	0.000	4.50	50	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		1	310000	130000	0.0
32	0.000	4.50	50	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		1	310000	130000	0.0
33	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.700	0.000	0.000	2.550	3.250		2	8700	2900	10.0
34	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.250	0.000	0.000	2.000	3.250		2	8700	2900	10.0
35	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.250	0.000	0.000	2.000	3.250		2	8700	2900	10.0
36	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.250	0.000	0.000	2.000	3.250		2	8700	2900	10.0
37	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.250	0.000	0.000	2.000	3.250		2	8700	2900	10.0
38	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.250	0.000	0.000	2.000	3.250		2	8700	2900	10.0
39	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
40	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.000	0.000	0.000	3.250	3.250		2	8700	2900	10.0
41	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.700	0.000	0.000	2.550	3.250		2	8700	2900	10.0
42	0.000	4.50	100	3.250	0.000	0.700	0.000	0.000	2.550	3.250		2	8700	2900	10.0
43	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
44	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
45	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
46	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
47	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
48	0.000	4.50	100	3.250	0.000	1.050	0.000	0.000	2.200	3.250		2	8700	2900	10.0
49	-0.350	4.50	100	4.810	0.000	0.000	0.880	2.690	4.810	1.240		2	8700	2900	10.0
50	0.550	4.50	100	4.935	0.000	0.000	0.880	2.815	4.935	1.240		2	8700	2900	10.0
51	0.000	4.50	100	0.915	0.000	0.000	0.000	0.000	0.915	0.915	X	1	310000	130000	0.0
52	0.550	4.50	100	5.095	0.000	0.000	2.940	0.865	5.095	1.290		2	8700	2900	10.0

53	0.000	4.50	100	0.225	0.000	0.000	0.000	0.000	0.225	0.225	X	1	310000	130000	0.0
54	-0.625	4.50	100	1.473	0.000	0.000	0.210	0.360	1.473	0.903		2	8700	2900	10.0
55	-0.625	4.50	100	2.990	0.000	0.000	1.530	0.460	2.990	1.000		2	8700	2900	10.0
56	0.000	4.50	100	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.028	X	1	310000	130000	0.0
57	0.000	4.50	100	1.575	0.000	0.000	0.000	0.000	1.575	1.575	X	1	310000	130000	0.0
58	0.000	4.50	100	0.270	0.000	0.000	0.000	0.000	0.270	0.270	X	1	310000	130000	0.0
59	-0.350	4.50	100	3.820	0.000	0.000	0.935	1.785	3.820	1.100		2	8700	2900	10.0
60	0.000	4.50	100	1.150	0.000	0.000	0.000	0.000	1.150	1.150	X	1	310000	130000	0.0
61	0.550	4.50	100	3.455	0.000	0.000	1.785	0.630	3.455	1.040		2	8700	2900	10.0
62	-0.350	4.50	100	4.770	0.000	0.000	0.630	2.900	4.770	1.240		2	8700	2900	10.0
63	0.550	4.50	100	4.815	0.000	0.000	0.630	2.945	4.815	1.240		2	8700	2900	10.0
64	-0.350	4.50	100	3.565	0.000	0.000	2.945	0.000	3.565	0.620		2	8700	2900	10.0
65	-0.350	4.50	100	3.370	0.000	0.000	0.880	1.250	3.370	1.240		2	8700	2900	10.0
66	0.825	4.50	100	3.385	0.000	0.000	0.880	1.265	3.385	1.240		2	8700	2900	10.0
67	-0.350	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.265	0.495	3.000	1.240		2	8700	2900	10.0
68	0.825	4.50	100	3.535	0.000	0.000	1.265	1.030	3.535	1.240		2	8700	2900	10.0
69	-0.350	4.50	100	3.585	0.000	0.000	1.030	1.115	3.585	1.440		2	8700	2900	10.0
70	0.000	4.50	100	0.565	0.000	0.000	0.000	0.000	0.565	0.565	X	1	310000	130000	0.0
71	0.825	4.50	100	5.055	0.000	0.000	1.115	2.700	5.055	1.240		2	8700	2900	10.0
72	-0.350	4.50	100	3.430	0.000	0.000	0.000	1.980	3.430	1.450		2	8700	2900	10.0
73	-0.625	4.50	100	0.634	0.000	0.000	0.000	0.000	0.634	0.634		2	8700	2900	10.0
74	-0.625	4.50	100	3.579	0.000	0.000	0.805	0.775	3.579	1.999		2	8700	2900	10.0
75	-0.625	4.50	100	3.267	0.000	0.000	0.930	0.937	3.267	1.400		2	8700	2900	10.0
76	0.000	4.50	100	0.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.120	0.120	X	1	310000	130000	0.0
77	-0.525	4.50	100	3.450	0.000	0.000	0.860	1.240	3.450	1.350		2	8700	2900	10.0
78	-0.525	4.50	100	3.415	0.000	0.000	1.220	0.855	3.415	1.340		2	8700	2900	10.0
79	0.000	4.50	100	0.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.170	0.170	X	1	310000	130000	0.0
80	-0.575	4.50	50	1.520	0.000	0.000	0.385	0.175	1.520	0.960		1	310000	130000	0.0
81	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
82	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	1.850	6.600	3.650		3	21750	7250	25.0
83	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
84	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
85	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
86	0.000	4.50	50	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		1	310000	130000	0.0
87	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.100	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
88	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.100	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
89	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
90	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
91	0.000	4.50	50	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		1	310000	130000	0.0
92	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
93	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	3.250	6.600	3.350		3	21750	7250	25.0
94	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	3.250	6.600	3.350		3	21750	7250	25.0
95	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
96	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
97	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	3.250	6.600	3.350		3	21750	7250	25.0
98	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	3.250	6.600	3.350		3	21750	7250	25.0
99	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
100	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
101	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	4.300	6.600	2.300		3	21750	7250	25.0
102	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
103	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
104	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	1.100	3.000	6.600	2.500		3	21750	7250	25.0
105	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
106	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
107	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
108	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
109	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
110	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
111	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
112	0.000	4.50	50	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		1	310000	130000	0.0
113	0.000	4.50	50	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		1	310000	130000	0.0
114	0.000	4.50	50	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		1	310000	130000	0.0
115	-0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.500	0.000	0.000	2.100	6.600		3	21750	7250	25.0
116	-0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.100	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
117	-0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.100	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
118	-0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.100	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
119	0.000	4.50	100	6.600	0.000	3.250	0.000	0.000	3.350	6.600		3	21750	7250	25.0
120	0.000	4.50	100	6.600	0.000	3.250	0.000	0.000	3.350	6.600		3	21750	7250	25.0
121	0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.100	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
122	0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.100	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
123	0.000	4.50	100	6.600	0.000	0.000	0.000	0.000	6.600	6.600		3	21750	7250	25.0
124	0.025	4.50	100	6.600	0.000	3.000	0.000	0.000	3.600	6.600		3	21750	7250	25.0
125	0.025	4.50	100	6.600	0.000	4.500	0.000	0.000	2.100	6.600		3	21750	7250	25.0
126	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
127	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
128	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
129	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
130	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
131	0.000	4.50	100	6.600	1.100	3.000	0.000	0.000	2.500	6.600		3	21750	7250	25.0
132	0.000	4.50	100	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.025	X	1	310000	130000	0.0
133	0.550	4.50	100	4.810	0.000	0.000	0.880	2.690	4.810	1.240		3	21750	7250	25.0
134	0.000	4.50	100	1.040	0.000	0.000	0.000	0.000	1.040	1.040	X	1	310000	130000	0.0
135	-1.500	4.50	100	4.845	0.000	0.000	2.715	0.840	4.845	1.290		3	21750	7250	25.0

150	-1.500	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.265	0.495	3.000	1.240		3	21750	7250	25.0
151	0.550	4.50	100	3.535	0.000	0.000	1.265	1.030	3.535	1.240		3	21750	7250	25.0
152	-1.500	4.50	100	3.585	0.000	0.000	1.030	1.115	3.585	1.440		3	21750	7250	25.0
153	0.550	4.50	100	3.585	0.000	0.000	1.030	1.115	3.585	1.440		3	21750	7250	25.0
154	0.550	4.50	100	5.055	0.000	0.000	1.115	2.700	5.055	1.240		3	21750	7250	25.0
155	0.000	4.50	100	0.565	0.000	0.000	0.000	0.000	0.565	0.565	X	1	310000	130000	0.0
156	-2.250	4.50	100	3.430	0.000	0.000	0.000	2.380	3.430	1.050		3	21750	7250	25.0
157	-2.250	4.50	100	3.485	0.000	0.000	2.380	0.000	3.485	1.105		3	21750	7250	25.0
158	0.000	4.50	100	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.026	X	1	310000	130000	0.0
159	0.000	4.50	100	0.368	0.000	0.000	0.000	0.000	0.368	0.368	X	1	310000	130000	0.0
160	0.000	4.50	100	0.125	0.000	0.000	0.000	0.000	0.125	0.125	X	1	310000	130000	0.0
161	0.000	4.50	100	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.024	X	1	310000	130000	0.0
162	0.000	4.50	100	0.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.120	0.120	X	1	310000	130000	0.0
163	-2.250	4.50	100	2.375	0.000	0.000	1.170	0.000	2.375	1.205		3	21750	7250	25.0
164	0.550	4.50	100	3.450	0.000	0.000	0.860	1.245	3.450	1.345		3	21750	7250	25.0
165	0.000	4.50	100	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.025	X	1	310000	130000	0.0
166	-1.500	4.50	100	3.365	0.000	0.000	1.220	0.805	3.365	1.340		3	21750	7250	25.0
167	0.550	4.50	100	3.415	0.000	0.000	1.220	0.855	3.415	1.340		3	21750	7250	25.0
168	0.550	4.50	100	5.120	0.000	0.000	1.900	1.880	5.120	1.340		3	21750	7250	25.0
169	0.000	4.50	100	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.035	X	1	310000	130000	0.0
170	-0.600	4.50	50	1.520	0.000	0.000	0.385	0.175	1.520	0.960		1	310000	130000	0.0
171	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
172	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
173	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
174	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
175	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		3	21750	7250	25.0
176	0.000	4.50	50	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		1	310000	130000	0.0
177	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.450	4.400	1.950		3	21750	7250	25.0
178	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.450	4.400	1.950		3	21750	7250	25.0
179	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.150	4.400	2.250		3	21750	7250	25.0
180	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.150	4.400	2.250		3	21750	7250	25.0
181	0.000	4.50	50	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		1	310000	130000	0.0
182	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.450	4.400	1.950		3	21750	7250	25.0
183	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.050	4.400	2.350		3	21750	7250	25.0
184	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.050	4.400	2.350		3	21750	7250	25.0
185	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.050	4.400	2.350		3	21750	7250	25.0
186	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.050	4.400	2.350		3	21750	7250	25.0
187	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		3	21750	7250	25.0
188	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.150	4.400	2.250		3	21750	7250	25.0
189	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	2.150	4.400	2.250		3	21750	7250	25.0
190	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
191	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
192	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
193	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	1.100	1.150	4.400	2.150		3	21750	7250	25.0
194	-0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
195	-0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
196	-0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
197	-0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
198	-0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
199	0.000	4.50	50	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		1	310000	130000	0.0
200	0.000	4.50	50	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		1	310000	130000	0.0
201	0.000	4.50	50	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		1	310000	130000	0.0
202	-0.025	4.50	100	4.400	0.000	1.900	0.000	0.000	2.500	4.400		3	21750	7250	25.0
203	-0.025	4.50	100	4.400	0.000	1.900	0.000	0.000	2.500	4.400		3	21750	7250	25.0
204	0.050	4.50	100	4.400	0.000	2.050	0.000	0.000	2.350	4.400		3	21750	7250	25.0
205	0.050	4.50	100	4.400	0.000	2.050	0.000	0.000	2.350	4.400		3	21750	7250	25.0
206	0.025	4.50	100	4.400	0.000	1.900	0.000	0.000	2.500	4.400		3	21750	7250	25.0
207	0.025	4.50	100	4.400	0.000	1.900	0.000	0.000	2.500	4.400		3	21750	7250	25.0
208	0.000	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		3	21750	7250	25.0
209	0.050	4.50	100	4.400	0.000	0.000	0.000	0.000	4.400	4.400		3	21750	7250	25.0
210	0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
211	0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
212	0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
213	0.025	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
214	0.000	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
215	0.000	4.50	100	4.400	1.100	1.150	0.000	0.000	2.150	4.400		3	21750	7250	25.0
216	-0.575	4.50	100	3.710	0.000	0.000	0.855	1.615	3.710	1.240		3	21750	7250	25.0
217	0.550	4.50	100	4.785	0.000	0.000	0.855	2.690	4.785	1.240		3	21750	7250	25.0
218	0.000	4.50	100	1.040	0.000	0.000	0.000	0.000	1.040	1.040	X	1	310000	130000	0.0
219	0.000	4.50	100	1.055	0.000	0.000	0.000	0.000	1.055	1.055	X	1	310000	130000	0.0
220	0.550	4.50	100	4.845	0.000	0.000	2.715	0.840	4.845	1.290		3	21750	7250	25.0
221	-1.225	4.50	100	1.473	0.000	0.000	0.210	0.360	1.473	0.903		3	21750	7250	25.0
222	0.000	4.50	100	0.214	0.000	0.000	0.000	0.000	0.214	0.214	X	1	310000	130000	0.0
223	0.000	4.50	100	0.562	0.000	0.000	0.000	0.000	0.562	0.562	X	1	310000	130000	0.0
224	-1.025	4.50	100	3.033	0.000	0.000	1.180	0.805	3.033	1.048		3	21750	7250	25.0
225	0.000	4.50	100	1.293	0.000	0.000	0.000	0.000	1.293	1.293	X	1	310000	130000	0.0
226	-1.075	4.50	100	1.462	0.000	0.000	0.700	0.000	1.462	0.762		3	21750	7250	25.0
227	-0.575	4.50	100	1.460	0.000	0.000	0.910	0.000	1.460	0.550		3	21750	7250	25.0
228	0.550	4.50	100	4.945	0.000	0.000	0.910	2.935	4.945	1.100		3	21750	7250	25.0
229	0.550	4.50	100	7.120	0.000	0.000	2.935	2.945	7.120	1.240		3	21750	7250	25.0
230	-0.575	4.50	100	3.555	0.000	0.000	2.935	0.000	3.555	0.620		3	21750	7250	25.0
231	-0.575	4.50	100	3.565	0.000	0.000	2.945	0.000	3.565	0.620		3	21750	7250	25.0
232	0.550	4.50	100	5.020	0.000	0.000	2.945	0.835	5.020	1.240		3	21750	7250	25.0
233	0.000	4.50	100</												

247	0.550	4.50	100	3.365	0.000	0.000	1.220	0.805	3.365	1.340	3	21750	7250	25.0
248	0.550	4.50	100	5.070	0.000	0.000	1.935	1.895	5.070	1.240	3	21750	7250	25.0
249	-0.575	4.50	100	2.500	0.000	0.000	1.935	0.000	2.500	0.565	3	21750	7250	25.0
250	-1.150	4.50	50	1.520	0.000	0.000	0.385	0.175	1.520	0.960	1	310000	130000	0.0
251	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.100	1.200	3.000	0.700	4	25200	10080	36.0
252	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.100	1.200	3.000	0.700	4	25200	10080	36.0
253	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.100	1.200	3.000	0.700	4	25200	10080	36.0
254	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.100	1.200	3.000	0.700	4	25200	10080	36.0
255	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.100	1.200	3.000	0.700	4	25200	10080	36.0
256	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
257	0.000	4.50	50	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	1	310000	130000	0.0
258	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
259	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
260	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	1.200	3.000	1.800	4	25200	10080	36.0
261	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	1.200	3.000	1.800	4	25200	10080	36.0
262	0.000	4.50	50	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	1	310000	130000	0.0
263	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
264	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
265	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
266	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
267	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
268	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
269	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.900	3.000	2.100	4	25200	10080	36.0
270	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
271	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
272	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
273	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
274	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
275	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
276	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
277	-0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
278	-0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
279	-0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
280	-0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
281	-0.025	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
282	-0.025	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
283	0.000	4.50	50	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	1	310000	130000	0.0
284	0.000	4.50	50	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	1	310000	130000	0.0
285	0.000	4.50	50	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	1	310000	130000	0.0
286	-0.025	4.50	100	3.000	0.000	0.900	0.000	0.000	2.100	3.000	4	25200	10080	36.0
287	0.050	4.50	100	3.000	0.000	0.900	0.000	0.000	2.100	3.000	4	25200	10080	36.0
288	0.050	4.50	100	3.000	0.000	0.900	0.000	0.000	2.100	3.000	4	25200	10080	36.0
289	0.050	4.50	100	3.000	0.000	0.900	0.000	0.000	2.100	3.000	4	25200	10080	36.0
290	0.025	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
291	0.000	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
292	0.050	4.50	100	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	3.000	4	25200	10080	36.0
293	0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
294	0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
295	0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
296	0.025	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
297	0.000	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
298	0.000	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
299	0.000	4.50	100	3.000	1.100	1.200	0.000	0.000	0.700	3.000	4	25200	10080	36.0
300	-0.600	4.50	100	3.710	0.000	0.000	0.855	1.615	3.710	1.240	4	25200	10080	36.0
301	0.550	4.50	100	3.710	0.000	0.000	0.855	1.615	3.710	1.240	4	25200	10080	36.0
302	-0.600	4.50	100	4.850	0.000	0.000	1.615	1.895	4.850	1.340	4	25200	10080	36.0
303	0.550	4.50	100	4.850	0.000	0.000	1.615	1.895	4.850	1.340	4	25200	10080	36.0
304	-0.600	4.50	100	4.785	0.000	0.000	1.895	1.550	4.785	1.340	4	25200	10080	36.0
305	0.550	4.50	100	4.785	0.000	0.000	1.895	1.550	4.785	1.340	4	25200	10080	36.0
306	-0.600	4.50	100	3.790	0.000	0.000	1.550	0.840	3.790	1.400	4	25200	10080	36.0
307	0.550	4.50	100	3.790	0.000	0.000	1.550	0.840	3.790	1.400	4	25200	10080	36.0
308	-0.450	4.50	100	1.473	0.000	0.000	0.210	0.360	1.473	0.903	4	25200	10080	36.0
309	-0.600	4.50	100	4.073	0.000	0.000	2.600	0.715	4.073	0.758	4	25200	10080	36.0
310	-0.450	4.50	100	3.483	0.000	0.000	0.930	0.600	3.483	1.953	4	25200	10080	36.0
311	-0.450	4.50	100	3.698	0.000	0.000	2.165	0.765	3.698	0.768	4	25200	10080	36.0
312	-0.600	4.50	100	3.320	0.000	0.000	0.830	1.250	3.320	1.240	4	25200	10080	36.0
313	0.550	4.50	100	3.335	0.000	0.000	0.830	1.265	3.335	1.240	4	25200	10080	36.0
314	-0.600	4.50	100	3.000	0.000	0.000	1.265	0.495	3.000	1.240	4	25200	10080	36.0
315	0.550	4.50	100	3.535	0.000	0.000	1.265	1.030	3.535	1.240	4	25200	10080	36.0
316	-0.600	4.50	100	3.585	0.000	0.000	1.030	1.115	3.585	1.440	4	25200	10080	36.0
317	0.550	4.50	100	3.585	0.000	0.000	1.030	1.115	3.585	1.440	4	25200	10080	36.0
318	0.000	4.50	100	0.195	0.000	0.000	0.000	0.000	0.195	0.195	X	310000	130000	0.0
319	0.000	4.50	100	0.162	0.000	0.000	0.000	0.000	0.162	0.162	X	310000	130000	0.0
320	-0.450	4.50	100	1.861	0.000	0.000	0.915	0.176	1.861	0.770	4	25200	10080	36.0
321	0.550	4.50	100	3.397	0.000	0.000	0.810	1.245	3.397	1.342	4	25200	10080	36.0
322	-0.600	4.50	100	3.397	0.000	0.000	0.810	1.245	3.397	1.342	4	25200	10080	36.0
323	0.550	4.50	100	3.365	0.000	0.000	1.220	0.805	3.365	1.340	4	25200	10080	36.0
324	-0.600	4.50	100	3.365	0.000	0.000	1.220	0.805	3.365	1.340	4	25200	10080	36.0
325	-0.600	4.50	100	3.850	0.000	0.000	0.585	1.925	3.850	1.340	4	25200	10080	36.0
326	0.550	4.50	100	3.850	0.000	0.000	0.585	1.925	3.850	1.340	4	25200	10080	36.0
327	-0.600	4.50	100	3.865	0.000	0.000	1.925	0.600	3.865	1.340	4	25200	10080	36.0
328	0.550	4.50	100	3.865	0.000	0.000	1.925	0.600	3.865	1.340	4	25200	10080	36.0
329	-0.175	4.50	100	1.895	0.000	0.000	0.000	0.000	1.895	1.895	5	110000	35000	0.0
330	-0.175	4.50	100	5.480	0.000	0.000	0.000	0.228	5.480	5.252	5	110000	35000	0.0
331	-0.175	4.50	100	8.145	0.000	0.000	0.000							

344	0.000	4.50	100	1.215	0.000	0.000	0.000	0.000	1.215	1.215	X	1	310000	130000	0.0
345	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
346	0.000	4.50	100	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.025	X	1	310000	130000	0.0
347	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
348	0.000	4.50	100	1.190	0.000	0.000	0.000	0.000	1.190	1.190	X	1	310000	130000	0.0
349	0.000	4.50	100	1.190	0.000	0.000	0.000	0.000	1.190	1.190	X	1	310000	130000	0.0
350	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
351	0.000	4.50	100	1.190	0.000	0.000	0.000	0.000	1.190	1.190	X	1	310000	130000	0.0
352	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
353	0.000	4.50	100	0.214	0.000	0.000	0.000	0.000	0.214	0.214	X	1	310000	130000	0.0
354	0.000	4.50	100	1.704	0.000	0.000	0.000	0.000	1.704	1.704	X	1	310000	130000	0.0
355	-1.075	4.50	100	2.805	0.000	0.000	0.000	1.990	2.805	0.815		3	21750	7250	25.0
356	0.000	4.50	100	1.268	0.000	0.000	0.000	0.000	1.268	1.268	X	1	310000	130000	0.0
357	0.000	4.50	100	2.173	0.000	0.000	0.000	0.000	2.173	2.173	X	1	310000	130000	0.0
358	0.000	4.50	100	0.462	0.000	0.000	0.000	0.000	0.462	0.462	X	1	310000	130000	0.0
359	0.000	4.50	100	0.312	0.000	0.000	0.000	0.000	0.312	0.312	X	1	310000	130000	0.0
360	0.000	4.50	100	0.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.150	0.150	X	1	310000	130000	0.0
361	0.000	4.50	100	3.452	0.000	0.000	0.000	0.000	3.452	3.452	X	1	310000	130000	0.0
362	0.000	4.50	100	0.538	0.000	0.000	0.000	0.000	0.538	0.538	X	1	310000	130000	0.0
363	-1.625	4.50	100	3.033	0.000	0.000	1.008	0.428	3.033	1.597		3	21750	7250	25.0
364	0.000	4.50	100	0.302	0.000	0.000	0.000	0.000	0.302	0.302	X	1	310000	130000	0.0
365	-1.225	4.50	100	3.428	0.000	0.000	2.128	0.175	3.428	1.125		3	21750	7250	25.0
366	0.000	4.50	100	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.250	0.250	X	1	310000	130000	0.0
367	0.000	4.50	100	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.200	0.200	X	1	310000	130000	0.0
368	0.000	4.50	100	1.533	0.000	0.000	0.000	0.000	1.533	1.533	X	1	310000	130000	0.0
369	0.000	4.50	100	1.335	0.000	0.000	0.000	0.000	1.335	1.335	X	1	310000	130000	0.0
370	-0.625	4.50	100	2.110	0.000	0.000	0.460	0.750	2.110	0.900		2	8700	2900	10.0
371	-0.625	4.50	100	0.830	0.000	0.000	0.000	0.590	0.830	0.240		2	8700	2900	10.0
372	0.000	4.50	100	1.450	0.000	0.000	0.000	0.000	1.450	1.450	X	1	310000	130000	0.0
373	-2.150	4.50	100	1.510	0.000	0.000	0.020	0.470	1.510	1.020		3	21750	7250	25.0
374	0.000	4.50	100	0.345	0.000	0.000	0.000	0.000	0.345	0.345	X	1	310000	130000	0.0
375	-1.025	4.50	100	4.952	0.000	0.000	3.137	0.765	4.952	1.050		3	21750	7250	25.0
376	0.000	4.50	100	2.612	0.000	0.000	0.000	0.000	2.612	2.612	X	1	310000	130000	0.0
377	0.000	4.50	100	1.201	0.000	0.000	0.000	0.000	1.201	1.201	X	1	310000	130000	0.0
378	-1.075	4.50	100	2.351	0.000	0.000	0.000	2.110	2.351	0.241		3	21750	7250	25.0
379	0.000	4.50	100	1.347	0.000	0.000	0.000	0.000	1.347	1.347	X	1	310000	130000	0.0
380	0.000	4.50	100	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000	0.085	0.085	X	1	310000	130000	0.0
381	-0.350	4.50	100	1.480	0.000	0.000	0.000	0.860	1.480	0.620		2	8700	2900	10.0
382	0.000	4.50	100	3.565	0.000	0.000	0.000	0.000	3.565	3.565	X	1	310000	130000	0.0
383	0.000	4.50	100	1.455	0.000	0.000	0.000	0.000	1.455	1.455	X	1	310000	130000	0.0
384	-1.500	4.50	100	4.945	0.000	0.000	0.910	2.935	4.945	1.100		3	21750	7250	25.0
385	0.000	4.50	100	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.025	X	1	310000	130000	0.0
386	-0.575	4.50	100	3.485	0.000	0.000	0.000	2.935	3.485	0.550		3	21750	7250	25.0
387	-0.575	4.50	100	3.520	0.000	0.000	0.000	2.900	3.520	0.620		3	21750	7250	25.0
388	-0.575	4.50	100	1.455	0.000	0.000	0.000	0.835	1.455	0.620		3	21750	7250	25.0
389	0.000	4.50	100	1.460	0.000	0.000	0.000	0.000	1.460	1.460	X	1	310000	130000	0.0
390	0.000	4.50	100	2.415	0.000	0.000	0.000	0.000	2.415	2.415	X	1	310000	130000	0.0
391	0.000	4.50	100	3.555	0.000	0.000	0.000	0.000	3.555	3.555	X	1	310000	130000	0.0
392	0.000	4.50	100	3.520	0.000	0.000	0.000	0.000	3.520	3.520	X	1	310000	130000	0.0
393	0.000	4.50	100	3.565	0.000	0.000	0.000	0.000	3.565	3.565	X	1	310000	130000	0.0
394	0.000	4.50	100	1.455	0.000	0.000	0.000	0.000	1.455	1.455	X	1	310000	130000	0.0
395	-1.500	4.50	100	3.345	0.000	0.000	0.855	1.250	3.345	1.240		3	21750	7250	25.0
396	0.000	4.50	100	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.050	X	1	310000	130000	0.0
397	-0.575	4.50	100	3.320	0.000	0.000	0.830	1.250	3.320	1.240		3	21750	7250	25.0
398	-0.575	4.50	100	3.270	0.000	0.000	0.000	2.650	3.270	0.620		3	21750	7250	25.0
399	0.000	4.50	100	0.565	0.000	0.000	0.000	0.000	0.565	0.565	X	1	310000	130000	0.0
400	0.000	4.50	100	3.270	0.000	0.000	0.000	0.000	3.270	3.270	X	1	310000	130000	0.0
401	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
402	0.000	4.50	100	0.890	0.000	0.000	0.000	0.000	0.890	0.890	X	1	310000	130000	0.0
403	-0.625	4.50	100	2.973	0.000	0.000	0.000	2.167	2.973	0.806		2	8700	2900	10.0
404	0.000	4.50	100	0.368	0.000	0.000	0.000	0.000	0.368	0.368	X	1	310000	130000	0.0
405	0.000	4.50	100	2.116	0.000	0.000	0.000	0.000	2.116	2.116	X	1	310000	130000	0.0
406	-2.050	4.50	100	2.947	0.000	0.000	0.884	0.865	2.947	1.198		3	21750	7250	25.0
407	-2.050	4.50	100	1.359	0.000	0.000	0.000	0.760	1.359	0.599		3	21750	7250	25.0
408	0.000	4.50	100	0.192	0.000	0.000	0.000	0.000	0.192	0.192	X	1	310000	130000	0.0
409	0.000	4.50	100	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.013	X	1	310000	130000	0.0
410	-1.625	4.50	100	3.042	0.000	0.000	0.805	0.840	3.042	1.397		3	21750	7250	25.0
411	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
412	0.000	4.50	100	0.162	0.000	0.000	0.000	0.000	0.162	0.162	X	1	310000	130000	0.0
413	-1.025	4.50	100	1.495	0.000	0.000	0.000	0.990	1.495	0.505		3	21750	7250	25.0
414	0.000	4.50	100	0.366	0.000	0.000	0.000	0.000	0.366	0.366	X	1	310000	130000	0.0
415	0.000	4.50	100	2.415	0.000	0.000	0.000	0.000	2.415	2.415	X	1	310000	130000	0.0
416	0.000	4.50	100	1.510	0.000	0.000	0.000	0.000	1.510	1.510	X	1	310000	130000	0.0
417	-2.050	4.50	100	3.901	0.000	0.000	0.886	1.815	3.901	1.200		3	21750	7250	25.0
418	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
419	0.000	4.50	100	0.415	0.000	0.000	0.000	0.000	0.415	0.415	X	1	310000	130000	0.0
420	0.000	4.50	100	0.740	0.000	0.000	0.000	0.000	0.740	0.740	X	1	310000	130000	0.0
421	0.000	4.50	100	0.310	0.000	0.000	0.000	0.000	0.310	0.310	X	1	310000	130000	0.0
422	-1.500	4.50	100	3.422	0.000	0.000	0.835	1.242	3.422	1.345		3	21750	7250	25.0
423	0.000	4.50	100	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.003	X	1	310000	130000	0.0
424	-0.575	4.50	100	3.397	0.000	0.000	0.810	1.245	3.397	1.342		3	21750	7250	25.0
425	0.000	4.50	100	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.050	X	1	310000	130000	0.0
426	0.000	4.50	100	1.020	0.000										

441	-0.450	4.50	100	1.915	0.000	0.000	0.910	0.000	1.915	1.005		4	25200	10080	36.0
442	-0.175	4.50	100	5.015	0.000	0.000	0.000	0.000	5.015	5.015		5	110000	35000	0.0
443	0.000	4.50	100	1.895	0.000	0.000	0.000	0.000	1.895	1.895	X	1	310000	130000	0.0
444	0.000	4.50	100	1.070	0.000	0.000	0.000	0.000	1.070	1.070	X	1	310000	130000	0.0
445	0.000	4.50	100	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	X	1	310000	130000	0.0
446	0.000	4.50	100	0.605	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.605	X	1	310000	130000	0.0
447	0.000	4.50	100	0.605	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.605	X	1	310000	130000	0.0
448	0.000	4.50	100	0.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.760	0.760	X	1	310000	130000	0.0
449	0.000	4.50	100	0.635	0.000	0.000	0.000	0.000	0.635	0.635	X	1	310000	130000	0.0
450	0.000	4.50	100	0.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.590	0.590	X	1	310000	130000	0.0
451	0.000	4.50	100	0.585	0.000	0.000	0.000	0.000	0.585	0.585	X	1	310000	130000	0.0
452	0.000	4.50	100	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.015	X	1	310000	130000	0.0
453	0.000	4.50	100	0.865	0.000	0.000	0.000	0.000	0.865	0.865	X	1	310000	130000	0.0
454	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
455	0.000	4.50	100	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.840	0.840	X	1	310000	130000	0.0
456	0.000	4.50	100	0.285	0.000	0.000	0.000	0.000	0.285	0.285	X	1	310000	130000	0.0
457	0.000	4.50	100	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000	0.185	0.185	X	1	310000	130000	0.0
458	0.000	4.50	100	0.340	0.000	0.000	0.000	0.000	0.340	0.340	X	1	310000	130000	0.0
459	0.000	4.50	100	0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.137	0.137	X	1	310000	130000	0.0
460	0.000	4.50	100	0.980	0.000	0.000	0.000	0.000	0.980	0.980	X	1	310000	130000	0.0
461	0.000	4.50	100	0.515	0.000	0.000	0.000	0.000	0.515	0.515	X	1	310000	130000	0.0
462	0.000	4.50	100	2.279	0.000	0.000	0.000	0.000	2.279	2.279	X	1	310000	130000	0.0
463	0.000	4.50	100	1.677	0.000	0.000	0.000	0.000	1.677	1.677	X	1	310000	130000	0.0
464	0.000	4.50	100	1.268	0.000	0.000	0.000	0.000	1.268	1.268	X	1	310000	130000	0.0
465	0.000	4.50	100	1.040	0.000	0.000	0.000	0.000	1.040	1.040	X	1	310000	130000	0.0
466	0.000	4.50	100	1.530	0.000	0.000	0.000	0.000	1.530	1.530	X	1	310000	130000	0.0
467	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
468	0.000	4.50	100	0.965	0.000	0.000	0.000	0.000	0.965	0.965	X	1	310000	130000	0.0
469	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
470	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
471	0.000	4.50	100	0.535	0.000	0.000	0.000	0.000	0.535	0.535	X	1	310000	130000	0.0
472	0.000	4.50	100	0.830	0.000	0.000	0.000	0.000	0.830	0.830	X	1	310000	130000	0.0
473	0.000	4.50	100	0.890	0.000	0.000	0.000	0.000	0.890	0.890	X	1	310000	130000	0.0
474	0.000	4.50	100	0.559	0.000	0.000	0.000	0.000	0.559	0.559	X	1	310000	130000	0.0
475	-0.625	4.50	100	2.960	0.000	0.000	1.010	0.950	2.960	1.000		2	8700	2900	10.0
476	0.000	4.50	100	0.558	0.000	0.000	0.000	0.000	0.558	0.558	X	1	310000	130000	0.0
477	0.000	4.50	100	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.035	X	1	310000	130000	0.0
478	0.000	4.50	100	0.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.419	0.419	X	1	310000	130000	0.0
479	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
480	-0.350	4.50	100	4.490	0.000	0.000	0.550	2.700	4.490	1.240		2	8700	2900	10.0
481	0.000	4.50	100	0.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.425	0.425	X	1	310000	130000	0.0
482	0.000	4.50	100	1.660	0.000	0.000	0.000	0.000	1.660	1.660	X	1	310000	130000	0.0
483	0.000	4.50	100	0.548	0.000	0.000	0.000	0.000	0.548	0.548	X	1	310000	130000	0.0
484	0.000	4.50	100	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.035	X	1	310000	130000	0.0
485	0.000	4.50	100	0.474	0.000	0.000	0.000	0.000	0.474	0.474	X	1	310000	130000	0.0
486	0.000	4.50	100	0.979	0.000	0.000	0.000	0.000	0.979	0.979	X	1	310000	130000	0.0
487	0.000	4.50	100	0.439	0.000	0.000	0.000	0.000	0.439	0.439	X	1	310000	130000	0.0
488	0.000	4.50	100	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000	1.052	1.052	X	1	310000	130000	0.0
489	0.000	4.50	100	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.011	X	1	310000	130000	0.0
490	0.000	4.50	100	0.253	0.000	0.000	0.000	0.000	0.253	0.253	X	1	310000	130000	0.0
491	0.000	4.50	100	0.670	0.000	0.000	0.000	0.000	0.670	0.670	X	1	310000	130000	0.0
492	0.000	4.50	100	0.656	0.000	0.000	0.000	0.000	0.656	0.656	X	1	310000	130000	0.0
493	0.000	4.50	100	0.344	0.000	0.000	0.000	0.000	0.344	0.344	X	1	310000	130000	0.0
494	-0.350	4.50	100	2.640	0.000	0.000	0.490	1.170	2.640	0.980		2	8700	2900	10.0
495	0.000	4.50	100	1.387	0.000	0.000	0.000	0.000	1.387	1.387	X	1	310000	130000	0.0
496	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
497	0.000	4.50	100	1.545	0.000	0.000	0.000	0.000	1.545	1.545	X	1	310000	130000	0.0
498	0.000	4.50	100	0.660	0.000	0.000	0.000	0.000	0.660	0.660	X	1	310000	130000	0.0
499	0.000	4.50	100	2.425	0.000	0.000	0.000	0.000	2.425	2.425	X	1	310000	130000	0.0
500	-0.350	4.50	100	2.220	0.000	0.000	0.550	0.630	2.220	1.040		2	8700	2900	10.0
501	0.000	4.50	100	2.595	0.000	0.000	0.000	0.000	2.595	2.595	X	1	310000	130000	0.0
502	0.000	4.50	100	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.045	X	1	310000	130000	0.0
503	0.000	4.50	100	1.635	0.000	0.000	0.000	0.000	1.635	1.635	X	1	310000	130000	0.0
504	0.000	4.50	100	0.585	0.000	0.000	0.000	0.000	0.585	0.585	X	1	310000	130000	0.0
505	0.000	4.50	100	0.580	0.000	0.000	0.000	0.000	0.580	0.580	X	1	310000	130000	0.0
506	0.000	4.50	100	0.259	0.000	0.000	0.000	0.000	0.259	0.259	X	1	310000	130000	0.0
507	0.000	4.50	100	0.593	0.000	0.000	0.000	0.000	0.593	0.593	X	1	310000	130000	0.0
508	0.000	4.50	100	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.012	X	1	310000	130000	0.0
509	0.000	4.50	100	1.194	0.000	0.000	0.000	0.000	1.194	1.194	X	1	310000	130000	0.0
510	0.000	4.50	100	0.525	0.000	0.000	0.000	0.000	0.525	0.525	X	1	310000	130000	0.0
511	0.000	4.50	100	0.525	0.000	0.000	0.000	0.000	0.525	0.525	X	1	310000	130000	0.0
512	0.000	4.50	100	0.605	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.605	X	1	310000	130000	0.0
513	0.000	4.50	100	0.605	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.605	X	1	310000	130000	0.0
514	-1.500	4.50	100	5.480	0.000	0.000	1.650	1.730	5.480	2.100		3	21750	7250	25.0
515	0.000	4.50	100	0.634	0.000	0.000	0.000	0.000	0.634	0.634	X	1	310000	130000	0.0
516	0.000	4.50	100	0.985	0.000	0.000	0.000	0.000	0.985	0.985	X	1	310000	130000	0.0
517	0.000	4.50	100	0.635	0.000	0.000	0.000	0.000	0.635	0.635	X	1	310000	130000	0.0
518	0.000	4.50	100	0.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.590	0.590	X	1	310000	130000	0.0
519	0.000	4.50	100	0.585	0.000	0.000	0.000	0.000	0.585	0.585	X	1	310000	130000	0.0
520	0.000	4.50	100	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.015	X	1	310000	130000	0.0
521	0.000	4.50	100	0.865	0.000	0.000	0.000	0.000	0.865	0.865	X	1	310000	130000	0.0
522	0.000	4.50	100	1.240											

538	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
539	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
540	0.000	4.50	100	0.535	0.000	0.000	0.000	0.000	0.535	0.535	X	1	310000	130000	0.0
541	0.000	4.50	100	2.465	0.000	0.000	0.000	0.000	2.465	2.465	X	1	310000	130000	0.0
542	0.000	4.50	100	0.918	0.000	0.000	0.000	0.000	0.918	0.918	X	1	310000	130000	0.0
543	0.000	4.50	100	0.559	0.000	0.000	0.000	0.000	0.559	0.559	X	1	310000	130000	0.0
544	0.000	4.50	100	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.035	X	1	310000	130000	0.0
545	0.000	4.50	100	0.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.419	0.419	X	1	310000	130000	0.0
546	0.000	4.50	100	0.384	0.000	0.000	0.000	0.000	0.384	0.384	X	1	310000	130000	0.0
547	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
548	-1.500	4.50	100	4.440	0.000	0.000	0.550	2.650	4.440	1.240	X	3	21750	7250	25.0
549	0.000	4.50	100	0.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.425	0.425	X	1	310000	130000	0.0
550	0.000	4.50	100	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.035	X	1	310000	130000	0.0
551	0.000	4.50	100	0.474	0.000	0.000	0.000	0.000	0.474	0.474	X	1	310000	130000	0.0
552	0.000	4.50	100	0.979	0.000	0.000	0.000	0.000	0.979	0.979	X	1	310000	130000	0.0
553	0.000	4.50	100	0.439	0.000	0.000	0.000	0.000	0.439	0.439	X	1	310000	130000	0.0
554	0.000	4.50	100	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000	1.052	1.052	X	1	310000	130000	0.0
555	0.000	4.50	100	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.011	X	1	310000	130000	0.0
556	0.000	4.50	100	0.266	0.000	0.000	0.000	0.000	0.266	0.266	X	1	310000	130000	0.0
557	0.000	4.50	100	0.670	0.000	0.000	0.000	0.000	0.670	0.670	X	1	310000	130000	0.0
558	0.000	4.50	100	0.656	0.000	0.000	0.000	0.000	0.656	0.656	X	1	310000	130000	0.0
559	0.000	4.50	100	0.344	0.000	0.000	0.000	0.000	0.344	0.344	X	1	310000	130000	0.0
560	-1.500	4.50	100	2.330	0.000	0.000	0.490	0.860	2.330	0.980	X	3	21750	7250	25.0
561	0.000	4.50	100	0.464	0.000	0.000	0.000	0.000	0.464	0.464	X	1	310000	130000	0.0
562	0.000	4.50	100	1.387	0.000	0.000	0.000	0.000	1.387	1.387	X	1	310000	130000	0.0
563	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
564	0.000	4.50	100	0.525	0.000	0.000	0.000	0.000	0.525	0.525	X	1	310000	130000	0.0
565	0.000	4.50	100	1.680	0.000	0.000	0.000	0.000	1.680	1.680	X	1	310000	130000	0.0
566	0.000	4.50	100	0.660	0.000	0.000	0.000	0.000	0.660	0.660	X	1	310000	130000	0.0
567	0.000	4.50	100	2.425	0.000	0.000	0.000	0.000	2.425	2.425	X	1	310000	130000	0.0
568	0.000	4.50	100	0.585	0.000	0.000	0.000	0.000	0.585	0.585	X	1	310000	130000	0.0
569	0.000	4.50	100	0.580	0.000	0.000	0.000	0.000	0.580	0.580	X	1	310000	130000	0.0
570	0.000	4.50	100	0.259	0.000	0.000	0.000	0.000	0.259	0.259	X	1	310000	130000	0.0
571	0.000	4.50	100	0.593	0.000	0.000	0.000	0.000	0.593	0.593	X	1	310000	130000	0.0
572	0.000	4.50	100	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.012	X	1	310000	130000	0.0
573	0.000	4.50	100	1.194	0.000	0.000	0.000	0.000	1.194	1.194	X	1	310000	130000	0.0
574	0.000	4.50	100	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.630	X	1	310000	130000	0.0
575	0.000	4.50	100	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.630	X	1	310000	130000	0.0
576	-0.575	4.50	100	2.735	0.000	0.000	1.650	0.000	2.735	1.085	X	3	21750	7250	25.0
577	0.000	4.50	100	0.660	0.000	0.000	0.000	0.000	0.660	0.660	X	1	310000	130000	0.0
578	0.000	4.50	100	0.985	0.000	0.000	0.000	0.000	0.985	0.985	X	1	310000	130000	0.0
579	0.000	4.50	100	0.659	0.000	0.000	0.000	0.000	0.659	0.659	X	1	310000	130000	0.0
580	0.000	4.50	100	0.615	0.000	0.000	0.000	0.000	0.615	0.615	X	1	310000	130000	0.0
581	0.000	4.50	100	0.610	0.000	0.000	0.000	0.000	0.610	0.610	X	1	310000	130000	0.0
582	0.000	4.50	100	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.015	X	1	310000	130000	0.0
583	0.000	4.50	100	0.890	0.000	0.000	0.000	0.000	0.890	0.890	X	1	310000	130000	0.0
584	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
585	0.000	4.50	100	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.840	0.840	X	1	310000	130000	0.0
586	0.000	4.50	100	0.285	0.000	0.000	0.000	0.000	0.285	0.285	X	1	310000	130000	0.0
587	0.000	4.50	100	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000	0.185	0.185	X	1	310000	130000	0.0
588	0.000	4.50	100	0.905	0.000	0.000	0.000	0.000	0.905	0.905	X	1	310000	130000	0.0
589	0.000	4.50	100	0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.137	0.137	X	1	310000	130000	0.0
590	0.000	4.50	100	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.550	0.550	X	1	310000	130000	0.0
591	0.000	4.50	100	0.980	0.000	0.000	0.000	0.000	0.980	0.980	X	1	310000	130000	0.0
592	-1.075	4.50	100	1.178	0.000	0.000	0.991	0.000	1.178	0.187	X	3	21750	7250	25.0
593	0.000	4.50	100	1.677	0.000	0.000	0.000	0.000	1.677	1.677	X	1	310000	130000	0.0
594	0.000	4.50	100	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	X	1	310000	130000	0.0
595	0.000	4.50	100	1.043	0.000	0.000	0.000	0.000	1.043	1.043	X	1	310000	130000	0.0
596	0.000	4.50	100	0.385	0.000	0.000	0.000	0.000	0.385	0.385	X	1	310000	130000	0.0
597	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
598	0.000	4.50	100	0.965	0.000	0.000	0.000	0.000	0.965	0.965	X	1	310000	130000	0.0
599	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
600	0.000	4.50	100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100	X	1	310000	130000	0.0
601	0.000	4.50	100	0.535	0.000	0.000	0.000	0.000	0.535	0.535	X	1	310000	130000	0.0
602	0.000	4.50	100	2.465	0.000	0.000	0.000	0.000	2.465	2.465	X	1	310000	130000	0.0
603	0.000	4.50	100	0.755	0.000	0.000	0.000	0.000	0.755	0.755	X	1	310000	130000	0.0
604	0.000	4.50	100	1.918	0.000	0.000	0.000	0.000	1.918	1.918	X	1	310000	130000	0.0
605	0.000	4.50	100	0.102	0.000	0.000	0.000	0.000	0.102	0.102	X	1	310000	130000	0.0
606	0.000	4.50	100	0.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.257	0.257	X	1	310000	130000	0.0
607	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
608	-0.575	4.50	100	1.170	0.000	0.000	0.550	0.000	1.170	0.620	X	3	21750	7250	25.0
609	0.000	4.50	100	4.205	0.000	0.000	0.000	0.000	4.205	4.205	X	1	310000	130000	0.0
610	0.000	4.50	100	0.345	0.000	0.000	0.000	0.000	0.345	0.345	X	1	310000	130000	0.0
611	0.000	4.50	100	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.250	0.250	X	1	310000	130000	0.0
612	0.000	4.50	100	0.979	0.000	0.000	0.000	0.000	0.979	0.979	X	1	310000	130000	0.0
613	0.000	4.50	100	0.474	0.000	0.000	0.000	0.000	0.474	0.474	X	1	310000	130000	0.0
614	0.000	4.50	100	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000	1.052	1.052	X	1	310000	130000	0.0
615	0.000	4.50	100	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.011	X	1	310000	130000	0.0
616	0.000	4.50	100	0.224	0.000	0.000	0.000	0.000	0.224	0.224	X	1	310000	130000	0.0
617	0.000	4.50	100	0.670	0.000	0.000	0.000	0.000	0.670	0.670	X	1	310000	130000	0.0
618	0.000	4.50	100	0.656	0.000	0.000	0.000	0.000	0.656	0.656	X	1	310000	130000	0.0
619	0.000	4.50	100	0.464	0.000	0.000	0.000	0.000	0.464	0.464	X	1	310000	130000	

635	0.000	4.50	100	0.644	0.000	0.000	0.000	0.000	0.644	0.644	X	1	310000	130000	0.0
636	0.000	4.50	100	0.525	0.000	0.000	0.000	0.000	0.525	0.525	X	1	310000	130000	0.0
637	0.000	4.50	100	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.630	X	1	310000	130000	0.0
638	0.000	4.50	100	0.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.655	0.655	X	1	310000	130000	0.0
639	0.000	4.50	100	0.615	0.000	0.000	0.000	0.000	0.615	0.615	X	1	310000	130000	0.0
640	0.000	4.50	100	0.635	0.000	0.000	0.000	0.000	0.635	0.635	X	1	310000	130000	0.0
641	0.000	4.50	100	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.015	X	1	310000	130000	0.0
642	0.000	4.50	100	0.890	0.000	0.000	0.000	0.000	0.890	0.890	X	1	310000	130000	0.0
643	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
644	0.000	4.50	100	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.840	0.840	X	1	310000	130000	0.0
645	0.000	4.50	100	0.285	0.000	0.000	0.000	0.000	0.285	0.285	X	1	310000	130000	0.0
646	0.000	4.50	100	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000	0.185	0.185	X	1	310000	130000	0.0
647	0.000	4.50	100	0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.137	0.137	X	1	310000	130000	0.0
648	0.000	4.50	100	0.905	0.000	0.000	0.000	0.000	0.905	0.905	X	1	310000	130000	0.0
649	0.000	4.50	100	1.194	0.000	0.000	0.000	0.000	1.194	1.194	X	1	310000	130000	0.0
650	0.000	4.50	100	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.550	0.550	X	1	310000	130000	0.0
651	0.000	4.50	100	1.178	0.000	0.000	0.000	0.000	1.178	1.178	X	1	310000	130000	0.0
652	0.000	4.50	100	1.677	0.000	0.000	0.000	0.000	1.677	1.677	X	1	310000	130000	0.0
653	0.000	4.50	100	1.043	0.000	0.000	0.000	0.000	1.043	1.043	X	1	310000	130000	0.0
654	0.000	4.50	100	0.520	0.000	0.000	0.000	0.000	0.520	0.520	X	1	310000	130000	0.0
655	0.000	4.50	100	0.385	0.000	0.000	0.000	0.000	0.385	0.385	X	1	310000	130000	0.0
656	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
657	0.000	4.50	100	0.965	0.000	0.000	0.000	0.000	0.965	0.965	X	1	310000	130000	0.0
658	0.000	4.50	100	1.240	0.000	0.000	0.000	0.000	1.240	1.240	X	1	310000	130000	0.0
659	0.000	4.50	100	0.535	0.000	0.000	0.000	0.000	0.535	0.535	X	1	310000	130000	0.0
660	0.000	4.50	100	3.027	0.000	0.000	0.000	0.000	3.027	3.027	X	1	310000	130000	0.0
661	0.000	4.50	100	0.102	0.000	0.000	0.000	0.000	0.102	0.102	X	1	310000	130000	0.0
662	0.000	4.50	100	0.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.257	0.257	X	1	310000	130000	0.0
663	0.000	4.50	100	0.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.419	0.419	X	1	310000	130000	0.0
664	0.000	4.50	100	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	1.020	1.020	X	1	310000	130000	0.0
665	0.000	4.50	100	1.170	0.000	0.000	0.000	0.000	1.170	1.170	X	1	310000	130000	0.0
666	0.000	4.50	100	0.938	0.000	0.000	0.000	0.000	0.938	0.938	X	1	310000	130000	0.0
667	0.000	4.50	100	4.560	0.000	0.000	0.000	0.000	4.560	4.560	X	1	310000	130000	0.0
668	0.000	4.50	100	5.297	0.000	0.000	0.000	0.000	5.297	5.297	X	1	310000	130000	0.0
669	0.000	4.50	100	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.250	0.250	X	1	310000	130000	0.0
670	0.000	4.50	100	0.224	0.000	0.000	0.000	0.000	0.224	0.224	X	1	310000	130000	0.0
671	0.000	4.50	100	0.979	0.000	0.000	0.000	0.000	0.979	0.979	X	1	310000	130000	0.0
672	0.000	4.50	100	0.670	0.000	0.000	0.000	0.000	0.670	0.670	X	1	310000	130000	0.0
673	0.000	4.50	100	0.474	0.000	0.000	0.000	0.000	0.474	0.474	X	1	310000	130000	0.0
674	0.000	4.50	100	1.473	0.000	0.000	0.000	0.000	1.473	1.473	X	1	310000	130000	0.0
675	0.000	4.50	100	1.052	0.000	0.000	0.000	0.000	1.052	1.052	X	1	310000	130000	0.0
676	0.000	4.50	100	0.656	0.000	0.000	0.000	0.000	0.656	0.656	X	1	310000	130000	0.0
677	0.000	4.50	100	0.464	0.000	0.000	0.000	0.000	0.464	0.464	X	1	310000	130000	0.0
678	0.000	4.50	100	0.464	0.000	0.000	0.000	0.000	0.464	0.464	X	1	310000	130000	0.0
679	0.000	4.50	100	2.330	0.000	0.000	0.000	0.000	2.330	2.330	X	1	310000	130000	0.0
680	0.000	4.50	100	3.698	0.000	0.000	0.000	0.000	3.698	3.698	X	1	310000	130000	0.0
681	0.000	4.50	100	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	0.040	X	1	310000	130000	0.0
682	0.000	4.50	100	0.525	0.000	0.000	0.000	0.000	0.525	0.525	X	1	310000	130000	0.0
683	0.000	4.50	100	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.400	0.400	X	1	310000	130000	0.0
684	0.000	4.50	100	0.685	0.000	0.000	0.000	0.000	0.685	0.685	X	1	310000	130000	0.0
685	0.000	4.50	100	2.475	0.000	0.000	0.000	0.000	2.475	2.475	X	1	310000	130000	0.0
686	0.000	4.50	100	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.045	X	1	310000	130000	0.0
687	0.000	4.50	100	2.685	0.000	0.000	0.000	0.000	2.685	2.685	X	1	310000	130000	0.0
688	0.000	4.50	100	0.610	0.000	0.000	0.000	0.000	0.610	0.610	X	1	310000	130000	0.0
689	0.000	4.50	100	0.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.630	0.630	X	1	310000	130000	0.0
690	-0.450	4.50	100	1.931	0.000	0.000	0.248	0.915	1.931	0.768		4	25200	10080	36.0
691	0.000	4.50	100	0.593	0.000	0.000	0.000	0.000	0.593	0.593	X	1	310000	130000	0.0
692	0.000	4.50	100	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.012	X	1	310000	130000	0.0
693	0.000	4.50	100	0.644	0.000	0.000	0.000	0.000	0.644	0.644	X	1	310000	130000	0.0
694	0.000	4.50	100	0.384	0.000	0.000	0.000	0.000	0.384	0.384	X	1	310000	130000	0.0
695	0.000	4.50	100	0.520	0.000	0.000	0.000	0.000	0.520	0.520	X	1	310000	130000	0.0
696	0.000	4.50	100	0.464	0.000	0.000	0.000	0.000	0.464	0.464	X	1	310000	130000	0.0
697	0.000	0.00	100	4.870	0.000	0.000	0.000	0.000	4.870	4.870	X	1	310000	130000	0.0
698	0.000	0.00	100	3.422	0.000	0.000	0.000	0.000	3.422	3.422	X	1	310000	130000	0.0
699	0.000	0.00	100	4.945	0.000	0.000	0.000	0.000	4.945	4.945	X	1	310000	130000	0.0
700	0.000	0.00	100	4.785	0.000	0.000	0.000	0.000	4.785	4.785	X	1	310000	130000	0.0
701	0.000	0.00	100	3.397	0.000	0.000	0.000	0.000	3.397	3.397	X	1	310000	130000	0.0
702	0.000	0.00	100	3.790	0.000	0.000	0.000	0.000	3.790	3.790	X	1	310000	130000	0.0

N°	f, vmo/ tau, o	f, hm	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess.Diag.	Drift(%) PressoFl.	Taglio	Sf.Norm. Traz.	PressoFl. Ortog.	Spess. (cm)	es2 (cm) (app.sx)	es2 (cm) (app.dx)	es1 (cm) (sup., +/-)
1	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
2	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
3	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
4	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
5	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
6	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
7	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
8	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
9	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
10	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
11	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
12	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	25	0.0	0.0	0.0
13	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
14	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
15	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
16	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
17	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
18	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
19	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
20	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
21	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
22	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
23	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0

24	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
25	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
26	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
27	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
28	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
29	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
30	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
31	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
32	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
33	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
34	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
35	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
36	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
37	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
38	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
39	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
40	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
41	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
42	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
43	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
44	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
45	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
46	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
47	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
48	0.20	5.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
49	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
50	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
51	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
52	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
53	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
54	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
55	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			25	0.0	0.0	0.0
56	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
57	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
58	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
59	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
60	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
61	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
62	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
63	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
64	0.20	5.0		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0

121	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
122	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
123	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
124	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
125	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
126	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
127	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
128	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
129	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	55	0.0	0.0	0.0
130	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
131	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
132	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
133	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
134	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
135	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
136	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
137	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
138	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
139	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
140	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
141	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
142	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
143	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
144	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
145	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
146	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
147	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
148	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
149	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
150	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
151	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
152	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
153	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
154	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
155	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
156	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
157	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
158	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
159	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
160	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
161	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
162	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
163	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
164	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
165	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
166	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
167	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
168	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
169	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
170	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
171	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
172	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
173	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
174	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
175	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
176	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
177	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
178	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
179	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
180	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
181	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
182	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	25	0.0	0.0	0.0
183	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
184	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
185	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
186	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
187	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
188	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
189	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
190	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
191	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
192	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
193	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
194	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
195	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
196	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
197	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
198	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
199	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
200	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
201	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
202	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
203	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
204	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
205	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
206	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
207	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
208	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
209	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
210	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
211	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
212	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
213	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
214	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
215	0.50	12.5	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
216	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
217	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0

218	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
219	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
220	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
221	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
222	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
223	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
224	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			35	0.0	0.0	0.0
225	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
226	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
227	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
228	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
229	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
230	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
231	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
232	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
233	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
234	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
235	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
236	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
237	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
238	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
239	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
240	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
241	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
242	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
243	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
244	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
245	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
246	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
247	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
248	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
249	0.50	12.5		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
250	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
251	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
252	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
253	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
254	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
255	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
256	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
257	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
258	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
259	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
260	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
261	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
262	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
263	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	25	0.0	0.0	0.0
264	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
265	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
266	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
267	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
268	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
269	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
270	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
271	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
272	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
273	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
274	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
275	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
276	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
277	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
278	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
279	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
280	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
281	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
282	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
283	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
284	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
285	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
286	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
287	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
288	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
289	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
290	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
291	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	45	0.0	0.0	0.0
292	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	35	0.0	0.0	0.0
293	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
294	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
295	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
296	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	50	0.0	0.0	0.0
297	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
298	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
299	0.90	18.0	X	X	X	0.60	0.40	X	X	40	0.0	0.0	0.0
300	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
301	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
302	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
303	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
304	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
305	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
306	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
307	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
308	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
309	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
310	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			35	0.0	0.0	0.0
311	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
312	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
313	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
314	0.90	18.0		X	X	0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0

315	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
316	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
317	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
318	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
319	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
320	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
321	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
322	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
323	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
324	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
325	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
326	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
327	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
328	0.90	18.0	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
329	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
330	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
331	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
332	0.00	0.0			0.60	0.40		15	0.0	0.0	0.0
333	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
334	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
335	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
336	0.00	0.0			0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
337	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
338	0.20	5.0	X	X	0.60	0.40		55	0.0	0.0	0.0
339	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		55	0.0	0.0	0.0
340	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
341	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
342	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
343	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
344	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
345	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
346	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
347	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
348	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
349	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
350	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
351	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
352	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
353	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
354	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
355	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
356	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
357	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
358	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
359	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
360	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
361	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
362	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
363	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
364	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
365	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		25	0.0	0.0	0.0
366	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
367	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
368	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
369	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
370	0.20	5.0	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
371	0.20	5.0	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
372	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
373	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
374	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
375	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		35	0.0	0.0	0.0
376	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
377	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
378	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
379	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
380	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
381	0.20	5.0	X	X	0.60	0.40		55	0.0	0.0	0.0
382	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
383	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
384	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		55	0.0	0.0	0.0
385	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
386	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
387	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
388	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
389	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
390	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
391	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
392	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
393	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
394	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
395	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		55	0.0	0.0	0.0
396	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
397	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
398	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
399	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
400	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
401	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
402	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
403	0.20	5.0	X	X	0.60	0.40		45	0.0	0.0	0.0
404	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
405	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
406	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
407	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		40	0.0	0.0	0.0
408	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
409	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0
410	0.50	12.5	X	X	0.60	0.40		50	0.0	0.0	0.0
411	0.00	0.0			0.60	0.40		0	0.0	0.0	0.0

412	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
413	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
414	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
415	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
416	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
417	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
418	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
419	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
420	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
421	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
422	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
423	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
424	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			50	0.0	0.0	0.0
425	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
426	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
427	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
428	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
429	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
430	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
431	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
432	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
433	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
434	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
435	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
436	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
437	0.50	12.5	X	X		0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
438	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
439	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
440	0.00	0.0				0.60	0.40			15	0.0	0.0	0.0
441	0.90	18.0	X	X		0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
442	0.00	0.0				0.60	0.40			40	0.0	0.0	0.0
443	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
444	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
445	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
446	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
447	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
448	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
449	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
450	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
451	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
452	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
453	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
454	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
455	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
456	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
457	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
458	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
459	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
460	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
461	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
462	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
463	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
464	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
465	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
466	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
467	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
468	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
469	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
470	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
471	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
472	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
473	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
474	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
475	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
476	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
477	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
478	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
479	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
480	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
481	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
482	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
483	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
484	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
485	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
486	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
487	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
488	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
489	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
490	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
491	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
492	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
493	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
494	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			45	0.0	0.0	0.0
495	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
496	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
497	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
498	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
499	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
500	0.20	5.0	X	X		0.60	0.40			55	0.0	0.0	0.0
501	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
502	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
503	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
504	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
505	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
506	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
507	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0
508	0.00	0.0				0.60	0.40			0	0.0	0.0	0.0

509	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
510	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
511	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
512	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
513	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
514	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				55	0.0	0.0	0.0
515	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
516	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
517	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
518	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
519	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
520	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
521	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
522	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
523	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
524	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
525	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
526	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				40	0.0	0.0	0.0
527	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
528	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
529	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
530	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				40	0.0	0.0	0.0
531	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
532	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
533	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
534	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
535	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
536	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
537	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
538	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
539	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
540	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
541	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
542	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
543	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
544	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
545	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
546	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
547	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
548	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				55	0.0	0.0	0.0
549	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
550	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
551	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
552	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
553	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
554	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
555	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
556	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
557	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
558	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
559	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
560	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				40	0.0	0.0	0.0
561	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
562	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
563	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
564	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
565	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
566	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
567	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
568	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
569	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
570	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
571	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
572	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
573	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
574	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
575	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
576	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				50	0.0	0.0	0.0
577	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
578	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
579	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
580	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
581	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
582	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
583	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
584	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
585	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
586	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
587	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
588	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
589	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
590	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
591	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
592	0.50	12.5	X		X	0.60	0.40				40	0.0	0.0	0.0
593	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
594	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
595	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
596	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
597	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
598	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
599	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
600	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
601	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
602	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
603	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
604	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0
605	0.00	0.0				0.60	0.40				0	0.0	0.0	0.0

606	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
607	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
608	0.50	12.5	X	X				50	0.0	0.0	0.0
609	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
610	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
611	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
612	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
613	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
614	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
615	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
616	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
617	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
618	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
619	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
620	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
621	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
622	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
623	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
624	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
625	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
626	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
627	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
628	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
629	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
630	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
631	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
632	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
633	0.00	0.0						50	0.0	0.0	0.0
634	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
635	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
636	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
637	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
638	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
639	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
640	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
641	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
642	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
643	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
644	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
645	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
646	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
647	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
648	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
649	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
650	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
651	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
652	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
653	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
654	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
655	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
656	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
657	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
658	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
659	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
660	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
661	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
662	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
663	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
664	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
665	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
666	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
667	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
668	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
669	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
670	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
671	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
672	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
673	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
674	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
675	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
676	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
677	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
678	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
679	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
680	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
681	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
682	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
683	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
684	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
685	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
686	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
687	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
688	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
689	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
690	0.90	18.0	X	X				40	0.0	0.0	0.0
691	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
692	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
693	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
694	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
695	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
696	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
697	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
698	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
699	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
700	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
701	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0
702	0.00	0.0						0	0.0	0.0	0.0

Descrizione dei DATI SOLAI

I solai sono elementi opzionali: qualora siano stati definiti in input, possono essere utilizzati per la generazione delle CCE. I carichi agenti sulla struttura, utilizzati nell'analisi, sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE.

N°: numero progressivo del solaio

Commento: descrizione associata alla maglia di solaio

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

Rigido: X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è influente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente l'eventuale generazione dei *controventi di solaio*, bielle rigide che realizzano una raggiatura in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale (per ulteriori dettagli, consultare i Dati Aste, tipologia O)

Ppr., Perm.G, Var.Q: peso proprio del solaio, carico permanente oltre peso proprio, carico variabile

CCE Ppr., G, Q: corrispondenti CCE. La corrispondenza fra carico e CCE determinerà la creazione dei carichi agenti sulle aste durante la generazione dei carichi da solaio

Solaio per Nodi (Maglia): sequenza di nodi che descrivono il solaio. Affinché un solaio appartenga ad un piano, occorre che tutti i nodi appartengano a tale piano. La sequenza è descritta da tutti i nodi incontrati durante il percorso orario o antiorario del perimetro della maglia. Ad ogni coppia di nodi corrisponderà un'asta sulla quale verrà applicato il carico di solaio, in dipendenza dallo schema statico e dall'orditura

Angolo ordit.: angolo di orditura del solaio

Schema statico: determina la modalità di generazione dei carichi sulle aste perimetrali, a partire dal carico di superficie del solaio. Sono possibili i seguenti valori:

M = solaio Monodirezionale

D = solaio biDirezionale

L = solaio a Lastra

B = volta a Botte

P = volta a Padiglione

E = pErimetro di piano

% per schema D: rappresenta la quota parte del carico di un solaio a schema D (biDirezionale) che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali). Il dato è influente per gli altri schemi statici

Spinta elimin.: X indica che nei calcoli non deve essere considerata la spinta da solai a volta. Questo dato è influente per solai piani non a volta (schemi M, D, L)

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

Permette il calcolo della spinta della volta. Questo dato è influente per solai piani non a volta (schemi M, D, L). La spinta della volta viene rappresentata da un carico concentrato orizzontale che agisce sull'asta rappresentativa della parete di imposta, e, come tutti gli altri carichi di solaio, viene creata in fase di input delle CCE tramite generazione carichi da solaio

Pend.: pendenza dell'area di solaio. Questo valore è diverso da zero nel caso di solai di copertura su falde inclinate. Nel calcolo, il carico verticale viene incrementato per tenere conto della reale superficie, di dimensioni maggiori della proiezione in pianta. I carichi di superficie (Ppr, G, Q) sono sempre da considerarsi come componente verticale

Perim., Area orizz., Area incl., Bar.X/Y/Z: parametri geometrici della maglia di solaio: perimetro, area in proiezione in pianta e area inclinata (le due aree sono ovviamente diversi solo per solai aventi pendenza non nulla), posizione del baricentro della maglia

P.pr.tot., Perm.G tot., Var.Q tot.: carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente, variabile)

Dati SOLAI

N°	Commento	Piano	Rigido	P.pr.G1 (kgf/m ²)	Perm.G2 =	Var.Q =	CCE G1	CCE G2	CCE Q
1	Sala D - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
2	Sala C - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
3	Sala F - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
4	Sala A1 - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
5	Sala A2 - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
6	Sala G - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
7	Sala H - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
8	Sala E - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
9	Sala B - 1S	1	X	120	280	300	1	2	3
10	Scala PT-PR	1	X	150	250	400	1	2	4
11	Perimetro di piano	1	X	0	0	0	0	0	0
12	Sala D - 2S	2	X	20	285	300	1	2	3
13	Sala C - 2S	2	X	20	275	300	1	2	3
14	Sala A - 2S	2	X	20	260	300	1	2	3
15	Sala F - 2S	2	X	20	310	300	1	2	3
16	Sala G - 2S	2	X	20	295	300	1	2	3
17	Sala H - 2S	2	X	20	295	300	1	2	3
18	Sala E - 2S	2	X	20	295	300	1	2	3
19	Sala B - 2S	2	X	20	250	300	1	2	3
20	Scala PR-P1	2	X	150	250	400	1	2	4
21	Perimetro di piano	2	X	0	0	0	0	0	0
22	Sala D - 3S	3	X	20	285	300	1	2	3
23	Sala C - 3S	3	X	20	285	300	1	2	3
24	Sala A - 3S	3	X	20	275	300	1	2	3
25	Sala F - 3S	3	X	20	310	300	1	2	3
26	Sala E - 3S	3	X	20	285	300	1	2	3
27	Sala B - 3S	3	X	20	275	300	1	2	3
28	Scala P1-P2	3	X	150	250	400	1	2	4
29	Perimetro di piano	3	X	0	0	0	0	0	0
30	Perimetro di piano	4	X	0	0	0	0	0	0
31	Altana	4	X	20	200	300	1	2	3
32	Altana	4	X	20	200	300	1	2	3
33	Altana	4	X	20	200	300	1	2	3
34	Altana	4	X	20	200	300	1	2	3

Solaio per Nodi																																				
(Maglia)																																				
1	98 335 119 78 120 341 367 351 105 350 55 349 104 51 348 117 68 340 116 115																																			
2	335 119 78 120 341 101 342 69 102 343 88 86 336 57 100 81																																			
3	342 69 102 343 344 94 122 123 96 361 360 111 75 110 356 358 71 355 357 76 118 74 366 351 367 80																																			
4	347 54 56 352 106 59 107 63 97 108 353 72 70 349 104 51 348 93 103 85																																			
5	349 70 72 353 67 354 357 76 118 74 366 350 55																																			
6	352 58 362 79 83 112 363 66 114 97 63 107 59 106																																			
7	353 67 354 109 355 71 358 82 359 121 84 364 87 363 66 114 97 108																																			
8	110 356 359 121 84 364 91 113 95 365 92 90 360 111 75																																			
9	73 338 60 345 77 346 64 62 339 53 61 340 68 117 348 93 103 85 347 52 337																																			
10	334 50 337 73 338 89 339 53 61 340 116 115 98 49 99 65																																			
11	334	65	99	49	98	335	81	100	57	336	86	88	343	344	94	122	123	96	361	360	90	92	365	95	113	91	364	87	363	112	83	79	362	58	352	56
12	369 370 160 194 162 195 376 398 385 159 384 183 182 154 383 155 191 375 153 190 151																																			
13	370 160 194 162 195 376 129 377 134 378 168 198 197 167 371 152 179 148																																			
14	382 142 143 386 165 173 184 175 125 185 387 390 158 193 192 156 397 384 183 182 154 383 150 181																																			
15	377 134 378 379 172 200 201 174 394 393 132 130 389 391 128 388 390 158 193 192 156 397 385 398 163																																			
16	386 189 144 395 133 186 135 176 149 175 184 173 165																																			
17	125 185 387 127 388 128 391 164 392 196 166 177 176 149 175																																			
18	392 196 166 177 136 138 187 139 396 170 199 169 393 132 130 389																																			
19	372 157 180 373 145 380 137 381 147 146 374 171 202 375 191 155 383 150 181 382 141																																			
20	368 140 188 372 157 180 373 161 374 171 202 375 153 190 151 369 126 178 131																																			
21	368	178	126	369	370	148	179	371	167	197	198	378	379	172	200	201	174	394	393	169	199	170	396	139	187	138	136	177	176	135	186					
22	400 248 401 230 232 407 267 430 416 415 254 236 231 253 414 224 263 406 222																																			
23	401 230 232 407 216 408 250 221 409 239 268 237 402 234 249 225																																			
24	413 214 215 417 241 255 245 418 266 421 228 265 226 429 264 415 254 236 231 253 414 252 227																																			
25	408 250 221 409 251 410 269 244 270 246 271 425 424 257 204 256 273 420 422 272 419 421 228 265 226 429 416 430 233																																			
26	423 235 427 208 260 210 428 242 240 424 257 204 256 273 420																																			
27	243 404 218 411 223 412 220 219 405 209 211 406 263 224 414 252 227 413 213 403																																			
28	399 212 261 403 243 404 205 405 209 211 406 222 400 238 247 229																																			
29	399	229	247	238	400	248	401	225	249	234	402	237	239	409	251	410	269	244	270	246	271	425	424	240	242	428	210	260	208	427	259					
30	431	281	300	287	304	310	432	311	312	292	439	316	318	320	451	330	313	314	454	286	285	283	453	282	280	328	279	277	452	294	293					
31	322 323 437 438 308 456 443 442 315 306 321 326 325 297																																			
32	438 284 333 448 449 331 447 445 305 446 303 455 301 442 443 456 308																																			
33	326 327 319 445 305 446 303 455 301 442 315 306 321																																			
34	327 319 445 447 331 449 448 450 324																																			

N°	Angolo ordit. (°)	Schema statico	% per schema D	Spinta elimin.	H (cm) imposta	Pend. (%)	Perim. (m)	Area orizz. (m^2)	Area incl. (m^2)	Bar.X (m)	Bar.Y (m)	Bar.Z (m)	P.pr.G1 tot. (kgf)	Perm.G2 tot. =
1	0	M	20	X	50	0	24.52	38.05	38.05	9.178	3.473	3.250	4565	10653
2	90	M	20	X	50	0	23.04	32.71	32.71	15.158	2.538	3.250	3925	9158
3	0	M	20	X	50	0	30.46	63.39	63.39	15.136	9.320	3.250	7607	17750
4	90	M	20	X	50	0	24.74	36.00	36.00	3.843	9.333	3.250	4321	10081
5	90	M	20	X	50	0	15.59	14.57	14.57	9.240	9.333	3.250	1748	4080
6	0	M	20	X	50	0	25.26	39.52	39.52	2.858	15.133	3.250	4742	11065
7	0	M	20	X	50	0	26.97	47.30	47.30	9.144	15.197	3.250	5677	13245
8	0	M	20	X	50	0	21.38	28.46	28.46	15.543	16.083	3.250	3415	7969
9	90	M	20	X	50	0	22.55	14.99	14.99	3.200	5.663	3.250	1798	4196
10	0	D	30	X	0	0	20.86	25.66	25.66	3.228	1.988	3.250	3849	6415
11	0	E	20	X	50	0	75.02	346.15	346.15	9.312	9.295	3.250	0	0
12	0	M	20	X	50	0	24.52	38.05	38.05	9.178	3.473	9.850	761	10843

13	90	M	20	X	50	0	23.04	32.71	32.71	15.158	2.538	9.850	654	8995
14	90	M	20	X	50	0	30.96	50.57	50.57	5.398	9.333	9.850	1011	13149
15	0	M	20	X	50	0	30.46	63.39	63.39	15.136	9.320	9.850	1268	19652
16	0	M	20	X	50	0	25.26	39.52	39.52	2.858	15.133	9.850	790	11658
17	90	M	20	X	50	0	26.97	47.30	47.30	9.144	15.197	9.850	946	13955
18	90	M	20	X	50	0	21.38	28.46	28.46	15.543	16.083	9.850	569	8396
19	90	M	20	X	50	0	22.55	14.99	14.99	3.200	5.663	9.850	300	3746
20	0	D	30	X	0	0	20.86	25.66	25.66	3.228	1.988	9.850	3849	6415
21	0	E	20	X	50	0	74.99	346.15	346.15	9.312	9.295	9.850	0	0
22	0	M	20	X	50	0	24.52	38.05	38.05	9.178	3.473	14.250	761	10843
23	90	M	20	X	50	0	23.04	32.71	32.71	15.158	2.538	14.250	654	9322
24	90	M	20	X	50	0	30.96	50.57	50.57	5.398	9.333	14.250	1011	13908
25	0	M	20	X	50	0	30.46	63.39	63.39	15.136	9.320	14.250	1268	19652
26	0	M	20	X	50	0	21.38	28.46	28.46	15.543	16.083	14.250	569	8111
27	90	M	20	X	50	0	22.55	14.99	14.99	3.200	5.663	14.250	300	4121
28	0	D	30	X	0	0	20.86	25.66	25.66	3.228	1.988	14.250	3849	6415
29	0	E	20	X	50	0	74.99	346.15	346.15	9.312	9.295	14.250	0	0
30	0	E	20	X	50	0	74.99	346.15	346.15	9.312	9.295	17.250	0	0
31	90	M	20	X	50	0	19.85	14.58	14.58	8.386	5.992	17.250	292	2915
32	0	M	20	X	50	0	22.13	25.93	25.93	12.849	9.394	17.250	519	5187
33	90	M	20	X	50	0	21.84	29.21	29.21	7.677	9.333	17.250	584	5842
34	90	M	20	X	50	0	19.91	14.55	14.55	8.409	12.664	17.250	291	2910

N°	Var. Q tot. =
1	11414
2	9813
3	19018
4	10801
5	4371
6	11856
7	14191
8	8538
9	4496
10	10263
11	0
12	11414
13	9813
14	15172
15	19018
16	11856
17	14191
18	8538
19	4496
20	10263
21	0
22	11414
23	9813
24	15172
25	19018
26	8538
27	4496
28	10263
29	0
30	0
31	4373
32	7780
33	8763
34	4366

Descrizione dei DATI CARICHI

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

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

Le CCE vengono in generale create dall'Utente applicando carichi alle aste; possono tuttavia formarsi automaticamente in alcuni casi: per edifici in muratura, quando i carichi provengono dall'analisi dei carichi già eseguita da PC.M, o quando si richiede in PC.E la generazione delle CCE a partire dai dati dei Solai (Generazione Carichi da Solai) o dai dati del Vento (Generazione Carichi da Vento). Per strutture qualsiasi è inoltre possibile generare automaticamente i carichi riguardanti i pesi propri.

PARAMETRI GENERALI

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

Tipologia: 1 = Condizione di Carico Elementare specificata direttamente dall'Utente. Appartengono a questa tipologia le condizioni di carico automaticamente generate in PC.E a partire dai carichi dei Solai.

2 = Condizione di Carico Elementare creata automaticamente da PC.E, relativa ai Pesi Propri della struttura.

3 = Condizione di Carico Elementare automatica, creata da PC.M quando PC.E viene utilizzato come solutore da PC.M. Questo tipo di condizione deriva dall'analisi automatica dei carichi eseguita in PC.M: la sua generazione avviene se richiesta in fase di esportazione modello da PC.M a PC.E

Tipo di Azione: specifica la tipologia dell'azione, secondo la convenzione qui di seguito riportata (si indicano, in sequenza: numero identificativo del tipo di azione, descrizione del tipo di azione, corrispondenti coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 ; per i carichi permanenti i coefficienti ψ sono tutti posti pari a 1.0):

1) Permanente strutturale (G1), 1.0,1.0,1.0

2) Permanente non strutturale (G2), 1.0,1.0,1.0

3) Precompressione (P), 1.0,1.0,1.0

- 4) Var.(Qk): Cat.A: Ambienti ad uso residenziale, 0,7,0,5,0,3
- 5) Var.(Qk): Cat.B: Uffici, 0,7,0,5,0,3
- 6) Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento, 0,7,0,7,0,6
- 7) Var.(Qk): Cat.D: Ambienti ad uso commerciale, 0,7,0,7,0,6
- 8) Var.(Qk): Cat.E: Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale, 1,0,0,9,0,8
- 9) Var.(Qk): Cat.F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN), 0,7,0,7,0,6
- 10) Var.(Qk): Cat.G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN), 0,7,0,5,0,3
- 11) Var.(Qk): Cat.H: Coperture, 0,0,0,0,0,0
- 12) Var.(Qk): Vento +X, 0,6,0,2,0,0
- 13) Var.(Qk): Vento +Y, 0,6,0,2,0,0
- 14) Var.(Qk): Vento -X, 0,6,0,2,0,0
- 15) Var.(Qk): Vento -Y, 0,6,0,2,0,0
- 16) Var.(Qk): Neve (a quota ≤ 1000 m. slm)
- 17) Var.(Qk): Neve (a quota > 1000 m. slm)
- 18) Var.(Qk): Variazioni termiche, 0,6,0,5,0,0

I dati dei tipi di azione da 4) a 18) coincidono con quanto riportato in [Tab.2.5.1](#) (§2.5.3).

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

I coefficienti di combinazione ψ (§2.5.3, Tab.2.5.1) sono suddivisi in ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli ψ_2 (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti ψ_0 (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza γ (γ_G e γ_Q) (§2.6.1, Tab.2.6.1). In PC.E i coefficienti γ sono definiti nei dati delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari (CCC).

Per i carichi permanenti G_k , ed i carichi di precompressione P_k , i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 devono essere tutti posti pari a 1.0.

Se si desidera ignorare la CCE ai fini del calcolo sismico, il coefficiente ψ_2 deve essere posto pari a 0.

Per sua stessa definizione, la CCE è caratterizzata da carichi cui corrispondono valori univoci dei coefficienti ψ ; pertanto, nel caso di carichi che presentano anche un solo valore distinto fra i tre coefficienti, dovranno essere state create condizioni di carico elementari distinte.

Moltiplicatori per Generazione Masse

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

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

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

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

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

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

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;
- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico ψ_2), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

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

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

NODI

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

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

- **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ, $\phi_X \phi_Y \phi_Z$ (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Non è consentito applicare ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, sia cedimento vincolare sia azione concentrata corrispondente.

I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PC.E, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

ASTE

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

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

- **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.ref., Componenti X,Y,Z, Su luce defo rmabile, Generato da Solai
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):** n°asta, Sist.ref., Componenti X,Y,Z, Su luce defo rmabile
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):** n°asta, Sist.ref., Componenti X,Y,Z, Su luce defo rmabile
- **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.ref., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPI, G generato da Solai
[P,M = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPI = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- **Carico Termico (nel piano locale xz):** n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

Sist.ref. = sistema di riferimento globale (0) o locale (-1) [consultare anche le Convenzioni sui sistemi di riferimento e sui segni].

Componenti X,Y,Z = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) possono essere forniti in coordinate locali o globali. Il primo valore (-1 o 0) indica se il carico per questa asta è dato nel riferimento locale (-1), oppure globale (0). In una stessa condizione di carico, la convenzione del riferimento può essere diversa da asta ad asta (ma è la stessa per le diverse componenti di carico).

Nel sistema di riferimento globale, le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

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

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

Su luce deformabile = i carichi distribuiti agenti sulle aste possono essere applicati sulla luce completa oppure solo sulla luce deformabile, diversa dalla completa qualora vi sia una zona rigida iniziale e/o finale.

Lo scopo è quello di gestire correttamente carichi, come ad esempio il peso proprio, che risultano applicati effettivamente solo sulla luce deformabile, come per il caso delle strisce murarie dove i tratti rigidi rappresentano le zone di intersezione con i maschi: se anche lì si applicasse il peso proprio, si opererebbe una sovrastima corrispondente a una 'compenetrazione' di materiale.

Generato da Solai = il Carico Distribuito Uniforme può essere stato generato automaticamente a partire dai Dati Solai. I Carichi Concentrati sulle Aste generati dai Dati Solai sono le eventuali spinte di solai a volta sui maschi murari su cui i solai si impostano.

Per ogni asta, e per una data CCE, è possibile definire più carichi distribuiti per ogni tipo di distribuzione prevista (uniforme, lineare con max al vertice iniziale, lineare con max al vertice finale): è quindi possibile che più carichi distribuiti si riferiscano alla stessa asta.

Analogamente, per quanto riguarda i Carichi Concentrati, per ogni asta è possibile definire un numero di carichi concentrati ≥ 1 . Pertanto è possibile che in una CCE più carichi concentrati si riferiscano alla stessa asta. Un carico concentrato agente ad un estremo dell'asta (nodo iniziale o nodo finale) deve essere specificato come carico concentrato sul nodo corrispondente e non come carico concentrato sull'asta: ciò permette di ottenere i corretti valori delle azioni interne nell'asta all'estremo in questione.

I Carichi Termici si riferiscono necessariamente al piano di flessione locale xz. Sono richieste la variazione termica superiore (all'estradosso) e l'inferiore (in intradosso).

COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

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

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

Tipo di Combinazione Statica [§2.5.3]: specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

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

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

Coefficiente γ (gamma), (moltiplicatore);

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

ψ (psi) = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a: ψ_0 per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante: $\psi=1.0$); ψ_1 per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente; ψ_2 per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

Moltiplicatore di calcolo.

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

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

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

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

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PC.E). PC.E esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente γ coincide con il coefficiente parziale per le azioni γ_G o γ_Q (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a $\gamma^* \psi_0$. Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ_0 è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a porlo = 1.0).

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

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

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

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

- i coefficienti ψ di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a ψ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare

(analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a porlo = 1.0).

PC.E consente la generazione automatica di combinazioni SLE desiderate a partire da combinazioni fondamentali selezionate.

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

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

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

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

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare $Q_{k,1}$ è l'azione variabile dominante, mentre $Q_{k,2}$, $Q_{k,3}$, ..., sono

azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili $Q_{k,j}$ vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

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

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

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

$$G, 1 + G, 2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E. Le verifiche di sicurezza sismiche a SLU vengono condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), le Norme precisano:

- in §7.1 che le verifiche nei confronti di tutti gli stati limite ultimi sono soddisfatte quando lo siano le verifiche relative al solo SLV;

- in §C7.1 che le verifiche a SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

Inoltre, per gli edifici esistenti in §C8.7.1.1 si afferma che "il soddisfacimento della verifica a SLV implica anche il soddisfacimento della verifica a SLC".

Per tali motivi in PC.E le verifiche di sicurezza sismiche per stati limite ultimi si riferiscono al solo SLV.

Verifiche sismiche per **Stati Limite di Esercizio** riguardano, in generale, la deformazione per SLD (stato limite di danno); nel caso degli edifici esistenti, tali verifiche non sono obbligatorie qualora si valuti la sicurezza con riferimento ai soli SLU (§8.3).

Per edifici di classe III o IV per i quali si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali, si devono svolgere ulteriori verifiche per stati limite di esercizio: in SLD si eseguono verifiche di resistenza utilizzando la combinazione sismica e calcolando lo spettro di risposta con la posizione $\eta=2/3$ (§7.3.7.1); in SLO (stato limite di operatività) si eseguono verifiche degli spostamenti secondo §7.3.7.2.

CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI

```
Permanenti
Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)
Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1
Livelli di intensità dell'azione variabile:
- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00
Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001
```

```
NODI: Carichi Concentrati (kgf - kgf m)
(N°nodo, forze:FX,FY,FZ, momenti:MX,MY,MZ)
312 : 0 , 0 , -450 , 0 , 0 , 0 ,
319 : 0 , 0 , -450 , 0 , 0 , 0 ,
442 : 0 , 0 , -450 , 0 , 0 , 0 ,
445 : 0 , 0 , -450 , 0 , 0 , 0 ,
```

```
ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)
(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)
49 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
51 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
53 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
54 : glob., 0 , 0 , -228 (da Solai)
55 : glob., 0 , 0 , -420 (da Solai)
56 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
57 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
58 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
65 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
72 : glob., 0 , 0 , -753 (da Solai)
73 : glob., 0 , 0 , -666 (da Solai)
75 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
76 : glob., 0 , 0 , -410 (da Solai)
78 : glob., 0 , 0 , -341 (da Solai)
79 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
132 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
134 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
135 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
137 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
138 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
139 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
140 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
141 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
142 : glob., 0 , 0 , -115 (da Solai)
143 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
148 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
156 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
157 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
158 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
159 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
160 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
161 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
169 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
216 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
218 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
219 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
221 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
222 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
223 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
224 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
225 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
```


233 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
241 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
242 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
243 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
246 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
249 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
300 : glob., 0 , 0 , -155
302 : glob., 0 , 0 , -155
304 : glob., 0 , 0 , -155
306 : glob., 0 , 0 , -155
310 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
312 : glob., 0 , 0 , -155
314 : glob., 0 , 0 , -155
316 : glob., 0 , 0 , -155
319 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
320 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
322 : glob., 0 , 0 , -155
324 : glob., 0 , 0 , -155
325 : glob., 0 , 0 , -155
327 : glob., 0 , 0 , -155
329 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
329 : glob., 0 , 0 , -110
329 : glob., 0 , 0 , -740
330 : glob., 0 , 0 , -110
330 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
330 : glob., 0 , 0 , -740
331 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
331 : glob., 0 , 0 , -110
331 : glob., 0 , 0 , -740
333 : glob., 0 , 0 , -740
333 : glob., 0 , 0 , -110
334 : glob., 0 , 0 , -110
334 : glob., 0 , 0 , -740
335 : glob., 0 , 0 , -110
335 : glob., 0 , 0 , -740
336 : glob., 0 , 0 , -110
336 : glob., 0 , 0 , -30 (da Solai)
336 : glob., 0 , 0 , -740
337 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
338 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
339 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
340 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
341 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
343 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
344 : glob., 0 , 0 , -228 (da Solai)
345 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
346 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
347 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
348 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
349 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
350 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
353 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
354 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
355 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
356 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
357 : glob., 0 , 0 , -420 (da Solai)
358 : glob., 0 , 0 , -420 (da Solai)
359 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
360 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
361 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
362 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
363 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
364 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
365 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
366 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
367 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
369 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
370 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
371 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
372 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
373 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
374 : glob., 0 , 0 , -115 (da Solai)
375 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
382 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
383 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
385 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
389 : glob., 0 , 0 , -155
390 : glob., 0 , 0 , -155
391 : glob., 0 , 0 , -155
392 : glob., 0 , 0 , -155
393 : glob., 0 , 0 , -155
394 : glob., 0 , 0 , -155
395 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
396 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
397 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
399 : glob., 0 , 0 , -155
400 : glob., 0 , 0 , -155
401 : glob., 0 , 0 , -110
401 : glob., 0 , 0 , -740
402 : glob., 0 , 0 , -753 (da Solai)
403 : glob., 0 , 0 , -666 (da Solai)
404 : glob., 0 , 0 , -666 (da Solai)
405 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
406 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
407 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
408 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
409 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)

```
410 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
411 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
413 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
414 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
415 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
416 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
417 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
418 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
419 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
420 : glob., 0 , 0 , -750 (da Solai)
426 : glob., 0 , 0 , -155
427 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
428 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
429 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
430 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
431 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
432 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
433 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
434 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
436 : glob., 0 , 0 , -115 (da Solai)
437 : glob., 0 , 0 , -68 (da Solai)
438 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
439 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
440 : glob., 0 , 0 , -110
440 : glob., 0 , 0 , -740
443 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
444 : glob., 0 , 0 , -155
445 : glob., 0 , 0 , -155
446 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
447 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
448 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
449 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
450 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
453 : glob., 0 , 0 , -228 (da Solai)
454 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
456 : glob., 0 , 0 , -228 (da Solai)
458 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
459 : glob., 0 , 0 , -228 (da Solai)
460 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
461 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
462 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
463 : glob., 0 , 0 , -316 (da Solai)
464 : glob., 0 , 0 , -304 (da Solai)
466 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
467 : glob., 0 , 0 , -139 (da Solai)
469 : glob., 0 , 0 , -139 (da Solai)
472 : glob., 0 , 0 , -420 (da Solai)
473 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
474 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
475 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
479 : glob., 0 , 0 , -547 (da Solai)
480 : glob., 0 , 0 , -343 (da Solai)
481 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
482 : glob., 0 , 0 , -281 (da Solai)
486 : glob., 0 , 0 , -606 (da Solai)
488 : glob., 0 , 0 , -606 (da Solai)
490 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
491 : glob., 0 , 0 , -317 (da Solai)
492 : glob., 0 , 0 , -317 (da Solai)
493 : glob., 0 , 0 , -410 (da Solai)
494 : glob., 0 , 0 , -751 (da Solai)
496 : glob., 0 , 0 , -341 (da Solai)
497 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
499 : glob., 0 , 0 , -343 (da Solai)
501 : glob., 0 , 0 , -753 (da Solai)
503 : glob., 0 , 0 , -751 (da Solai)
505 : glob., 0 , 0 , -340 (da Solai)
506 : glob., 0 , 0 , -447 (da Solai)
507 : glob., 0 , 0 , -316 (da Solai)
508 : glob., 0 , 0 , -336 (da Solai)
509 : glob., 0 , 0 , -327 (da Solai)
512 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
513 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
515 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
516 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
517 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
518 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
521 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
522 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
524 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
526 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
527 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
528 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
529 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
530 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
531 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
532 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
535 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
536 : glob., 0 , 0 , -23 (da Solai)
538 : glob., 0 , 0 , -23 (da Solai)
541 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
542 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
543 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
547 : glob., 0 , 0 , -91 (da Solai)
548 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
549 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
550 : glob., 0 , 0 , -68 (da Solai)
```

552 : glob., 0 , 0 , -101 (da Solai)
553 : glob., 0 , 0 , -68 (da Solai)
554 : glob., 0 , 0 , -101 (da Solai)
555 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
556 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
557 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
558 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
561 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
562 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
565 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
567 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
568 : glob., 0 , 0 , -50 (da Solai)
570 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
571 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
572 : glob., 0 , 0 , -56 (da Solai)
573 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
574 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
575 : glob., 0 , 0 , -339 (da Solai)
577 : glob., 0 , 0 , -393 (da Solai)
578 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
579 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
580 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
583 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
584 : glob., 0 , 0 , -89 (da Solai)
586 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
588 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
589 : glob., 0 , 0 , -112 (da Solai)
590 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
591 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
592 : glob., 0 , 0 , -51 (da Solai)
593 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
596 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
597 : glob., 0 , 0 , -23 (da Solai)
599 : glob., 0 , 0 , -23 (da Solai)
602 : glob., 0 , 0 , -70 (da Solai)
603 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
604 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
605 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
607 : glob., 0 , 0 , -91 (da Solai)
609 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
610 : glob., 0 , 0 , -47 (da Solai)
612 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
614 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
617 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
618 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
620 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
623 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
624 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
628 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
630 : glob., 0 , 0 , -57 (da Solai)
632 : glob., 0 , 0 , -75 (da Solai)
633 : glob., 0 , 0 , -53 (da Solai)
634 : glob., 0 , 0 , -56 (da Solai)
635 : glob., 0 , 0 , -54 (da Solai)
637 : glob., 0 , 0 , -155
638 : glob., 0 , 0 , -155
639 : glob., 0 , 0 , -155
640 : glob., 0 , 0 , -155
641 : glob., 0 , 0 , -155
649 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
649 : glob., 0 , 0 , -110
649 : glob., 0 , 0 , -740
650 : glob., 0 , 0 , -110
650 : glob., 0 , 0 , -740
651 : glob., 0 , 0 , -110
651 : glob., 0 , 0 , -740
652 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)
653 : glob., 0 , 0 , -155
655 : glob., 0 , 0 , -155
658 : glob., 0 , 0 , -110
658 : glob., 0 , 0 , -740
659 : glob., 0 , 0 , -155
661 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
662 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
663 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
664 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)
665 : glob., 0 , 0 , -155
666 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
668 : glob., 0 , 0 , -64 (da Solai)
669 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
670 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
671 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)
673 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
674 : glob., 0 , 0 , -740
674 : glob., 0 , 0 , -110
675 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)
676 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)
678 : glob., 0 , 0 , -17 (da Solai)
678 : glob., 0 , 0 , -110
678 : glob., 0 , 0 , -740
681 : glob., 0 , 0 , -155
683 : glob., 0 , 0 , -155
684 : glob., 0 , 0 , -155
685 : glob., 0 , 0 , -155
686 : glob., 0 , 0 , -155
688 : glob., 0 , 0 , -155
689 : glob., 0 , 0 , -155

690 : glob., 0 , 0 , -31 (da Solai)
 692 : glob., 0 , 0 , -34 (da Solai)

Condizione di Carico Elementare n°2

PARAMETRI GENERALI

Permanenti non strutturali
 Tipo di Azione [\$2.5] = 2. Permanente non strutturale (G2)
 Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 1.00
 - (psi),1 (valore frequente) = 1.00
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati (kgf - kgf m)
 (N°nodo, forze:FX,FY,FZ, momenti:MX,MY,MZ)
 312 : 0 , 0 , -1950 , 0 , 0 , 0 ,
 319 : 0 , 0 , -1950 , 0 , 0 , 0 ,
 442 : 0 , 0 , -1950 , 0 , 0 , 0 ,
 445 : 0 , 0 , -1950 , 0 , 0 , 0 ,

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)
 (N°asta, loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)
 49 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 51 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 53 : glob., 0 , 0 , -711 (da Solai)
 54 : glob., 0 , 0 , -474 (da Solai)
 55 : glob., 0 , 0 , -981 (da Solai)
 56 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
 57 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
 58 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
 65 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
 72 : glob., 0 , 0 , -1758 (da Solai)
 73 : glob., 0 , 0 , -1327 (da Solai)
 75 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
 76 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
 78 : glob., 0 , 0 , -794 (da Solai)
 79 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
 132 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 134 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 135 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
 137 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
 138 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
 139 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
 140 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
 141 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
 142 : glob., 0 , 0 , -1607 (da Solai)
 143 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
 148 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
 156 : glob., 0 , 0 , -843 (da Solai)
 157 : glob., 0 , 0 , -843 (da Solai)
 158 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
 159 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
 160 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
 161 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
 169 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
 216 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 218 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
 219 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
 221 : glob., 0 , 0 , -468 (da Solai)
 222 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
 223 : glob., 0 , 0 , -963 (da Solai)
 224 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
 225 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
 233 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
 241 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
 242 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
 243 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
 246 : glob., 0 , 0 , -809 (da Solai)
 249 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
 300 : glob., 0 , 0 , -665
 302 : glob., 0 , 0 , -665
 304 : glob., 0 , 0 , -665
 306 : glob., 0 , 0 , -665
 310 : glob., 0 , 0 , -639 (da Solai)
 312 : glob., 0 , 0 , -665
 314 : glob., 0 , 0 , -665
 316 : glob., 0 , 0 , -665
 319 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
 320 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
 322 : glob., 0 , 0 , -665
 324 : glob., 0 , 0 , -665
 325 : glob., 0 , 0 , -665
 327 : glob., 0 , 0 , -665
 329 : glob., 0 , 0 , -170 (da Solai)
 329 : glob., 0 , 0 , -470
 329 : glob., 0 , 0 , -390
 330 : glob., 0 , 0 , -470
 330 : glob., 0 , 0 , -170 (da Solai)
 330 : glob., 0 , 0 , -390
 331 : glob., 0 , 0 , -169 (da Solai)
 331 : glob., 0 , 0 , -470
 331 : glob., 0 , 0 , -390
 333 : glob., 0 , 0 , -390
 333 : glob., 0 , 0 , -470
 334 : glob., 0 , 0 , -470

334 : glob., 0 , 0 , -390
335 : glob., 0 , 0 , -470
335 : glob., 0 , 0 , -390
336 : glob., 0 , 0 , -470
336 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
336 : glob., 0 , 0 , -390
337 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
338 : glob., 0 , 0 , -711 (da Solai)
339 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
340 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
341 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
343 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
344 : glob., 0 , 0 , -474 (da Solai)
345 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
346 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
347 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
348 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
349 : glob., 0 , 0 , -468 (da Solai)
350 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
353 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
354 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
355 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
356 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
357 : glob., 0 , 0 , -981 (da Solai)
358 : glob., 0 , 0 , -981 (da Solai)
359 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
360 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
361 : glob., 0 , 0 , -899 (da Solai)
362 : glob., 0 , 0 , -899 (da Solai)
363 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
364 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
365 : glob., 0 , 0 , -963 (da Solai)
366 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
367 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
369 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
370 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
371 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
372 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
373 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
374 : glob., 0 , 0 , -1607 (da Solai)
375 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
382 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
383 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
385 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
389 : glob., 0 , 0 , -665
390 : glob., 0 , 0 , -665
391 : glob., 0 , 0 , -665
392 : glob., 0 , 0 , -665
393 : glob., 0 , 0 , -665
394 : glob., 0 , 0 , -665
395 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
396 : glob., 0 , 0 , -843 (da Solai)
397 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
399 : glob., 0 , 0 , -665
400 : glob., 0 , 0 , -665
401 : glob., 0 , 0 , -470
401 : glob., 0 , 0 , -390
402 : glob., 0 , 0 , -1758 (da Solai)
403 : glob., 0 , 0 , -1327 (da Solai)
404 : glob., 0 , 0 , -1327 (da Solai)
405 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
406 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
407 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
408 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
409 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
410 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
411 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
413 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
414 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
415 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
416 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
417 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
418 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
419 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
420 : glob., 0 , 0 , -1752 (da Solai)
426 : glob., 0 , 0 , -665
427 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
428 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
429 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
430 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
431 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
432 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
433 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
434 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
436 : glob., 0 , 0 , -1607 (da Solai)
437 : glob., 0 , 0 , -998 (da Solai)
438 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
439 : glob., 0 , 0 , -639 (da Solai)
440 : glob., 0 , 0 , -470
440 : glob., 0 , 0 , -390
443 : glob., 0 , 0 , -639 (da Solai)
444 : glob., 0 , 0 , -665
445 : glob., 0 , 0 , -665
446 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
447 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
448 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
449 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)

```
450 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
453 : glob., 0 , 0 , -474 (da Solai)
454 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
456 : glob., 0 , 0 , -474 (da Solai)
458 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
459 : glob., 0 , 0 , -474 (da Solai)
460 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
461 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
462 : glob., 0 , 0 , -711 (da Solai)
463 : glob., 0 , 0 , -738 (da Solai)
464 : glob., 0 , 0 , -710 (da Solai)
466 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
467 : glob., 0 , 0 , -325 (da Solai)
469 : glob., 0 , 0 , -325 (da Solai)
472 : glob., 0 , 0 , -981 (da Solai)
473 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
474 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
475 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
479 : glob., 0 , 0 , -1277 (da Solai)
480 : glob., 0 , 0 , -800 (da Solai)
481 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
482 : glob., 0 , 0 , -656 (da Solai)
486 : glob., 0 , 0 , -1415 (da Solai)
488 : glob., 0 , 0 , -1415 (da Solai)
490 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
491 : glob., 0 , 0 , -739 (da Solai)
492 : glob., 0 , 0 , -739 (da Solai)
493 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
494 : glob., 0 , 0 , -1753 (da Solai)
496 : glob., 0 , 0 , -795 (da Solai)
497 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
499 : glob., 0 , 0 , -800 (da Solai)
501 : glob., 0 , 0 , -1758 (da Solai)
503 : glob., 0 , 0 , -1753 (da Solai)
505 : glob., 0 , 0 , -794 (da Solai)
506 : glob., 0 , 0 , -1044 (da Solai)
507 : glob., 0 , 0 , -738 (da Solai)
508 : glob., 0 , 0 , -783 (da Solai)
509 : glob., 0 , 0 , -762 (da Solai)
512 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
513 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
515 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
516 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
517 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
518 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
521 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
522 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
524 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
526 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
527 : glob., 0 , 0 , -439 (da Solai)
528 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
529 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
530 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
531 : glob., 0 , 0 , -817 (da Solai)
532 : glob., 0 , 0 , -698 (da Solai)
535 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
536 : glob., 0 , 0 , -290 (da Solai)
538 : glob., 0 , 0 , -290 (da Solai)
541 : glob., 0 , 0 , -899 (da Solai)
542 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
543 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
547 : glob., 0 , 0 , -1365 (da Solai)
548 : glob., 0 , 0 , -843 (da Solai)
549 : glob., 0 , 0 , -609 (da Solai)
550 : glob., 0 , 0 , -998 (da Solai)
552 : glob., 0 , 0 , -1523 (da Solai)
553 : glob., 0 , 0 , -998 (da Solai)
554 : glob., 0 , 0 , -1524 (da Solai)
555 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
556 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
557 : glob., 0 , 0 , -818 (da Solai)
558 : glob., 0 , 0 , -818 (da Solai)
561 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
562 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
565 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
567 : glob., 0 , 0 , -843 (da Solai)
568 : glob., 0 , 0 , -740 (da Solai)
570 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
571 : glob., 0 , 0 , -817 (da Solai)
572 : glob., 0 , 0 , -867 (da Solai)
573 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
574 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
575 : glob., 0 , 0 , -565 (da Solai)
577 : glob., 0 , 0 , -1341 (da Solai)
578 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
579 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
580 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
583 : glob., 0 , 0 , -468 (da Solai)
584 : glob., 0 , 0 , -149 (da Solai)
586 : glob., 0 , 0 , -468 (da Solai)
588 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
589 : glob., 0 , 0 , -468 (da Solai)
590 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
591 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
592 : glob., 0 , 0 , -723 (da Solai)
593 : glob., 0 , 0 , -817 (da Solai)
596 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
```

```

597 : glob., 0 , 0 , -319 (da Solai)
599 : glob., 0 , 0 , -319 (da Solai)
602 : glob., 0 , 0 , -963 (da Solai)
603 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
604 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
605 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
607 : glob., 0 , 0 , -1365 (da Solai)
609 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
610 : glob., 0 , 0 , -644 (da Solai)
612 : glob., 0 , 0 , -817 (da Solai)
614 : glob., 0 , 0 , -818 (da Solai)
617 : glob., 0 , 0 , -818 (da Solai)
618 : glob., 0 , 0 , -818 (da Solai)
620 : glob., 0 , 0 , -809 (da Solai)
623 : glob., 0 , 0 , -809 (da Solai)
624 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
628 : glob., 0 , 0 , -809 (da Solai)
630 : glob., 0 , 0 , -809 (da Solai)
632 : glob., 0 , 0 , -1156 (da Solai)
633 : glob., 0 , 0 , -817 (da Solai)
634 : glob., 0 , 0 , -867 (da Solai)
635 : glob., 0 , 0 , -776 (da Solai)
637 : glob., 0 , 0 , -665
638 : glob., 0 , 0 , -665
639 : glob., 0 , 0 , -665
640 : glob., 0 , 0 , -665
641 : glob., 0 , 0 , -665
649 : glob., 0 , 0 , -170 (da Solai)
649 : glob., 0 , 0 , -470
649 : glob., 0 , 0 , -390
650 : glob., 0 , 0 , -470
650 : glob., 0 , 0 , -390
651 : glob., 0 , 0 , -470
651 : glob., 0 , 0 , -390
652 : glob., 0 , 0 , -336 (da Solai)
653 : glob., 0 , 0 , -665
655 : glob., 0 , 0 , -665
658 : glob., 0 , 0 , -470
658 : glob., 0 , 0 , -390
659 : glob., 0 , 0 , -665
661 : glob., 0 , 0 , -639 (da Solai)
662 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
663 : glob., 0 , 0 , -170 (da Solai)
664 : glob., 0 , 0 , -336 (da Solai)
665 : glob., 0 , 0 , -665
666 : glob., 0 , 0 , -638 (da Solai)
668 : glob., 0 , 0 , -638 (da Solai)
669 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
670 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
671 : glob., 0 , 0 , -335 (da Solai)
673 : glob., 0 , 0 , -169 (da Solai)
674 : glob., 0 , 0 , -390
674 : glob., 0 , 0 , -470
675 : glob., 0 , 0 , -336 (da Solai)
676 : glob., 0 , 0 , -336 (da Solai)
678 : glob., 0 , 0 , -169 (da Solai)
678 : glob., 0 , 0 , -470
678 : glob., 0 , 0 , -390
681 : glob., 0 , 0 , -665
683 : glob., 0 , 0 , -665
684 : glob., 0 , 0 , -665
685 : glob., 0 , 0 , -665
686 : glob., 0 , 0 , -665
688 : glob., 0 , 0 , -665
689 : glob., 0 , 0 , -665
690 : glob., 0 , 0 , -305 (da Solai)
692 : glob., 0 , 0 , -342 (da Solai)

```

Condizione di Carico Elementare n°3

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Civile abitazione

Tipo di Azione [S2.5] = 5. Var.(Qk): Cat.B: Uffici

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1

Livelli di intensità dell'azione variabile:

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

- (psi),1 (valore frequente) = 0.50

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.30

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

```

53 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
54 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
55 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
56 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
57 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
58 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
72 : glob., 0 , 0 , -1883 (da Solai)
73 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
75 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
76 : glob., 0 , 0 , -1026 (da Solai)
78 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
79 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
135 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
137 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
138 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)

```

139 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
140 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
141 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
142 : glob., 0 , 0 , -1718 (da Solai)
143 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
156 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
157 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
158 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
159 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
160 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
161 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
169 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
219 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
221 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
222 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
223 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
224 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
225 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
241 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
242 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
243 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
246 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
249 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
310 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
319 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
320 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
329 : glob., 0 , 0 , -255 (da Solai)
330 : glob., 0 , 0 , -255 (da Solai)
331 : glob., 0 , 0 , -254 (da Solai)
336 : glob., 0 , 0 , -457 (da Solai)
338 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
340 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
343 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
344 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
346 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
348 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
349 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
353 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
354 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
355 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
356 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
357 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
358 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
359 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
360 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
361 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
362 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
363 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
364 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
365 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
366 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
367 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
369 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
370 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
371 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
372 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
373 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
374 : glob., 0 , 0 , -1718 (da Solai)
375 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
382 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
383 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
385 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
396 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
402 : glob., 0 , 0 , -1883 (da Solai)
403 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
404 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
405 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
406 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
407 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
408 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
409 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
410 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
411 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
413 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
414 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
415 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
416 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
417 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
418 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
419 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
420 : glob., 0 , 0 , -1877 (da Solai)
427 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
428 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
429 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
430 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
431 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
432 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
433 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
434 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
436 : glob., 0 , 0 , -1718 (da Solai)
437 : glob., 0 , 0 , -1015 (da Solai)
438 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
439 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
443 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
448 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
449 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
450 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)

453 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
456 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
458 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
459 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
460 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
461 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
462 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
463 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
464 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
466 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
467 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
469 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
472 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
473 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
474 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
475 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
479 : glob., 0 , 0 , -1368 (da Solai)
480 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
481 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
482 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
486 : glob., 0 , 0 , -1516 (da Solai)
488 : glob., 0 , 0 , -1517 (da Solai)
490 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
491 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
492 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
493 : glob., 0 , 0 , -1026 (da Solai)
494 : glob., 0 , 0 , -1877 (da Solai)
496 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
497 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
499 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
501 : glob., 0 , 0 , -1883 (da Solai)
503 : glob., 0 , 0 , -1877 (da Solai)
505 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
506 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
507 : glob., 0 , 0 , -790 (da Solai)
508 : glob., 0 , 0 , -839 (da Solai)
509 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
515 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
516 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
517 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
518 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
521 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
524 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
526 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
527 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
528 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
529 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
530 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
531 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
532 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
535 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
536 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
538 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
541 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
542 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
543 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
547 : glob., 0 , 0 , -1368 (da Solai)
548 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
549 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
550 : glob., 0 , 0 , -1015 (da Solai)
552 : glob., 0 , 0 , -1509 (da Solai)
553 : glob., 0 , 0 , -1015 (da Solai)
554 : glob., 0 , 0 , -1509 (da Solai)
555 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
556 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
557 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
558 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
561 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
562 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
565 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
567 : glob., 0 , 0 , -857 (da Solai)
568 : glob., 0 , 0 , -752 (da Solai)
570 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
571 : glob., 0 , 0 , -790 (da Solai)
572 : glob., 0 , 0 , -839 (da Solai)
573 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
577 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
578 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
579 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
580 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
583 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
586 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
588 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
589 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
590 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
591 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
592 : glob., 0 , 0 , -761 (da Solai)
593 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
596 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
597 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
599 : glob., 0 , 0 , -348 (da Solai)
602 : glob., 0 , 0 , -1051 (da Solai)
603 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
604 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
605 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
607 : glob., 0 , 0 , -1368 (da Solai)
609 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)

```

610 : glob., 0 , 0 , -703 (da Solai)
612 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
614 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
617 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
618 : glob., 0 , 0 , -791 (da Solai)
620 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
623 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
624 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
628 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
630 : glob., 0 , 0 , -851 (da Solai)
632 : glob., 0 , 0 , -1119 (da Solai)
633 : glob., 0 , 0 , -790 (da Solai)
634 : glob., 0 , 0 , -839 (da Solai)
635 : glob., 0 , 0 , -816 (da Solai)
649 : glob., 0 , 0 , -255 (da Solai)
652 : glob., 0 , 0 , -503 (da Solai)
661 : glob., 0 , 0 , -958 (da Solai)
662 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
663 : glob., 0 , 0 , -255 (da Solai)
664 : glob., 0 , 0 , -504 (da Solai)
666 : glob., 0 , 0 , -957 (da Solai)
668 : glob., 0 , 0 , -957 (da Solai)
669 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
670 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
671 : glob., 0 , 0 , -503 (da Solai)
673 : glob., 0 , 0 , -254 (da Solai)
675 : glob., 0 , 0 , -503 (da Solai)
676 : glob., 0 , 0 , -503 (da Solai)
678 : glob., 0 , 0 , -254 (da Solai)
690 : glob., 0 , 0 , -458 (da Solai)
692 : glob., 0 , 0 , -513 (da Solai)

```

Condizione di Carico Elementare n°4

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Scala

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

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1

Livelli di intensità dell'azione variabile:

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

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

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

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

```

49 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
51 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
54 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
65 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
73 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
132 : glob., 0 , 0 , -238 (da Solai)
134 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
137 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
148 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
158 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
159 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
216 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
218 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
221 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
233 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
241 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
337 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
339 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
341 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
344 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
345 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
346 : glob., 0 , 0 , -238 (da Solai)
347 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
348 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
349 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
350 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
395 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
397 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
403 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
404 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
406 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
446 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
447 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
453 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
454 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
456 : glob., 0 , 0 , -238 (da Solai)
459 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
512 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
513 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
515 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
521 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
522 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
524 : glob., 0 , 0 , -238 (da Solai)
527 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
574 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
575 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
577 : glob., 0 , 0 , -904 (da Solai)
583 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
584 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)
586 : glob., 0 , 0 , -238 (da Solai)
589 : glob., 0 , 0 , -239 (da Solai)

```

Condizione di Carico Elementare n°5

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Neve

Tipo di Azione [S2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota <=1000 m. s.l.m)

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1

Livelli di intensità dell'azione variabile:

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

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

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

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati (kgf - kgf m)

(N°nodo, forze:FX,FY,FZ, momenti:MX,MY,MZ)

312 : 0 , 0 , -1200 , 0 , 0 , 0 ,

319 : 0 , 0 , -1200 , 0 , 0 , 0 ,

442 : 0 , 0 , -1200 , 0 , 0 , 0 ,

445 : 0 , 0 , -1200 , 0 , 0 , 0 ,

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

300 : glob., 0 , 0 , -410

302 : glob., 0 , 0 , -410

304 : glob., 0 , 0 , -410

306 : glob., 0 , 0 , -410

312 : glob., 0 , 0 , -410

314 : glob., 0 , 0 , -410

316 : glob., 0 , 0 , -410

322 : glob., 0 , 0 , -410

324 : glob., 0 , 0 , -410

325 : glob., 0 , 0 , -410

327 : glob., 0 , 0 , -410

329 : glob., 0 , 0 , -290

329 : glob., 0 , 0 , -240

330 : glob., 0 , 0 , -290

330 : glob., 0 , 0 , -240

331 : glob., 0 , 0 , -290

331 : glob., 0 , 0 , -240

333 : glob., 0 , 0 , -290

333 : glob., 0 , 0 , -240

334 : glob., 0 , 0 , -240

334 : glob., 0 , 0 , -290

335 : glob., 0 , 0 , -240

335 : glob., 0 , 0 , -290

336 : glob., 0 , 0 , -290

336 : glob., 0 , 0 , -240

389 : glob., 0 , 0 , -410

390 : glob., 0 , 0 , -410

391 : glob., 0 , 0 , -410

392 : glob., 0 , 0 , -410

393 : glob., 0 , 0 , -410

394 : glob., 0 , 0 , -410

399 : glob., 0 , 0 , -410

400 : glob., 0 , 0 , -410

401 : glob., 0 , 0 , -290

401 : glob., 0 , 0 , -240

426 : glob., 0 , 0 , -410

440 : glob., 0 , 0 , -290

440 : glob., 0 , 0 , -240

444 : glob., 0 , 0 , -410

445 : glob., 0 , 0 , -410

637 : glob., 0 , 0 , -410

638 : glob., 0 , 0 , -410

639 : glob., 0 , 0 , -410

640 : glob., 0 , 0 , -410

641 : glob., 0 , 0 , -410

649 : glob., 0 , 0 , -290

649 : glob., 0 , 0 , -240

650 : glob., 0 , 0 , -290

650 : glob., 0 , 0 , -240

651 : glob., 0 , 0 , -240

651 : glob., 0 , 0 , -290

653 : glob., 0 , 0 , -410

655 : glob., 0 , 0 , -410

658 : glob., 0 , 0 , -290

658 : glob., 0 , 0 , -240

659 : glob., 0 , 0 , -410

665 : glob., 0 , 0 , -410

674 : glob., 0 , 0 , -240

674 : glob., 0 , 0 , -290

678 : glob., 0 , 0 , -290

678 : glob., 0 , 0 , -240

681 : glob., 0 , 0 , -410

683 : glob., 0 , 0 , -410

684 : glob., 0 , 0 , -410

685 : glob., 0 , 0 , -410

686 : glob., 0 , 0 , -410

688 : glob., 0 , 0 , -410

689 : glob., 0 , 0 , -410

Condizione di Carico Elementare n°6

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Vento +X

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

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1

Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

```

25 : glob., 119 , 0 , 0
26 : glob., 188 , 0 , 0
27 : glob., 170 , 0 , 0
28 : glob., 179 , 0 , 0
29 : glob., 301 , 0 , 0
43 : glob., 60 , 0 , 0
44 : glob., 74 , 0 , 0
45 : glob., 73 , 0 , 0
46 : glob., 59 , 0 , 0
47 : glob., 106 , 0 , 0
48 : glob., 107 , 0 , 0
107 : glob., 119 , 0 , 0
108 : glob., 188 , 0 , 0
109 : glob., 170 , 0 , 0
110 : glob., 179 , 0 , 0
111 : glob., 301 , 0 , 0
126 : glob., 86 , 0 , 0
128 : glob., 73 , 0 , 0
129 : glob., 59 , 0 , 0
130 : glob., 155 , 0 , 0
131 : glob., 106 , 0 , 0
194 : glob., 118 , 0 , 0
195 : glob., 188 , 0 , 0
196 : glob., 170 , 0 , 0
197 : glob., 178 , 0 , 0
198 : glob., 299 , 0 , 0
210 : glob., 59 , 0 , 0
211 : glob., 74 , 0 , 0
212 : glob., 73 , 0 , 0
213 : glob., 58 , 0 , 0
214 : glob., 107 , 0 , 0
215 : glob., 105 , 0 , 0

```

Condizione di Carico Elementare n°7

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Vento +Y
 Tipo di Azione [S2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y
 Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

```

1 : glob., 0 , 119 , 0
2 : glob., 0 , 347 , 0
3 : glob., 0 , 361 , 0
4 : glob., 0 , 119 , 0
20 : glob., 0 , 60 , 0
21 : glob., 0 , 116 , 0
22 : glob., 0 , 60 , 0
23 : glob., 0 , 178 , 0
24 : glob., 0 , 59 , 0
44 : glob., 0 , 11 , 0
45 : glob., 0 , 6 , 0
47 : glob., 0 , 11 , 0
48 : glob., 0 , 6 , 0
82 : glob., 0 , 471 , 0
83 : glob., 0 , 475 , 0
102 : glob., 0 , 60 , 0
103 : glob., 0 , 176 , 0
104 : glob., 0 , 163 , 0
105 : glob., 0 , 31 , 0
106 : glob., 0 , 43 , 0
126 : glob., 0 , 11 , 0
128 : glob., 0 , 6 , 0
130 : glob., 0 , 11 , 0
131 : glob., 0 , 6 , 0
171 : glob., 0 , 118 , 0
172 : glob., 0 , 352 , 0
173 : glob., 0 , 356 , 0
174 : glob., 0 , 118 , 0
190 : glob., 0 , 60 , 0
191 : glob., 0 , 176 , 0
192 : glob., 0 , 178 , 0
193 : glob., 0 , 58 , 0
211 : glob., 0 , 12 , 0
212 : glob., 0 , 6 , 0
214 : glob., 0 , 12 , 0
215 : glob., 0 , 6 , 0

```

Condizione di Carico Elementare n°8

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Vento -X
 Tipo di Azione [S2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

25 : glob., -60 , 0 , 0
 26 : glob., -94 , 0 , 0
 27 : glob., -85 , 0 , 0
 28 : glob., -89 , 0 , 0
 29 : glob., -150 , 0 , 0
 43 : glob., -120 , 0 , 0
 44 : glob., -148 , 0 , 0
 45 : glob., -146 , 0 , 0
 46 : glob., -119 , 0 , 0
 47 : glob., -212 , 0 , 0
 48 : glob., -213 , 0 , 0
 107 : glob., -60 , 0 , 0
 108 : glob., -94 , 0 , 0
 109 : glob., -85 , 0 , 0
 110 : glob., -89 , 0 , 0
 111 : glob., -150 , 0 , 0
 126 : glob., -172 , 0 , 0
 128 : glob., -146 , 0 , 0
 129 : glob., -119 , 0 , 0
 130 : glob., -309 , 0 , 0
 131 : glob., -212 , 0 , 0
 194 : glob., -59 , 0 , 0
 195 : glob., -94 , 0 , 0
 196 : glob., -85 , 0 , 0
 197 : glob., -89 , 0 , 0
 198 : glob., -149 , 0 , 0
 210 : glob., -118 , 0 , 0
 211 : glob., -148 , 0 , 0
 212 : glob., -146 , 0 , 0
 213 : glob., -116 , 0 , 0
 214 : glob., -214 , 0 , 0
 215 : glob., -210 , 0 , 0

Condizione di Carico Elementare n°9

PARAMETRI GENERALI

Variabili: Vento -Y

Tipo di Azione [S2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y

Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 1

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

1 : glob., 0 , -60 , 0
 2 : glob., 0 , -174 , 0
 3 : glob., 0 , -181 , 0
 4 : glob., 0 , -59 , 0
 20 : glob., 0 , -121 , 0
 21 : glob., 0 , -232 , 0
 22 : glob., 0 , -120 , 0
 23 : glob., 0 , -356 , 0
 24 : glob., 0 , -117 , 0
 44 : glob., 0 , -6 , 0
 45 : glob., 0 , -11 , 0
 47 : glob., 0 , -6 , 0
 48 : glob., 0 , -11 , 0
 82 : glob., 0 , -236 , 0
 83 : glob., 0 , -237 , 0
 102 : glob., 0 , -121 , 0
 103 : glob., 0 , -352 , 0
 104 : glob., 0 , -325 , 0
 105 : glob., 0 , -62 , 0
 106 : glob., 0 , -86 , 0
 126 : glob., 0 , -6 , 0
 128 : glob., 0 , -11 , 0
 130 : glob., 0 , -6 , 0
 131 : glob., 0 , -11 , 0
 171 : glob., 0 , -59 , 0
 172 : glob., 0 , -176 , 0
 173 : glob., 0 , -178 , 0
 174 : glob., 0 , -59 , 0
 190 : glob., 0 , -120 , 0
 191 : glob., 0 , -352 , 0
 192 : glob., 0 , -356 , 0
 193 : glob., 0 , -116 , 0
 211 : glob., 0 , -6 , 0
 212 : glob., 0 , -12 , 0
 214 : glob., 0 , -6 , 0
 215 : glob., 0 , -12 , 0

Condizione di Carico Elementare n°10

PARAMETRI GENERALI

Pesi Propri

Tipo di Azione [\$2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)
 Tipologia PC.E (1=standard di PC.E, 2=Pesi propri, 3=generata da PC.M) = 2
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 1.00
 - (psi),1 (valore frequente) = 1.00
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kgf/m)

(N°asta; loc.:qx,qy,qz, o glob.:qX,qY,qZ. Eventualmente: solo su luce deformabile; generato dai Dati Solai)

```

1 : glob., 0 , 0 , -1839
2 : glob., 0 , 0 , -5883
3 : glob., 0 , 0 , -6145
4 : glob., 0 , 0 , -1808
5 : glob., 0 , 0 , -1733
6 : glob., 0 , 0 , -986
7 : glob., 0 , 0 , -319
8 : glob., 0 , 0 , -547
9 : glob., 0 , 0 , -5616
10 : glob., 0 , 0 , -986
11 : glob., 0 , 0 , -1680
12 : glob., 0 , 0 , -1454
13 : glob., 0 , 0 , -2309
14 : glob., 0 , 0 , -1625
15 : glob., 0 , 0 , -3480
16 : glob., 0 , 0 , -1283
17 : glob., 0 , 0 , -3848
18 : glob., 0 , 0 , -2950
19 : glob., 0 , 0 , -5031
20 : glob., 0 , 0 , -1954
21 : glob., 0 , 0 , -3731
22 : glob., 0 , 0 , -1317
23 : glob., 0 , 0 , -6155
24 : glob., 0 , 0 , -1797
25 : glob., 0 , 0 , -1839
26 : glob., 0 , 0 , -2644
27 : glob., 0 , 0 , -2153
28 : glob., 0 , 0 , -2330
29 : glob., 0 , 0 , -5643
30 : glob., 0 , 0 , -780
31 : glob., 0 , 0 , -289
32 : glob., 0 , 0 , -131
33 : glob., 0 , 0 , -4908
34 : glob., 0 , 0 , -4916
35 : glob., 0 , 0 , -1377
36 : glob., 0 , 0 , -1325
37 : glob., 0 , 0 , -1767
38 : glob., 0 , 0 , -1805
39 : glob., 0 , 0 , -5686
40 : glob., 0 , 0 , -2907
41 : glob., 0 , 0 , -1043
42 : glob., 0 , 0 , -3266
43 : glob., 0 , 0 , -1797
44 : glob., 0 , 0 , -2592
45 : glob., 0 , 0 , -2550
46 : glob., 0 , 0 , -1787
47 : glob., 0 , 0 , -2630
48 : glob., 0 , 0 , -2652
49 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
50 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
52 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
54 : glob., 0 , 0 , -950 (solo su luce def.)
55 : glob., 0 , 0 , -594 (solo su luce def.)
59 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
61 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
62 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
63 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
64 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
65 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
66 : glob., 0 , 0 , -1724 (solo su luce def.)
67 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
68 : glob., 0 , 0 , -1724 (solo su luce def.)
69 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
71 : glob., 0 , 0 , -1724 (solo su luce def.)
72 : glob., 0 , 0 , -599 (solo su luce def.)
73 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
74 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
75 : glob., 0 , 0 , -1188 (solo su luce def.)
77 : glob., 0 , 0 , -1097 (solo su luce def.)
78 : glob., 0 , 0 , -1097 (solo su luce def.)
80 : glob., 0 , 0 , -431 (solo su luce def.)
81 : glob., 0 , 0 , -1839
82 : glob., 0 , 0 , -5622
83 : glob., 0 , 0 , -5674
84 : glob., 0 , 0 , -1808
85 : glob., 0 , 0 , -1733
86 : glob., 0 , 0 , -986
87 : glob., 0 , 0 , -319
88 : glob., 0 , 0 , -547
89 : glob., 0 , 0 , -1832
90 : glob., 0 , 0 , -3025
91 : glob., 0 , 0 , -986
92 : glob., 0 , 0 , -3116
93 : glob., 0 , 0 , -1872
94 : glob., 0 , 0 , -1308
95 : glob., 0 , 0 , -1064
96 : glob., 0 , 0 , -1353

```

```
97 : glob., 0 , 0 , -2447
98 : glob., 0 , 0 , -1163
99 : glob., 0 , 0 , -2950
100 : glob., 0 , 0 , -1064
101 : glob., 0 , 0 , -3207
102 : glob., 0 , 0 , -1954
103 : glob., 0 , 0 , -6134
104 : glob., 0 , 0 , -6155
105 : glob., 0 , 0 , -1296
106 : glob., 0 , 0 , -1797
107 : glob., 0 , 0 , -1839
108 : glob., 0 , 0 , -2644
109 : glob., 0 , 0 , -2153
110 : glob., 0 , 0 , -2330
111 : glob., 0 , 0 , -5643
112 : glob., 0 , 0 , -780
113 : glob., 0 , 0 , -289
114 : glob., 0 , 0 , -131
115 : glob., 0 , 0 , -3618
116 : glob., 0 , 0 , -1383
117 : glob., 0 , 0 , -1315
118 : glob., 0 , 0 , -1155
119 : glob., 0 , 0 , -1767
120 : glob., 0 , 0 , -1786
121 : glob., 0 , 0 , -1383
122 : glob., 0 , 0 , -2759
123 : glob., 0 , 0 , -2907
124 : glob., 0 , 0 , -927
125 : glob., 0 , 0 , -1778
126 : glob., 0 , 0 , -1797
127 : glob., 0 , 0 , -2602
128 : glob., 0 , 0 , -2550
129 : glob., 0 , 0 , -1787
130 : glob., 0 , 0 , -2888
131 : glob., 0 , 0 , -2858
133 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
135 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
136 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
137 : glob., 0 , 0 , -3116 (solo su luce def.)
140 : glob., 0 , 0 , -3268 (solo su luce def.)
142 : glob., 0 , 0 , -2470 (solo su luce def.)
143 : glob., 0 , 0 , -3268 (solo su luce def.)
145 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
147 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
149 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
150 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
151 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
152 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
153 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
154 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
156 : glob., 0 , 0 , -3420 (solo su luce def.)
157 : glob., 0 , 0 , -3420 (solo su luce def.)
163 : glob., 0 , 0 , -3420 (solo su luce def.)
164 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
166 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
167 : glob., 0 , 0 , -1150 (solo su luce def.)
168 : glob., 0 , 0 , -836 (solo su luce def.)
170 : glob., 0 , 0 , -450 (solo su luce def.)
171 : glob., 0 , 0 , -1625
172 : glob., 0 , 0 , -5111
173 : glob., 0 , 0 , -5159
174 : glob., 0 , 0 , -1596
175 : glob., 0 , 0 , -1695
176 : glob., 0 , 0 , -986
177 : glob., 0 , 0 , -319
178 : glob., 0 , 0 , -547
179 : glob., 0 , 0 , -1832
180 : glob., 0 , 0 , -3025
181 : glob., 0 , 0 , -986
182 : glob., 0 , 0 , -2556
183 : glob., 0 , 0 , -1569
184 : glob., 0 , 0 , -1071
185 : glob., 0 , 0 , -5892
186 : glob., 0 , 0 , -1017
187 : glob., 0 , 0 , -2622
188 : glob., 0 , 0 , -1064
189 : glob., 0 , 0 , -3207
190 : glob., 0 , 0 , -1556
191 : glob., 0 , 0 , -5019
192 : glob., 0 , 0 , -5036
193 : glob., 0 , 0 , -1428
194 : glob., 0 , 0 , -1625
195 : glob., 0 , 0 , -2404
196 : glob., 0 , 0 , -1957
197 : glob., 0 , 0 , -2119
198 : glob., 0 , 0 , -5035
199 : glob., 0 , 0 , -780
200 : glob., 0 , 0 , -289
201 : glob., 0 , 0 , -131
202 : glob., 0 , 0 , -1345
203 : glob., 0 , 0 , -3222
204 : glob., 0 , 0 , -1444
205 : glob., 0 , 0 , -1505
206 : glob., 0 , 0 , -1345
207 : glob., 0 , 0 , -2607
208 : glob., 0 , 0 , -2907
209 : glob., 0 , 0 , -3804
```

```
210 : glob., 0 , 0 , -1587
211 : glob., 0 , 0 , -2366
212 : glob., 0 , 0 , -2318
213 : glob., 0 , 0 , -1530
214 : glob., 0 , 0 , -2941
215 : glob., 0 , 0 , -2880
216 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
217 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
220 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
221 : glob., 0 , 0 , -1862 (solo su luce def.)
224 : glob., 0 , 0 , -1363 (solo su luce def.)
226 : glob., 0 , 0 , -1634 (solo su luce def.)
227 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
228 : glob., 0 , 0 , -941 (solo su luce def.)
229 : glob., 0 , 0 , -941 (solo su luce def.)
230 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
231 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
232 : glob., 0 , 0 , -941 (solo su luce def.)
234 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
235 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
236 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
237 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
238 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
240 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
241 : glob., 0 , 0 , -1444 (solo su luce def.)
242 : glob., 0 , 0 , -1558 (solo su luce def.)
243 : glob., 0 , 0 , -1444 (solo su luce def.)
245 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
246 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
247 : glob., 0 , 0 , -1045 (solo su luce def.)
248 : glob., 0 , 0 , -836 (solo su luce def.)
249 : glob., 0 , 0 , -874 (solo su luce def.)
250 : glob., 0 , 0 , -863 (solo su luce def.)
251 : glob., 0 , 0 , -1385
252 : glob., 0 , 0 , -2616
253 : glob., 0 , 0 , -3070
254 : glob., 0 , 0 , -2511
255 : glob., 0 , 0 , -1361
256 : glob., 0 , 0 , -1606
257 : glob., 0 , 0 , -986
258 : glob., 0 , 0 , -302
259 : glob., 0 , 0 , -518
260 : glob., 0 , 0 , -3744
261 : glob., 0 , 0 , -1037
262 : glob., 0 , 0 , -986
263 : glob., 0 , 0 , -2930
264 : glob., 0 , 0 , -1172
265 : glob., 0 , 0 , -756
266 : glob., 0 , 0 , -7214
267 : glob., 0 , 0 , -2484
268 : glob., 0 , 0 , -3118
269 : glob., 0 , 0 , -1102
270 : glob., 0 , 0 , -1474
271 : glob., 0 , 0 , -891
272 : glob., 0 , 0 , -4755
273 : glob., 0 , 0 , -1004
274 : glob., 0 , 0 , -4771
275 : glob., 0 , 0 , -1004
276 : glob., 0 , 0 , -1353
277 : glob., 0 , 0 , -1494
278 : glob., 0 , 0 , -2277
279 : glob., 0 , 0 , -1854
280 : glob., 0 , 0 , -2007
281 : glob., 0 , 0 , -1116
282 : glob., 0 , 0 , -4770
283 : glob., 0 , 0 , -780
284 : glob., 0 , 0 , -289
285 : glob., 0 , 0 , -131
286 : glob., 0 , 0 , -1591
287 : glob., 0 , 0 , -590
288 : glob., 0 , 0 , -1318
289 : glob., 0 , 0 , -576
290 : glob., 0 , 0 , -1080
291 : glob., 0 , 0 , -2754
292 : glob., 0 , 0 , -3604
293 : glob., 0 , 0 , -1458
294 : glob., 0 , 0 , -2241
295 : glob., 0 , 0 , -2196
296 : glob., 0 , 0 , -1449
297 : glob., 0 , 0 , -842
298 : glob., 0 , 0 , -2772
299 : glob., 0 , 0 , -864
300 : glob., 0 , 0 , -972 (solo su luce def.)
301 : glob., 0 , 0 , -891 (solo su luce def.)
302 : glob., 0 , 0 , -972 (solo su luce def.)
303 : glob., 0 , 0 , -891 (solo su luce def.)
304 : glob., 0 , 0 , -972 (solo su luce def.)
305 : glob., 0 , 0 , -891 (solo su luce def.)
306 : glob., 0 , 0 , -972 (solo su luce def.)
307 : glob., 0 , 0 , -891 (solo su luce def.)
308 : glob., 0 , 0 , -648 (solo su luce def.)
309 : glob., 0 , 0 , -864 (solo su luce def.)
310 : glob., 0 , 0 , -567 (solo su luce def.)
311 : glob., 0 , 0 , -648 (solo su luce def.)
312 : glob., 0 , 0 , -1080 (solo su luce def.)
313 : glob., 0 , 0 , -990 (solo su luce def.)
314 : glob., 0 , 0 , -1080 (solo su luce def.)
```



```

315 : glob., 0 , 0 , -990 (solo su luce def.)
316 : glob., 0 , 0 , -1080 (solo su luce def.)
317 : glob., 0 , 0 , -990 (solo su luce def.)
320 : glob., 0 , 0 , -648 (solo su luce def.)
321 : glob., 0 , 0 , -990 (solo su luce def.)
322 : glob., 0 , 0 , -1080 (solo su luce def.)
323 : glob., 0 , 0 , -990 (solo su luce def.)
324 : glob., 0 , 0 , -1080 (solo su luce def.)
325 : glob., 0 , 0 , -864 (solo su luce def.)
326 : glob., 0 , 0 , -792 (solo su luce def.)
327 : glob., 0 , 0 , -864 (solo su luce def.)
328 : glob., 0 , 0 , -792 (solo su luce def.)
329 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
330 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
331 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
332 : glob., 0 , 0 , -338 (solo su luce def.)
333 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
334 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
335 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
336 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
338 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
339 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
342 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
343 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
355 : glob., 0 , 0 , -1634 (solo su luce def.)
363 : glob., 0 , 0 , -2779 (solo su luce def.)
365 : glob., 0 , 0 , -1164 (solo su luce def.)
370 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
371 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
373 : glob., 0 , 0 , -3268 (solo su luce def.)
375 : glob., 0 , 0 , -1363 (solo su luce def.)
378 : glob., 0 , 0 , -1634 (solo su luce def.)
381 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
384 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
386 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
387 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
388 : glob., 0 , 0 , -983 (solo su luce def.)
395 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
397 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
398 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
403 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
406 : glob., 0 , 0 , -3116 (solo su luce def.)
407 : glob., 0 , 0 , -3116 (solo su luce def.)
410 : glob., 0 , 0 , -3088 (solo su luce def.)
413 : glob., 0 , 0 , -1558 (solo su luce def.)
417 : glob., 0 , 0 , -3116 (solo su luce def.)
422 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
424 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
427 : glob., 0 , 0 , -798 (solo su luce def.)
429 : glob., 0 , 0 , -2280 (solo su luce def.)
432 : glob., 0 , 0 , -874 (solo su luce def.)
434 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
435 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
437 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
440 : glob., 0 , 0 , -338 (solo su luce def.)
441 : glob., 0 , 0 , -648 (solo su luce def.)
442 : glob., 0 , 0 , -84 (solo su luce def.)
475 : glob., 0 , 0 , -1069 (solo su luce def.)
480 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
494 : glob., 0 , 0 , -599 (solo su luce def.)
500 : glob., 0 , 0 , -732 (solo su luce def.)
514 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
526 : glob., 0 , 0 , -3116 (solo su luce def.)
530 : glob., 0 , 0 , -3268 (solo su luce def.)
548 : glob., 0 , 0 , -3135 (solo su luce def.)
560 : glob., 0 , 0 , -2280 (solo su luce def.)
576 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
592 : glob., 0 , 0 , -1634 (solo su luce def.)
608 : glob., 0 , 0 , -1093 (solo su luce def.)
690 : glob., 0 , 0 , -648 (solo su luce def.)

```

CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI**Combinazione di Condizioni di Carico n°1**

Car.vert.max con vento +X, dominante: uffici

Verifica statica a SLU per la muratura = si

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

Car.vert.max con vento +Y, dominante: uffici

Verifica statica a SLU per la muratura = si

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

Car.vert.max con vento -X, dominante: uffici

Verifica statica a SLU per la muratura = si

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

Car.vert.max, dominante: vento -Y
Verifica statica a SLU per la muratura = sì

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

Car.vert.max con vento +X, dominante: neve <=1000m
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

Car.vert.max con vento +Y, dominante: neve <=1000m
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

Car.vert.max con vento -X, dominante: neve <=1000m
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

Car.vert.max con vento -Y, dominante: neve <=1000m
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

Car.vert.max, dominante: neve <=1000m
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.30, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.30

Combinazione di Condizioni di Carico n°20

Ecc.max, con vento +X
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°21

Ecc.max, con vento +Y
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°22

Ecc.max, con vento -X
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°23

Ecc.max, con vento -Y
Verifica statica a SLU per la muratura = sì
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00
Coefficienti psi,0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.30, 3) 0.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

Edificio Esistente

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M : in analisi sismica [§7.8.1.1] = 2.00
- SLD in analisi sismica [§7.8.1.1, §7.3.7.1, §4.5.9] = 1.00
- SLU in analisi statica [§4.5.6.1] = 3.00
Livello di Conoscenza: LC2
Per muratura esistente: Fattore di confidenza = 1.20

N.	p.no	M/A	S/F	lung. l (base)	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° mat
					alt. H	alt. def.h	h/l	l/h	spess. t	alt. def.h	ho= r*h	ho/t			
1	1	X		1.76	3.25	1.45	0.824	1.214	0.55	3.25	3.25	5.909	0.605	-0.000	2
2	1	X		5.63	3.25	1.45	0.258	3.883	0.55	3.25	3.25	5.909	5.540	-0.000	2
3	1	X		5.88	3.25	1.45	0.247	4.055	0.55	3.25	3.25	5.909	12.695	-0.000	2
4	1	X		1.73	3.25	1.45	0.838	1.193	0.55	3.25	3.25	5.909	17.790	0.000	2
5	1	X		2.28	3.25	3.25	1.425	0.702	0.40	3.25	3.25	8.125	0.865	3.975	2
7	1	X		0.42	3.25	2.00	4.762	0.210	0.40	3.25	3.25	8.125	4.845	3.975	2
8	1	X		0.72	3.25	2.00	2.778	0.360	0.40	3.25	3.25	8.125	6.318	3.975	2
9	1	X		7.39	3.25	3.25	0.440	2.274	0.40	3.25	3.25	8.125	15.408	5.075	2
11	1	X		2.21	3.25	3.25	1.471	0.680	0.40	3.25	3.25	8.125	0.830	6.990	2
12	1	X		3.06	3.25	2.00	0.654	1.530	0.25	3.25	3.25	13.000	3.465	7.065	2
13	1	X		2.70	3.25	2.00	0.741	1.350	0.45	3.25	3.25	7.222	7.345	6.965	2
14	1	X		1.90	3.25	2.00	1.053	0.950	0.45	3.25	3.25	7.222	10.645	6.965	2
15	1	X		4.07	3.25	2.00	0.491	2.035	0.45	3.25	3.25	7.222	1.760	11.675	2
16	1	X		1.50	3.25	2.00	1.333	0.750	0.45	3.25	3.25	7.222	5.445	11.675	2
17	1	X		4.50	3.25	2.00	0.444	2.250	0.45	3.25	3.25	7.222	9.345	11.675	2
18	1	X		3.45	3.25	3.25	0.942	1.062	0.45	3.25	3.25	7.222	11.961	12.367	2
19	1	X		6.62	3.25	3.25	0.491	2.037	0.40	3.25	3.25	8.125	15.792	13.575	2
20	1	X		1.87	3.25	2.30	1.230	0.813	0.55	3.25	3.25	5.909	0.660	18.590	2
21	1	X		3.57	3.25	1.45	0.406	2.462	0.55	3.25	3.25	5.909	4.480	18.590	2
22	1	X		1.26	3.25	1.45	1.151	0.869	0.55	3.25	3.25	5.909	7.935	18.590	2
23	1	X		5.89	3.25	1.10	0.187	5.355	0.55	3.25	3.25	5.909	12.750	18.590	2
24	1	X		1.72	3.25	2.20	1.279	0.782	0.55	3.25	3.25	5.909	17.795	18.590	2
25	1	X		1.76	3.25	0.90	0.511	1.956	0.55	3.25	3.25	5.909	0.000	0.605	2
26	1	X		2.53	3.25	0.90	0.356	2.811	0.55	3.25	3.25	5.909	-0.000	3.990	2
27	1	X		2.06	3.25	0.90	0.437	2.289	0.55	3.25	3.25	5.909	0.000	7.525	2
28	1	X		2.23	3.25	0.90	0.404	2.478	0.55	3.25	3.25	5.909	-0.000	11.110	2
29	1	X		5.40	3.25	0.90	0.167	6.000	0.55	3.25	3.25	5.909	-0.000	16.165	2
33	1	X		5.74	3.25	2.55	0.444	2.251	0.45	3.25	3.25	7.222	5.715	15.995	2
34	1	X		5.75	3.25	2.00	0.348	2.875	0.45	3.25	3.25	7.222	6.455	4.315	2
35	1	X		1.61	3.25	2.00	1.242	0.805	0.45	3.25	3.25	7.222	7.685	7.548	2
36	1	X		1.55	3.25	2.00	1.290	0.775	0.45	3.25	3.25	7.222	7.685	11.127	2
37	1	X		1.86	3.25	2.00	1.075	0.930	0.50	3.25	3.25	6.500	10.795	7.668	2
38	1	X		1.90	3.25	2.00	1.053	0.950	0.50	3.25	3.25	6.500	10.795	10.948	2
39	1	X		6.65	3.25	3.25	0.489	2.046	0.45	3.25	3.25	7.222	11.935	3.050	2
40	1	X		3.40	3.25	3.25	0.956	1.046	0.45	3.25	3.25	7.222	11.943	6.260	2
41	1	X		1.22	3.25	2.55	2.090	0.478	0.45	3.25	3.25	7.222	12.705	13.455	2
42	1	X		3.82	3.25	2.55	0.668	1.498	0.45	3.25	3.25	7.222	12.705	16.955	2
43	1	X		1.72	3.25	2.20	1.279	0.782	0.55	3.25	3.25	5.909	18.380	0.585	2
44	1	X		2.48	3.25	2.20	0.887	1.127	0.55	3.25	3.25	5.909	18.380	4.035	2
45	1	X		2.44	3.25	2.20	0.902	1.109	0.55	3.25	3.25	5.909	18.380	14.595	2
46	1	X		1.71	3.25	2.20	1.287	0.777	0.55	3.25	3.25	5.909	18.380	18.010	2
47	1	X		3.46	3.25	2.20	0.636	1.573	0.40	3.25	3.25	8.125	18.905	6.605	2
48	1	X		3.49	3.25	2.20	0.630	1.586	0.40	3.25	3.25	8.125	18.905	12.030	2
49	1		X	0.70	4.81	1.24	1.771	0.565	0.55						2
50	0		X	1.10	4.94	1.24	1.127	0.887	0.55						2
52	0		X	1.10	5.10	1.29	1.173	0.853	0.55						2
54	1		X	1.25	1.47	0.90	0.722	1.384	0.40						2
55	1		X	1.25	2.99	1.00	0.800	1.250	0.25						2
59	1		X	0.70	3.82	1.10	1.571	0.636	0.55						2
61	0		X	1.10	3.46	1.04	0.945	1.058	0.55						2
62	1		X	0.70	4.77	1.24	1.771	0.565	0.55						2
63	0		X	1.10	4.82	1.24	1.127	0.887	0.55						2
64	1		X	0.70	3.57	0.62	0.886	1.129	0.55						2
65	1		X	0.70	3.37	1.24	1.771	0.565	0.55						2
66	0		X	1.65	3.39	1.24	0.752	1.331	0.55						2
67	1		X	0.70	3.00	1.24	1.771	0.565	0.55						2
68	0		X	1.65	3.54	1.24	0.752	1.331	0.55						2
69	1		X	0.70	3.59	1.44	2.057	0.486	0.55						2
71	0		X	1.65	5.06	1.24	0.752	1.331	0.55						2
72	1		X	0.70	3.43	1.45	2.071	0.483	0.45						2
73	1		X	1.25	0.63	0.63	0.507	1.972	0.45						2
74	1		X	1.25	3.58	2.00	1.599	0.625	0.45						2
75	1		X	1.25	3.27	1.40	1.120	0.893	0.50						2
77	1		X	1.05	3.45	1.35	1.286	0.778	0.55						2
78	1		X	1.05	3.42	1.34	1.276	0.784	0.55						2
81	2	X		1.76	6.60	2.50	1.420	0.704	0.55	6.60	6.60	12.000	0.605	-0.000	3
82	2	X		5.38	6.60	3.65	0.678	1.474	0.55	6.60	6.60	12.000	5.415	-0.000	3
83	2	X		5.43	6.60	2.50	0.460	2.172	0.55	6.60	6.60	12.000	12.920	0.000	3
84	2	X		1.73	6.60	2.50	1.445	0.692	0.55	6.60	6.60	12.000	17.790	0.000	3
85	2	X		2.28	6.60	6.60	2.895	0.345	0.40	6.60	6.60	16.500	0.865	3.975	3
87	2	X		0.42	6.60	2.50	5.952	0.168	0.40	6.60	6.60	16.500	4.845	3.975	3
88	2	X		0.72	6.60	2.50	3.472	0.288	0.40	6.60	6.60	16.500	6.318	3.975	3
89	2	X		2.41	6.60	2.30	0.954	1.048	0.40	6.60	6.60	16.500	12.915	5.075	3
90	2	X		3.98	6.60	2.30	0.578	1.730	0.40	6.60	6.60	16.500	17.112	5.075	3
92	2	X		6.56	6.60	6.60	1.006	0.994	0.25	6.60	6.60	26.400	3.003	7.065	3
93	2	X		2.19	6.60	3.35	1.530	0.654	0.45	6.60	6.60	14.667	7.373	6.965	3
94	2	X		1.53	6.60	3.35	2.190	0.457	0.45	6.60	6.60	14.667	10.830	6.965	3
95	2	X		1.40	6.60	2.30	1.643	0.609	0.40	6.60	6.60	16.500	0.425	11.675	3
96	2	X		1.78	6.60	2.30	1.292	0.774	0.40	6.60	6.60	16.500	3.335	11.675	3
97	2	X		3.22	6.60	3.35	1.040	0.961	0.40	6.60	6.60	16.500	6.855	11.675	3
98	2	X		1.53	6.60	3.35	2.190	0.457	0.40	6.60	6.60	16.500	10.830	11.675	3
99	2	X		3.45	6.60	6.60	1.913	0.523	0.45	6.60	6.60	14.667	11.961	12.367	3
100	2	X		1.40	6.60	2.30	1.643	0.609	0.40	6.60	6.60	16.500	13.180	13.575	3
101	2	X		4.22	6.60	2.30	0.545	1.835	0.40	6.60	6.60	16.500	16.993	13.575	3
102	2	X		1.87	6.60	2.50	1.337	0.748	0.55	6.60	6.60	12.000	0.660	18.590	3
103	2	X		5.87	6.60	2.50	0.426	2.348	0.55	6.60	6.60	12.000	5.630	18.590	3
104	2	X		5.89	6.60	2.50	0.424	2.356	0.55	6.60	6.60	12.000	12.750	18.590	3
105	2	X		1.24	6.60	6.60	5.323	0.188	0.55	6.60	6.60	12.000	16.315	18.590	3
106	2	X		1.72	6.60	6.60	3.837	0.261	0.55	6.60	6.60	12.000	17.795	18.590	3
107	2	X		1.76	6.60	2.50	1.420	0.704	0.55	6.60	6.60	12.000	0.000	0.605	3
108	2	X		2.53	6.60	2.50	0.988	1.012	0.55	6.60	6.60	12.000	-0.000	3.990	3
109	2	X		2.06	6.										

110	2	X		2.23	6.60	2.50	1.121	0.892	0.55	6.60	6.60	12.000	-0.000	11.110	3
111	2	X		5.40	6.60	2.50	0.463	2.160	0.55	6.60	6.60	12.000	-0.000	16.165	3
115	2	X		4.76	6.60	2.10	0.441	2.267	0.40	6.60	6.60	16.500	5.740	15.105	3
116	2	X		1.82	6.60	2.50	1.374	0.728	0.40	6.60	6.60	16.500	6.480	0.634	3
117	2	X		1.73	6.60	2.50	1.445	0.692	0.40	6.60	6.60	16.500	6.480	3.607	3
118	2	X		1.52	6.60	2.50	1.645	0.608	0.40	6.60	6.60	16.500	6.480	6.431	3
119	2	X		1.86	6.60	3.35	1.801	0.555	0.50	6.60	6.60	13.200	10.795	7.668	3
120	2	X		1.88	6.60	3.35	1.782	0.561	0.50	6.60	6.60	13.200	10.795	10.935	3
121	2	X		1.82	6.60	2.50	1.374	0.728	0.40	6.60	6.60	16.500	11.910	0.635	3
122	2	X		3.63	6.60	2.50	0.689	1.452	0.40	6.60	6.60	16.500	11.910	4.560	3
123	2	X		3.40	6.60	6.60	1.941	0.515	0.45	6.60	6.60	14.667	11.943	6.260	3
124	2	X		1.22	6.60	3.60	2.951	0.339	0.40	6.60	6.60	16.500	12.680	13.455	3
125	2	X		2.34	6.60	2.10	0.897	1.114	0.40	6.60	6.60	16.500	12.680	16.215	3
126	2	X		1.72	6.60	2.50	1.453	0.688	0.55	6.60	6.60	12.000	18.380	0.585	3
127	2	X		2.49	6.60	2.50	1.004	0.996	0.55	6.60	6.60	12.000	18.380	4.035	3
128	2	X		2.44	6.60	2.50	1.025	0.976	0.55	6.60	6.60	12.000	18.380	14.595	3
129	2	X		1.71	6.60	2.50	1.462	0.684	0.55	6.60	6.60	12.000	18.380	18.010	3
130	2	X		3.80	6.60	2.50	0.658	1.520	0.40	6.60	6.60	16.500	18.905	6.775	3
131	2	X		3.76	6.60	2.50	0.665	1.504	0.40	6.60	6.60	16.500	18.905	11.895	3
133	1	X		1.10	4.81	1.24	1.127	0.887	0.55						3
135	2	X		3.00	4.85	1.29	0.430	2.326	0.55						3
136	1	X		1.10	4.87	1.29	1.173	0.853	0.55						3
137	2	X		4.10	1.47	0.90	0.220	4.540	0.40						3
140	2	X		4.30	2.91	1.32	0.307	3.258	0.40						3
142	2	X		3.25	3.60	1.60	0.492	2.031	0.40						3
143	2	X		4.30	3.81	1.00	0.233	4.287	0.40						3
145	1	X		1.10	4.97	1.10	1.000	1.000	0.55						3
147	1	X		1.10	7.12	1.24	1.127	0.887	0.55						3
149	1	X		1.10	3.39	1.24	1.127	0.887	0.55						3
150	2	X		3.00	3.00	1.24	0.413	2.419	0.55						3
151	1	X		1.10	3.54	1.24	1.127	0.887	0.55						3
152	2	X		3.00	3.59	1.44	0.480	2.083	0.55						3
153	1	X		1.10	3.59	1.44	1.309	0.764	0.55						3
154	1	X		1.10	5.06	1.24	1.127	0.887	0.55						3
156	2	X		4.50	3.43	1.05	0.233	4.286	0.40						3
157	2	X		4.50	3.49	1.11	0.246	4.072	0.40						3
163	2	X		4.50	2.38	1.21	0.268	3.734	0.40						3
164	1	X		1.10	3.45	1.35	1.223	0.818	0.55						3
166	2	X		3.00	3.37	1.34	0.447	2.239	0.55						3
167	1	X		1.10	3.42	1.34	1.218	0.821	0.55						3
168	1	X		1.10	5.12	1.34	1.218	0.821	0.40						3
171	3	X		1.71	4.40	2.15	1.257	0.795	0.50	4.40	4.40	8.800	0.630	0.025	3
172	3	X		5.38	4.40	2.15	0.400	2.502	0.50	4.40	4.40	8.800	5.415	0.025	3
173	3	X		5.43	4.40	2.15	0.396	2.526	0.50	4.40	4.40	8.800	12.920	0.025	3
174	3	X		1.68	4.40	2.15	1.280	0.781	0.50	4.40	4.40	8.800	17.765	0.025	3
175	3	X		2.23	4.40	4.40	1.973	0.507	0.40	4.40	4.40	11.000	0.890	3.975	3
177	3	X		0.42	4.40	1.95	4.643	0.215	0.40	4.40	4.40	11.000	4.845	3.975	3
178	3	X		0.72	4.40	1.95	2.708	0.369	0.40	4.40	4.40	11.000	6.318	3.975	3
179	3	X		2.41	4.40	2.25	0.934	1.071	0.40	4.40	4.40	11.000	12.915	5.075	3
180	3	X		3.98	4.40	2.25	0.565	1.769	0.40	4.40	4.40	11.000	17.112	5.075	3
182	3	X		5.38	4.40	1.95	0.362	2.759	0.25	4.40	4.40	17.600	2.465	7.065	3
183	3	X		2.36	4.40	2.35	0.996	1.004	0.35	4.40	4.40	12.571	7.460	7.015	3
184	3	X		1.61	4.40	2.35	1.460	0.685	0.35	4.40	4.40	12.571	10.493	7.015	3
185	3	X		8.86	4.40	2.35	0.265	3.770	0.35	4.40	4.40	12.571	4.205	11.650	3
186	3	X		1.53	4.40	2.35	1.536	0.651	0.35	4.40	4.40	12.571	10.450	11.650	3
187	3	X		3.45	4.40	4.40	1.275	0.784	0.40	4.40	4.40	11.000	11.943	12.385	3
188	3	X		1.40	4.40	2.25	1.607	0.622	0.40	4.40	4.40	11.000	13.180	13.575	3
189	3	X		4.22	4.40	2.25	0.533	1.876	0.40	4.40	4.40	11.000	16.993	13.575	3
190	3	X		1.82	4.40	2.15	1.181	0.847	0.45	4.40	4.40	9.778	0.685	18.540	3
191	3	X		5.87	4.40	2.15	0.366	2.730	0.45	4.40	4.40	9.778	5.630	18.540	3
192	3	X		5.89	4.40	2.15	0.365	2.740	0.45	4.40	4.40	9.778	12.750	18.540	3
193	3	X		1.67	4.40	2.15	1.287	0.777	0.45	4.40	4.40	9.778	17.770	18.540	3
194	3	X		1.71	4.40	2.15	1.257	0.795	0.50	4.40	4.40	8.800	0.025	0.630	3
195	3	X		2.53	4.40	2.15	0.850	1.177	0.50	4.40	4.40	8.800	0.025	3.990	3
196	3	X		2.06	4.40	2.15	1.044	0.958	0.50	4.40	4.40	8.800	0.025	7.525	3
197	3	X		2.23	4.40	2.15	0.964	1.037	0.50	4.40	4.40	8.800	0.025	11.110	3
198	3	X		5.30	4.40	2.15	0.406	2.465	0.50	4.40	4.40	8.800	0.025	16.115	3
202	3	X		1.77	4.40	2.50	1.412	0.708	0.40	4.40	4.40	11.000	6.480	0.660	3
203	3	X		4.24	4.40	2.50	0.590	1.696	0.40	4.40	4.40	11.000	6.480	5.072	3
204	3	X		1.90	4.40	2.35	1.237	0.809	0.40	4.40	4.40	11.000	10.745	7.793	3
205	3	X		1.98	4.40	2.35	1.187	0.843	0.40	4.40	4.40	11.000	10.745	10.835	3
206	3	X		1.77	4.40	2.50	1.412	0.708	0.40	4.40	4.40	11.000	11.910	0.659	3
207	3	X		3.43	4.40	2.50	0.729	1.372	0.40	4.40	4.40	11.000	11.910	4.660	3
208	3	X		3.40	4.40	4.40	1.294	0.773	0.45	4.40	4.40	9.778	11.943	6.260	3
209	3	X		5.72	4.40	4.40	0.769	1.300	0.35	4.40	4.40	12.571	12.655	15.905	3
210	3	X		1.67	4.40	2.15	1.287	0.777	0.50	4.40	4.40	8.800	18.355	0.610	3
211	3	X		2.49	4.40	2.15	0.863	1.158	0.50	4.40	4.40	8.800	18.355	4.032	3
212	3	X		2.44	4.40	2.15	0.881	1.135	0.50	4.40	4.40	8.800	18.355	14.595	3
213	3	X		1.61	4.40	2.15	1.335	0.749	0.50	4.40	4.40	8.800	18.355	17.960	3
214	3	X		3.87	4.40	2.15	0.556	1.800	0.40	4.40	4.40	11.000	18.905	6.810	3
215	3	X		3.79	4.40	2.15	0.567	1.763	0.40	4.40	4.40	11.000	18.905	11.880	3
216	3	X		1.15	3.71	1.24	1.078	0.927	0.50						3
217	2	X		1.10	4.79	1.24	1.127	0.887	0.50						3
220	2	X		1.10	4.85	1.29	1.173	0.853	0.50						3
221	3	X		2.45	1.47	0.90	0.369	2.713	0.40						3
224	3	X		2.05	3.03	1.05	0.511	1.956	0.35						3
226	3	X		2.15	1.46	0.76	0.354	2.822	0.40						3
227	3	X		1.15	1.46	0.55	0.478	2.091	0.45						3
228	2	X		1.10	4.95	1.10	1.000	1.000	0.45						3
229	2	X		1.10	7.12	1.24	1.127	0.887	0.45						3
230	3	X		1.15	3.56	0.62	0.539	1.855	0.45						3
231	3	X		1.15	3.57	0.62	0.539	1.855	0.45						3
232	2	X		1.10	5.02	1.24	1.127	0.887	0.45						3
234	2	X		1.10	3.36	1.24	1.127	0.887	0.50						3
235	3	X		1.15	3.00	1.24	1.078	0.927	0.50						3
236	2	X		1.10	3.54	1.24									

238	2		X	1.10	3.59	1.44	1.309	0.764	0.50							3
240	2		X	1.10	5.01	1.24	1.127	0.887	0.50							3
241	3		X	1.90	3.32	1.41	0.741	1.350	0.40							3
242	3		X	2.05	1.55	0.60	0.291	3.434	0.40							3
243	3		X	1.90	4.00	1.40	0.737	1.356	0.40							3
245	2		X	1.10	3.42	1.34	1.220	0.820	0.50							3
246	3		X	1.15	3.37	1.34	1.165	0.858	0.50							3
247	2		X	1.10	3.37	1.34	1.218	0.821	0.50							3
248	2		X	1.10	5.07	1.24	1.127	0.887	0.40							3
249	3		X	1.15	2.50	0.56	0.491	2.035	0.40							3
251	4	X		1.71	3.00	0.70	0.409	2.443	0.45	3.00	3.00	6.667	0.630	0.050		4
252	4	X		3.23	3.00	0.70	0.217	4.614	0.45	3.00	3.00	6.667	4.340	0.050		4
253	4	X		3.79	3.00	0.70	0.185	5.414	0.45	3.00	3.00	6.667	9.190	0.050		4
254	4	X		3.10	3.00	0.70	0.226	4.429	0.45	3.00	3.00	6.667	13.975	0.050		4
255	4	X		1.68	3.00	0.70	0.417	2.400	0.45	3.00	3.00	6.667	17.765	0.050		4
256	4	X		2.23	3.00	3.00	1.345	0.743	0.40	3.00	3.00	7.500	0.890	3.975		4
258	4	X		0.42	3.00	2.10	5.000	0.200	0.40	3.00	3.00	7.500	4.845	3.975		4
259	4	X		0.72	3.00	2.10	2.917	0.343	0.40	3.00	3.00	7.500	6.318	3.975		4
260	4	X		5.20	3.00	1.80	0.346	2.889	0.40	3.00	3.00	7.500	14.307	5.075		4
261	4	X		1.44	3.00	1.80	1.250	0.800	0.40	3.00	3.00	7.500	18.385	5.075		4
263	4	X		6.51	3.00	3.00	0.461	2.170	0.25	3.00	3.00	12.000	3.027	7.065		4
264	4	X		1.86	3.00	2.10	1.129	0.886	0.35	3.00	3.00	8.571	7.210	7.015		4
265	4	X		1.20	3.00	2.10	1.750	0.571	0.35	3.00	3.00	8.571	10.693	7.015		4
266	4	X		11.45	3.00	3.00	0.262	3.817	0.35	3.00	3.00	8.571	5.498	11.650		4
267	4	X		3.45	3.00	3.00	0.870	1.150	0.40	3.00	3.00	7.500	11.943	12.385		4
268	4	X		4.33	3.00	2.10	0.485	2.062	0.40	3.00	3.00	7.500	14.642	13.575		4
269	4	X		1.53	3.00	2.10	1.373	0.729	0.40	3.00	3.00	7.500	18.340	13.575		4
270	4	X		1.82	3.00	3.00	1.648	0.607	0.45	3.00	3.00	6.667	0.685	18.540		4
271	4	X		1.10	3.00	3.00	2.727	0.367	0.45	3.00	3.00	6.667	2.145	18.540		4
272	4	X		5.87	3.00	3.00	0.511	1.957	0.45	3.00	3.00	6.667	5.630	18.540		4
273	4	X		1.24	3.00	3.00	2.419	0.413	0.45	3.00	3.00	6.667	9.185	18.540		4
274	4	X		5.89	3.00	3.00	0.509	1.963	0.45	3.00	3.00	6.667	12.750	18.540		4
275	4	X		1.24	3.00	3.00	2.419	0.413	0.45	3.00	3.00	6.667	16.315	18.540		4
276	4	X		1.67	3.00	3.00	1.796	0.557	0.45	3.00	3.00	6.667	17.770	18.540		4
277	4	X		1.66	3.00	0.70	0.422	2.371	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	0.655		4
278	4	X		2.53	3.00	0.70	0.277	3.614	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	3.990		4
279	4	X		2.06	3.00	0.70	0.340	2.943	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	7.525		4
280	4	X		2.23	3.00	0.70	0.314	3.186	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	11.110		4
281	4	X		1.24	3.00	3.00	2.419	0.413	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	12.845		4
282	4	X		5.30	3.00	3.00	0.566	1.767	0.50	3.00	3.00	6.000	0.025	16.115		4
286	4	X		2.21	3.00	2.10	0.950	1.052	0.40	3.00	3.00	7.500	6.480	4.880		4
287	4	X		0.82	3.00	2.10	2.561	0.390	0.40	3.00	3.00	7.500	10.745	7.247		4
288	4	X		1.83	3.00	2.10	1.148	0.871	0.40	3.00	3.00	7.500	10.745	9.340		4
289	4	X		0.80	3.00	2.10	2.625	0.381	0.40	3.00	3.00	7.500	10.745	11.425		4
290	4	X		1.50	3.00	3.00	2.000	0.500	0.40	3.00	3.00	7.500	11.910	5.625		4
291	4	X		3.40	3.00	3.00	0.882	1.133	0.45	3.00	3.00	6.667	11.943	6.260		4
292	4	X		5.72	3.00	3.00	0.524	1.907	0.35	3.00	3.00	8.571	12.655	15.905		4
293	4	X		1.62	3.00	0.70	0.432	2.314	0.50	3.00	3.00	6.000	18.355	0.635		4
294	4	X		2.49	3.00	0.70	0.281	3.557	0.50	3.00	3.00	6.000	18.355	4.032		4
295	4	X		2.44	3.00	0.70	0.287	3.486	0.50	3.00	3.00	6.000	18.355	14.595		4
296	4	X		1.61	3.00	0.70	0.435	2.300	0.50	3.00	3.00	6.000	18.355	17.960		4
297	4	X		1.17	3.00	0.70	0.598	1.671	0.40	3.00	3.00	7.500	18.905	5.460		4
298	4	X		3.85	3.00	0.70	0.182	5.500	0.40	3.00	3.00	7.500	18.905	9.310		4
299	4	X		1.20	3.00	0.70	0.583	1.714	0.40	3.00	3.00	7.500	18.905	13.175		4
300	4		X	1.20	3.71	1.24	1.033	0.968	0.45							4
301	3		X	1.10	3.71	1.24	1.127	0.887	0.45							4
302	4	X		1.20	4.85	1.34	1.117	0.896	0.45							4
303	3		X	1.10	4.85	1.34	1.218	0.821	0.45							4
304	4	X		1.20	4.79	1.34	1.117	0.896	0.45							4
305	3	X		1.10	4.79	1.34	1.218	0.821	0.45							4
306	4	X		1.20	3.79	1.40	1.167	0.857	0.45							4
307	3	X		1.10	3.79	1.40	1.273	0.786	0.45							4
308	4	X		0.90	1.47	0.90	1.003	0.997	0.40							4
309	4	X		1.20	4.07	0.76	0.632	1.583	0.40							4
310	4	X		0.90	3.48	1.95	2.170	0.461	0.35							4
311	4	X		0.90	3.70	0.77	0.853	1.172	0.40							4
312	4	X		1.20	3.32	1.24	1.033	0.968	0.50							4
313	3	X		1.10	3.34	1.24	1.127	0.887	0.50							4
314	4	X		1.20	3.00	1.24	1.033	0.968	0.50							4
315	3	X		1.10	3.54	1.24	1.127	0.887	0.50							4
316	4	X		1.20	3.59	1.44	1.200	0.833	0.50							4
317	3	X		1.10	3.59	1.44	1.309	0.764	0.50							4
320	4	X		0.90	1.86	0.77	0.856	1.169	0.40							4
321	3	X		1.10	3.40	1.34	1.220	0.820	0.50							4
322	4	X		1.20	3.40	1.34	1.118	0.894	0.50							4
323	3	X		1.10	3.37	1.34	1.218	0.821	0.50							4
324	4	X		1.20	3.37	1.34	1.117	0.896	0.50							4
325	4	X		1.20	3.85	1.34	1.117	0.896	0.40							4
326	3	X		1.10	3.85	1.34	1.218	0.821	0.40							4
327	4	X		1.20	3.87	1.34	1.117	0.896	0.40							4
328	3	X		1.10	3.87	1.34	1.218	0.821	0.40							4
338	1	X		0.70	4.87	1.29	1.843	0.543	0.55							2
339	2	X		3.00	4.79	1.24	0.413	2.419	0.55							3
342	3	X		1.15	2.75	1.01	0.883	1.133	0.50							3
343	3	X		1.15	3.79	1.29	1.122	0.891	0.50							3
355	3	X		2.15	2.81	0.81	0.379	2.638	0.40							3
363	2	X		3.25	3.03	1.60	0.491	2.035	0.45							3
365	3	X		2.45	3.43	1.13	0.459	2.178	0.25							3
370	1	X		1.25	2.11	0.90	0.720	1.389	0.45							2
371	1	X		1.25	0.83	0.24	0.192	5.208	0.45							2
373	2	X		4.30	1.51	1.02	0.237	4.216	0.40							3
375	3	X		2.05	4.95	1.05	0.512	1.952	0.35							3
378	3	X		2.15	2.35	0.24	0.112	8.921	0.40							3
381	1	X		0.70	1.48	0.62	0.886	1.129	0.55							2
384	2	X		3.00	4.95	1.10	0.367	2.727	0.55							3
386	3	X		1.15	3.49	0.55	0.478	2.091	0.45							3
387	3	X		1.15	3.52	0.62	0.539	1.855	0.45							3

388	3	X	1.15	1.46	0.62	0.539	1.855	0.45									3
395	2	X	3.00	3.35	1.24	0.413	2.419	0.55									3
397	3	X	1.15	3.32	1.24	1.078	0.927	0.50									3
398	3	X	1.15	3.27	0.62	0.539	1.855	0.50									3
403	1	X	1.25	2.97	0.81	0.645	1.551	0.45									2
406	2	X	4.10	2.95	1.20	0.292	3.422	0.40									3
407	2	X	4.10	1.36	0.60	0.146	6.845	0.40									3
410	2	X	3.25	3.04	1.40	0.430	2.326	0.50									3
413	3	X	2.05	1.50	0.50	0.246	4.059	0.40									3
417	2	X	4.10	3.90	1.20	0.293	3.417	0.40									3
422	2	X	3.00	3.42	1.35	0.448	2.230	0.55									3
424	3	X	1.15	3.40	1.34	1.167	0.857	0.50									3
427	1	X	1.05	5.12	1.95	1.857	0.538	0.40									2
429	2	X	3.00	5.07	1.34	0.447	2.239	0.40									3
432	3	X	1.15	2.57	0.68	0.587	1.704	0.40									3
434	1	X	1.25	1.14	0.66	0.528	1.894	0.45									2
435	1	X	0.70	5.48	1.40	2.000	0.500	0.55									2
437	2	X	3.00	6.99	1.24	0.413	2.419	0.55									3
441	4	X	0.90	1.92	1.00	1.117	0.896	0.40									4
475	1	X	1.25	2.96	1.00	0.800	1.250	0.45									2
480	1	X	0.70	4.49	1.24	1.771	0.565	0.55									2
494	1	X	0.70	2.64	0.98	1.400	0.714	0.45									2
500	1	X	0.70	2.22	1.04	1.486	0.673	0.55									2
514	2	X	3.00	5.48	2.10	0.700	1.429	0.55									3
526	2	X	4.10	1.10	0.60	0.146	6.833	0.40									3
530	2	X	4.30	3.98	1.00	0.233	4.291	0.40									3
548	2	X	3.00	4.44	1.24	0.413	2.419	0.55									3
560	2	X	3.00	2.33	0.98	0.327	3.061	0.40									3
576	3	X	1.15	2.74	1.09	0.943	1.060	0.50									3
592	3	X	2.15	1.18	0.19	0.087	11.497	0.40									3
608	3	X	1.15	1.17	0.62	0.539	1.855	0.50									3
690	4	X	0.90	1.93	0.77	0.853	1.172	0.40									4

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PC.E vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PC.E svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire le resistenze caratteristiche f_k , f_{vk} con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/F_C , e: $f_{vm0} + 0.4 \sigma_n$ (§C8.7.1.5) ($f_{vm0} = \tau_0$, cfr. Tab. C8A.2.1).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / l t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1): $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC08 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue ipotizzando la non resistenza a trazione della muratura, e l'esistenza di un elemento resistente a trazione all'intradosso (fibra estrema inferiore) e/o di un analogo all'estradosso (fibra estrema superiore) (le resistenze a trazione sono definite nei Dati Aste). Lo stress-block nella zona compressa di muratura viene supposto rettangolare, con tensione limite $0.85 f_{hd}$, e di estensione pari a $0.8 x$ (x =posizione dell'asse neutro rispetto alla fibra estrema); le dimensioni della sezione trasversale della fascia siano: t = spessore, h = altezza. Le due equazioni di equilibrio consentono il calcolo del momento ultimo. Siano: f_{hd} la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete); in analisi lineare, $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$; T la resistenza a trazione dell'elemento teso; H_p il valore di calcolo della resistenza a trazione, assunto come minimo fra T e $0.4 f_{hd} * h t$; N lo sforzo normale agente; M_u il momento ultimo. Si ha:

equilibrio alla traslazione: $0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8 x - H_p = N$ (da cui si ricava: x)
equilibrio alla rotazione: $0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8 x \cdot (h - 0.4 x) = M_u + N h/2$ (da cui si ricava: M_u).
In assenza di sforzo normale: $N=0$ (p.es., nel caso di analisi svolta con ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano, dal modello di calcolo consegue un'azione assiale nulla nelle fasce), le equazioni di equilibrio divengono:
 $0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8 x = H_p$, da cui: $x = H_p / (0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8)$
e: $0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8 x \cdot (h - 0.4 x) = M_u \Rightarrow H_p \cdot (h - 0.4 x) = M_u \Rightarrow H_p \cdot [h - 0.4 H_p / (0.85 f_{hd} \cdot t \cdot 0.8)] = M_u \Rightarrow$
 $M_u = H_p \cdot [h - H_p / (2 \cdot 0.85 f_{hd} \cdot t)] = H_p h \cdot [1 - H_p / (2 \cdot 0.85 f_{hd} \cdot t h)]$, in accordo con la corretta formulazione corrispondente a quanto riportato in (§7.8.2.2.4).
Le relazioni sono valide per $x < h$, cioè se l'asse neutro taglia la sezione. Per $x \geq h$, la sezione è tutta compressa e si ipotizza che l'elemento strutturale reagente a trazione non fornisca resistenza a compressione (caso più generale e a favore di sicurezza). Si possono quindi utilizzare le relazioni valide per pannelli pressoinflessi non armati:
 $N_u = 0.85 f_{hd} t h$, $M_u = N \cdot h/2 \cdot (1 - N / N_u)$.
NTC08 (§7.8.2.2.4) riconduce la verifica a pressoflessione ad un confronto sul taglio massimo resistente; in PC.E, seguendo un'impostazione equivalente più generale, la verifica a pressoflessione viene ricondotta direttamente al confronto fra momento di calcolo e momento ultimo. Nella verifica a pressoflessione della fascia assume particolare importanza il segno del momento flettente di calcolo: per $M > 0$, le fibre tese sono inferiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in intradosso (p.es. architrave sopra porta o finestra, nel caso di striscia); per $M < 0$, le fibre tese sono superiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in estradosso (p.es. cordolo di piano, nel caso di striscia). La verifica a pressoflessione nella fascia di piano (composta, nel caso più generale, da striscia e sottofinestra) viene talvolta limitata all'elemento striscia; la resistenza a trazione indicata può essere convenzionale, come nel caso di fasce di piano senza elementi specifici resistenti a trazione, quali cordoli o architravi: un caso del genere si presenta negli edifici esistenti, p.es. in fasce impostate su piattabande o archi murari (che definiscono le aperture sottostanti): in casi di tale tipo talvolta la verifica a pressoflessione viene omessa, limitando il controllo alla verifica a taglio (sempre eseguibile anche in travi di sola muratura) ed eventualmente integrando l'analisi globale con verifiche locali di stabilità specifiche per gli archi murari che definiscono l'apertura (utilizzando appropriati modelli di calcolo quali la teoria di Heyman).
Per quanto riguarda infine i valori di f_{hk} , f_{hm} se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori f_k , f_m . Nelle verifiche a pressoflessione eseguite da PC.E verranno ovviamente assunti i valori specificati nei Dati Materiali corrispondenti agli elementi murari analizzati.

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PC.E per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3):
N. = numero progressivo dell'elemento murario
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)
P = forza assiale positiva se di compressione
p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione
f_k/f_m = per i **maschi**: resistenza a compressione: f_k (caratteristica) per muratura nuova, f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{hk} (f_{hm}).
g,m*FC = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m (γ_m si indica con g,m) per il fattore di confidenza (γ_m assume un valore compreso fra 2.0 e 3.0; $F_c=1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3 per muratura esistente)
fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{hd} .
Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85 f_d \cdot I \cdot t$. Per le fasce: $l=h$: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento).
Mu = momento di collasso per pressoflessione
M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.
Nel caso delle fasce, il momento è riportato con il segno, che nei risultati di PC.E corrisponde alla convenzione ingegneristica: $M > 0$ se tende le fibre inferiori, $M < 0$ se tende le superiori
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Parametri di Calcolo: possibilità di limitare la verifica a pressoflessione alle pareti snelle], PC.E consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a pressoflessione complanare si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [SLV] - C.Sic: 0.000 (CCC 1)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P (kgf)	p (kgf/ cm^2)	fk/fm(kgf /cm^2)	g,m * FC	fd (kgf/ cm^2)	Nu (kgf)	Mu (kgf m)	M (kgf m)	C.Sic.	CCC	
*	1	e	B	55593	5.74	10.00	3.60	2.78	22856	0	296	0.000	1
*	2	e	B	174789	5.64	10.00	3.60	2.78	73112	0	1104	0.000	1
*	3	e	B	213592	6.60	10.00	3.60	2.78	76358	0	1155	0.000	1
*	4	e	B	62843	6.60	10.00	3.60	2.78	22466	0	289	0.000	1
	5	e	B	20272	2.22	10.00	3.60	2.78	21533	1354	377	3.591	13
*	7	e	B	4420	2.63	10.00	3.60	2.78	3967	0	9	0.000	1
*	8	e	B	10898	3.78	10.00	3.60	2.78	6800	0	34	0.000	1
*	9	e	B	149736	5.07	10.00	3.60	2.78	69794	0	1046	0.000	1
*	11	e	B	46150	5.22	10.00	3.60	2.78	20872	0	207	0.000	1
*	12	e	B	48122	6.29	10.00	3.60	2.78	18063	0	257	0.000	1
*	13	e	B	61218	5.04	10.00	3.60	2.78	28688	0	397	0.000	1
*	14	e	B	52145	6.10	10.00	3.60	2.78	20188	0	246	0.000	1
*	15	e	B	93994	5.13	10.00	3.60	2.78	43244	0	662	0.000	1

*	16	e	B	32891	4.87	10.00	3.60	2.78	15938	0	174	0.000	1
*	17	e	B	120030	5.93	10.00	3.60	2.78	47813	0	741	0.000	1
*	18	e	B	76493	4.93	10.00	3.60	2.78	36656	0	332	0.000	1
*	19	e	B	130467	4.93	10.00	3.60	2.78	62522	0	969	0.000	1
*	20	e	B	55681	5.41	10.00	3.60	2.78	24284	0	288	0.000	1
*	21	e	B	125897	6.41	10.00	3.60	2.78	46360	0	751	0.000	1
	22	e	B	14499	2.09	10.00	3.60	2.78	16363	1040	515	2.020	11
*	23	e	B	191456	5.91	10.00	3.60	2.78	76488	0	1279	0.000	1
*	24	e	B	48674	5.15	10.00	3.60	2.78	22336	0	258	0.000	1
*	25	e	B	40279	4.16	10.00	3.60	2.78	22856	0	11	0.000	1
*	26	e	B	41347	2.97	10.00	3.60	2.78	32855	0	16	0.000	1
*	27	e	B	54721	4.83	10.00	3.60	2.78	26751	0	13	0.000	1
*	28	e	B	75241	6.13	10.00	3.60	2.78	28959	0	15	0.000	1
*	29	e	B	184187	6.20	10.00	3.60	2.78	70125	0	34	0.000	1
*	33	e	B	137305	5.32	10.00	3.60	2.78	60988	0	1	0.000	1
*	34	e	B	121289	4.69	10.00	3.60	2.78	61094	0	4	0.000	1
*	35	e	B	36505	5.04	10.00	3.60	2.78	17106	0	2	0.000	1
*	36	e	B	41342	5.93	10.00	3.60	2.78	16469	0	2	0.000	1
*	37	e	B	56717	6.10	10.00	3.60	2.78	21958	0	7	0.000	1
*	38	e	B	56309	5.93	10.00	3.60	2.78	22431	0	8	0.000	1
*	39	e	B	151582	5.07	10.00	3.60	2.78	70656	0	33	0.000	1
*	40	e	B	77501	5.07	10.00	3.60	2.78	36125	0	336	0.000	1
*	41	e	B	29811	5.43	10.00	3.60	2.78	12963	0	5	0.000	1
*	42	e	B	90321	5.25	10.00	3.60	2.78	40588	0	22	0.000	1
*	43	e	B	56460	5.97	10.00	3.60	2.78	22336	0	16	0.000	1
*	44	e	B	80469	5.90	10.00	3.60	2.78	32206	0	26	0.000	1
*	45	e	B	76956	5.73	10.00	3.60	2.78	31686	0	25	0.000	1
*	46	e	B	56899	6.05	10.00	3.60	2.78	22206	0	17	0.000	1
*	47	e	B	81648	5.90	10.00	3.60	2.78	32678	0	32	0.000	1
*	48	e	B	80049	5.73	10.00	3.60	2.78	32961	0	33	0.000	1
	81	e	B	44624	4.61	25.00	3.60	6.94	57139	8601	685	>> 1	11
	82	e	B	127962	4.32	25.00	3.60	6.94	174663	92036	2893	>> 1	11
	83	e	B	131079	4.39	25.00	3.60	6.94	176287	91263	3109	>> 1	11
	84	e	B	41739	4.39	25.00	3.60	6.94	56165	9273	663	>> 1	11
	85	e	B	33002	3.62	25.00	3.60	6.94	53833	14558	299	>> 1	11
	87	e	B	7774	4.63	25.00	3.60	6.94	9917	353	16	>> 1	11
	88	e	B	10270	3.57	25.00	3.60	6.94	17000	1464	72	>> 1	11
	89	e	B	49308	5.11	25.00	3.60	6.94	56903	7930	841	9.430	11
	90	e	B	78080	4.90	25.00	3.60	6.94	93972	26277	1590	>> 1	11
	92	e	B	62097	3.79	25.00	3.60	6.94	96806	73027	1390	>> 1	11
*	93	e	B	63009	6.39	25.00	3.60	6.94	58172	0	424	0.000	1
	94	e	B	32345	4.70	25.00	3.60	6.94	40641	5051	321	>> 1	11
	95	e	B	27151	4.85	25.00	3.60	6.94	33056	3395	347	9.784	11
*	96	e	B	50008	7.02	25.00	3.60	6.94	42028	0	1276	0.000	1
	97	e	B	36575	2.84	25.00	3.60	6.94	76028	30557	1504	>> 1	13
	98	e	B	28914	4.72	25.00	3.60	6.94	36125	4415	285	>> 1	11
	99	e	B	60786	3.92	25.00	3.60	6.94	91641	35304	824	>> 1	14
	100	e	B	28809	5.14	25.00	3.60	6.94	33056	2591	344	7.531	11
	101	e	B	84456	5.00	25.00	3.60	6.94	99639	27154	1672	>> 1	11
	102	e	B	39891	3.88	25.00	3.60	6.94	60710	12790	730	>> 1	11
	103	e	B	114374	3.54	25.00	3.60	6.94	190571	134220	3266	>> 1	11
	104	e	B	150858	4.66	25.00	3.60	6.94	191221	93777	3278	>> 1	11
	105	e	B	13007	1.91	25.00	3.60	6.94	40257	5459	0	3.095	2
	106	e	B	33369	3.53	25.00	3.60	6.94	55840	11548	199	>> 1	11
	107	e	B	34398	3.55	25.00	3.60	6.94	57139	12047	994	>> 1	14
	108	e	B	62526	4.49	25.00	3.60	6.94	82137	18885	1753	>> 1	14
	109	e	B	47711	4.21	25.00	3.60	6.94	66878	14084	1289	>> 1	14
	110	e	B	56821	4.63	25.00	3.60	6.94	72398	13631	1458	9.349	14
	111	e	B	142732	4.81	25.00	3.60	6.94	175313	71619	4493	>> 1	14
	115	e	B	77858	4.09	25.00	3.60	6.94	112389	56933	4236	>> 1	14
	116	e	B	12821	1.76	25.00	3.60	6.94	42972	8186	633	>> 1	21
	117	e	B	36144	5.22	25.00	3.60	6.94	40847	3600	709	5.077	14
	118	e	B	29657	4.88	25.00	3.60	6.94	35889	3914	562	6.964	14
	119	e	B	43698	4.70	25.00	3.60	6.94	54896	8290	800	>> 1	14
	120	e	B	44436	4.73	25.00	3.60	6.94	55486	8319	816	>> 1	14
	121	e	B	32942	4.53	25.00	3.60	6.94	42972	6997	782	8.948	14
	122	e	B	73004	5.03	25.00	3.60	6.94	85708	19640	2099	9.357	14
	123	e	B	59574	3.89	25.00	3.60	6.94	90313	34470	921	>> 1	14
	124	e	B	22651	4.64	25.00	3.60	6.94	28806	2952	236	>> 1	14
	125	e	B	51355	5.49	25.00	3.60	6.94	55250	4236	2257	1.877	2
	126	e	B	43108	4.56	25.00	3.60	6.94	55840	8453	990	8.538	14
	127	e	B	64175	4.69	25.00	3.60	6.94	80839	16470	1769	9.310	14
	128	e	B	64185	4.78	25.00	3.60	6.94	79215	14858	1727	8.603	14
	129	e	B	40385	4.29	25.00	3.60	6.94	55516	9411	976	9.642	14
	130	e	B	71228	4.69	25.00	3.60	6.94	89722	27896	2250	>> 1	14
	131	e	B	71933	4.78	25.00	3.60	6.94	88778	25659	2223	>> 1	14
	171	e	B	14132	1.65	25.00	3.60	6.94	50469	8699	140	>> 1	20
	172	e	B	45108	1.68	25.00	3.60	6.94	158785	86870	609	>> 1	20
	173	e	B	45889	1.69	25.00	3.60	6.94	160260	88914	615	>> 1	20
	174	e	B	14141	1.68	25.00	3.60	6.94	49583	8491	136	>> 1	20
	175	e	B	13578	1.52	25.00	3.60	6.94	52653	11235	110	>> 1	20
	177	e	B	3078	1.83	25.00	3.60	6.94	9917	446	6	>> 1	20
	178	e	B	14940	5.19	25.00	3.60	6.94	17000	652	26	>> 1	11
	179	e	B	29663	3.08	25.00	3.60	6.94	56903	17111	220	>> 1	11
	180	e	B	29955	1.88	25.00	3.60	6.94	93972	40609	379	>> 1	20
	182	e	B	24658	1.83	25.00	3.60	6.94	79392	45729	349	>> 1	20
	183	e	B	15088	1.83	25.00	3.60	6.94	48757	12294	173	>> 1	20
	184	e	B	11560	2.05	25.00	3.60	6.94	33262	6072	95	>> 1	20
	185	e	B	70735	2.28	25.00	3.60	6.94	183045	192264	50653	3.796	1
	186	e	B	14453	2.70	25.00	3.60	6.94	31609	6001	105	>> 1	11
	187	e	B	23205	1.68	25.00	3.60	6.94	81458	28626	207	>> 1	21
	188	e	B	15691	2.80	25.00	3.60	6.94	33056	5770	0	2.107	3
	189	e	B	32571	1.93	25.00	3.60	6.94	99639	46259	466	>> 1	20
	190	e	B	13375	1.63	25.00	3.60	6.94	48344	8804	190	>> 1	20
	191	e	B	42391	1.60	25.00	3.60	6.94	155922	90592	1201	>> 1	20
	192	e	B	43448	1.64	25.00	3.60	6.94	156453	92421	820	>> 1	20
	193	e	B	12627	1.68	25.00	3.60	6.94	44359	7542	164	>> 1	20

194	e	B	13945	1.63	25.00	3.60	6.94	50469	8629	180	>> 1	23
195	e	B	21384	1.69	25.00	3.60	6.94	74670	19304	319	>> 1	23
196	e	B	19915	1.93	25.00	3.60	6.94	60799	13793	240	>> 1	23
197	e	B	38180	3.42	25.00	3.60	6.94	65816	17875	282	>> 1	14
198	e	B	84770	3.20	25.00	3.60	6.94	156424	102902	805	>> 1	14
202	e	B	7563	1.07	25.00	3.60	6.94	41792	5482	148	>> 1	23
203	e	B	11118	0.66	25.00	3.60	6.94	100111	20953	714	>> 1	21
204	e	B	22031	2.90	25.00	3.60	6.94	44861	10651	200	>> 1	14
205	e	B	15553	1.96	25.00	3.60	6.94	46750	10275	195	>> 1	23
206	e	B	12365	1.75	25.00	3.60	6.94	41792	7705	158	>> 1	23
207	e	B	27729	2.02	25.00	3.60	6.94	80986	31273	413	>> 1	23
208	e	B	26710	1.75	25.00	3.60	6.94	90313	31978	298	>> 1	23
209	e	B	50949	2.54	25.00	3.60	6.94	118174	82891	10589	7.828	4
210	e	B	15380	1.84	25.00	3.60	6.94	49288	8835	212	>> 1	23
211	e	B	22931	1.84	25.00	3.60	6.94	73490	19641	384	>> 1	23
212	e	B	22514	1.85	25.00	3.60	6.94	72014	18880	378	>> 1	23
213	e	B	15348	1.91	25.00	3.60	6.94	47517	8364	199	>> 1	23
214	e	B	29714	1.92	25.00	3.60	6.94	91375	38799	532	>> 1	23
215	e	B	27974	1.85	25.00	3.60	6.94	89486	36439	524	>> 1	23
251	e	B	6917	0.90	36.00	3.60	10.00	65408	5289	317	>> 1	1
252	e	B	18074	1.24	36.00	3.60	10.00	123548	24919	7946	3.136	1
253	e	B	10480	0.61	36.00	3.60	10.00	144968	18424	2475	7.444	1
254	e	B	16470	1.18	36.00	3.60	10.00	118575	21983	2053	>> 1	6
255	e	B	7301	0.97	36.00	3.60	10.00	64260	5436	45	>> 1	1
256	e	B	5109	0.57	36.00	3.60	10.00	75820	5313	4	>> 1	11
258	e	B	954	0.57	36.00	3.60	10.00	14280	187	0	>> 1	1
* 259	e	B	-5051	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
260	e	B	23875	1.15	36.00	3.60	10.00	176800	53692	1630	>> 1	2
261	e	B	5745	1.00	36.00	3.60	10.00	48960	3651	1	>> 1	20
263	e	B	5456	0.34	36.00	3.60	10.00	138338	17059	100	>> 1	1
264	e	B	1071	0.16	36.00	3.60	10.00	55335	977	16	>> 1	23
265	e	B	7809	1.86	36.00	3.60	10.00	35700	3661	49	>> 1	1
266	e	B	16451	0.41	36.00	3.60	10.00	340638	89633	50	>> 1	20
267	e	B	10073	0.73	36.00	3.60	10.00	117300	15884	39	>> 1	20
268	e	B	13740	0.79	36.00	3.60	10.00	147220	26971	597	>> 1	1
269	e	B	9221	1.51	36.00	3.60	10.00	52020	5804	0	5.641	18
270	e	B	6439	0.79	36.00	3.60	10.00	69615	5318	14	>> 1	22
271	e	B	3889	0.79	36.00	3.60	10.00	42075	1941	0	>> 1	15
272	e	B	21811	0.83	36.00	3.60	10.00	224528	57797	560	>> 1	20
273	e	B	4096	0.73	36.00	3.60	10.00	47430	2320	0	>> 1	17
274	e	B	22571	0.85	36.00	3.60	10.00	225293	59812	79	>> 1	22
275	e	B	4004	0.72	36.00	3.60	10.00	47430	2273	0	>> 1	16
276	e	B	8366	1.11	36.00	3.60	10.00	63877	6071	15	>> 1	17
277	e	B	7271	0.88	36.00	3.60	10.00	70550	5413	4	>> 1	6
278	e	B	24438	1.93	36.00	3.60	10.00	107525	23888	8	>> 1	2
279	e	B	14978	1.45	36.00	3.60	10.00	87550	12788	16	>> 1	2
280	e	B	39127	3.51	36.00	3.60	10.00	94775	25616	68	>> 1	3
281	e	B	9529	1.54	36.00	3.60	10.00	52700	4840	0	5.530	1
282	e	B	60881	2.30	36.00	3.60	10.00	225250	117729	149	>> 1	3
286	e	B	24346	2.75	36.00	3.60	10.00	75140	18186	10	>> 1	2
287	e	B	6099	1.86	36.00	3.60	10.00	27880	1954	46	>> 1	1
288	e	B	7649	1.04	36.00	3.60	10.00	62220	6138	615	9.981	2
289	e	B	2467	0.77	36.00	3.60	10.00	27200	897	3	>> 1	20
290	e	B	10069	1.68	36.00	3.60	10.00	51000	6061	84	>> 1	1
291	e	B	25674	1.68	36.00	3.60	10.00	130050	35029	148	>> 1	1
292	e	B	14614	0.73	36.00	3.60	10.00	170170	38207	74	>> 1	23
293	e	B	8385	1.04	36.00	3.60	10.00	68850	5965	14	>> 1	1
294	e	B	18867	1.52	36.00	3.60	10.00	105825	19302	51	>> 1	1
295	e	B	10531	0.86	36.00	3.60	10.00	103700	11543	1342	8.601	17
296	e	B	5476	0.68	36.00	3.60	10.00	68425	4055	57	>> 1	22
297	e	B	6990	1.49	36.00	3.60	10.00	39780	3371	62	>> 1	1
298	e	B	11191	0.73	36.00	3.60	10.00	130900	19701	678	>> 1	2
299	e	B	5507	1.15	36.00	3.60	10.00	40800	2858	33	>> 1	21

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE
(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PC.E vengono trattati nell'ambito del taglio per fessurazione diagonale (oltre eventualmente al taglio per scorrimento).
Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).
Nel rispetto delle prescrizioni normative, PC.E svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§C8.7.1.5).
Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd}$, dove:

$f_{vd} = \tau_{od} \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b \cdot \tau_{od})]} = (f_{td} / b) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$

essendo:

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale

τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Si ha: $f_t = b \cdot \tau_o$. Si osservi che in PC.E le relazioni fornite in NTC08 al punto §C8.7.1.5 sono precisate secondo quanto riportato nei riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281).

Secondo §C8.7.1.5, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi lineare). Il Fattore di Confidenza F_C è definito in §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o). I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).

La formulazione riportata in §C8.7.1.5 fa diretto riferimento a muratura esistente.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento, alla quale corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §7.8.2.2.2. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per fessurazione diagonale anche alla muratura nuova (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per scorrimento alla muratura esistente).

La formulazione del taglio resistente per fessurazione diagonale per muratura nuova può essere ottenuta utilizzando, al posto di τ_o , il valore medio della resistenza a taglio puro della muratura (f_{vmo} , se non noto: $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$). Per la muratura nuova, il valore della resistenza di calcolo a taglio puro si ottiene quindi dividendo f_{vmo} per γ_M (analisi lineare).

Sia alla muratura esistente, sia alla nuova, ai valori di calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale sono applicati inoltre gli stessi limiti massimi proposti in §7.8.2.2.2 per la resistenza a taglio per scorrimento.

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} (analisi lineare):

Muratura esistente: è nota τ_o (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).

Da §C8.7.1.5: $f_{vd} = (\tau_o / \gamma_M / F_C) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (\tau_o / \gamma_M / F_C))]}$, con $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$.

Muratura nuova: f_{vmo} : se non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$, dove f_{vko} è certamente nota.

Si ha: $f_{vd} = (f_{vmo} / \gamma_M) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (f_{vmo} / \gamma_M))]}$, con $f_{vd} \leq 1.4 f_{bk} / \gamma_M$ e $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$.

Muratura rinforzata: nel caso di nuova muratura, è possibile rinforzare la struttura utilizzando armatura trasversale posta nei giunti orizzontali (p.es. tralicci in acciaio). La rigidità degli elementi portanti e la resistenza a pressoflessione vengono determinate come per gli elementi in muratura ordinaria; per la resistenza a taglio V_t , invece, si ha un incremento rispetto alla muratura ordinaria. V_t è esprimibile mediante la somma di due contributi: muratura (V_{tm}) e acciaio (V_{ts}). Il contributo della muratura è definito dalla stessa espressione valida per la muratura ordinaria.

$V_{tm} = I_t f_{vd}$

Il contributo dell'armatura è descritto in: M.Tomazevic, M.Lutman, T.Velechovsky, R.Zarnic: "Seismic resistance of reinforced masonry walls", Reports to the Research Community of Slovenia, Ljubljana, 1986; contenuti ripresi in: C.Modena, "Muratura ordinaria e muratura armata", Convegno: Edifici in muratura in zona sismica: interventi di rafforzamento e di ricostruzione, Perugia, Ancona, novembre 1997. Si ha:

$V_{ts} = 0.4 \cdot [A_{sw} \cdot \text{int}(h/s)] \cdot f_{yd}$, dove:

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

$A_{sw} \cdot \text{int}(h/s)$ = armatura a taglio complessiva lungo l'altezza di calcolo della parete (h =altezza, s =passo, $\text{int}(h/s)$ =numero di corsi orizzontali di armatura);

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s (analisi lineare) ($\gamma_s = 1.15$).

Analogamente alle limitazioni adottate per la verifica a taglio di muratura armata (§7.8.3.2.2), la resistenza a taglio complessiva:

$V_t = V_{tm} + V_{ts}$, deve comunque essere non superiore a:

$V_{t,lim} = 0.3 f_d t l$, dove:

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

Simbologia adottata dal software PC.E (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

Coeff. = coefficiente correttivo b

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione

f_{vko}/tauo = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, τ_o (media) per muratura esistente

g,m*FC = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (γ_M si indica con g,m) per il fattore di confidenza ($\gamma_M = 2.0$; $F_C = 1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

f_{vd} = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

V_t = taglio resistente

V = taglio di calcolo

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura nuova rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s t) \cdot 100$). Con riferimento a §7.8.5.2, si adottano i limiti normativi validi per la muratura armata: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%. I limiti possono comunque essere modificati secondo quanto specificato nei dati sul materiale costituente la singola parete. Qualora l'armatura non sia inclusa nei limiti considerati, il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_{tm} = contributo della muratura al taglio resistente

V_{ts} = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

V_{tlim} = valore limite del taglio resistente

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Materiali: armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima], PC.E consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità

richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§4.5.6, §C8.7.1.5) [SLV] - C.Sic: 0.012 (CCC 1)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kgf)	p (kgf/cm^2)	fvko/tauo	g,m * FC	fvd (kgf/cm^2)	Vt (kgf)	V (kgf)	C.Sic.	CCC
1	e	B	1.000	39447	4.08	0.20	3.60	0.48	4637	684	6.779	22
2	e	B	1.000	123923	4.00	0.20	3.60	0.47	14702	2554	5.756	22
3	e	B	1.000	147380	4.56	0.20	3.60	0.51	16371	2671	6.129	22
4	e	B	1.000	43363	4.56	0.20	3.60	0.51	4817	669	7.200	22
5	e	B	1.425	14764	1.62	0.20	3.60	0.26	2346	230	>> 1	22
7	e	B	1.500	3143	1.87	0.20	3.60	0.27	452	15	>> 1	20
8	e	B	1.500	7676	2.67	0.20	3.60	0.32	919	60	>> 1	22
9	e	B	1.000	103997	3.52	0.20	3.60	0.45	13171	1127	>> 1	22
11	e	B	1.471	30902	3.50	0.20	3.60	0.37	3250	228	>> 1	22
12	e	B	1.000	32091	4.19	0.20	3.60	0.49	3717	457	8.134	22
13	e	B	1.000	41421	3.41	0.20	3.60	0.44	5331	707	7.540	22
14	e	B	1.053	36108	4.22	0.20	3.60	0.48	4064	437	9.301	22
15	e	B	1.000	65636	3.58	0.20	3.60	0.45	8235	1219	6.756	22
16	e	B	1.333	22238	3.29	0.20	3.60	0.37	2529	321	7.878	22
17	e	B	1.000	83005	4.10	0.20	3.60	0.48	9729	1364	7.132	22
18	e	B	1.000	53094	3.42	0.20	3.60	0.44	6822	440	>> 1	23
19	e	B	1.000	90510	3.42	0.20	3.60	0.44	11632	1110	>> 1	22
20	e	B	1.230	40410	3.93	0.20	3.60	0.42	4370	485	9.011	22
21	e	B	1.000	91085	4.64	0.20	3.60	0.51	10027	1994	5.029	22
22	e	B	1.151	14499	2.09	0.20	3.60	0.32	2236	1095	2.042	11
23	e	B	1.000	138175	4.27	0.20	3.60	0.49	15872	4494	3.532	22
24	e	B	1.279	35343	3.74	0.20	3.60	0.41	3847	455	8.455	22
25	e	B	1.000	28306	2.92	0.20	3.60	0.41	3938	1210	3.255	23
26	e	B	1.000	29120	2.09	0.20	3.60	0.35	4807	1803	2.666	23
27	e	B	1.000	38759	3.42	0.20	3.60	0.44	4979	1444	3.448	23
28	e	B	1.000	52246	4.26	0.20	3.60	0.49	6005	1575	3.813	23
29	e	B	1.000	127740	4.30	0.20	3.60	0.49	14611	3955	3.694	23
33	e	B	1.000	93105	3.60	0.20	3.60	0.45	11648	1424	8.179	23
34	e	B	1.000	83167	3.21	0.20	3.60	0.43	11028	1906	5.786	21
35	e	B	1.242	24696	3.41	0.20	3.60	0.39	2857	403	7.090	21
36	e	B	1.290	28577	4.10	0.20	3.60	0.42	2955	379	7.797	21
37	e	B	1.075	39267	4.22	0.20	3.60	0.47	4374	620	7.055	21
38	e	B	1.053	38923	4.10	0.20	3.60	0.47	4449	639	6.963	21
39	e	B	1.000	105264	3.52	0.20	3.60	0.45	13333	1574	8.471	21
40	e	B	1.000	53819	3.52	0.20	3.60	0.45	6817	460	>> 1	21
41	e	B	1.500	20634	3.76	0.20	3.60	0.38	2071	181	>> 1	21
42	e	B	1.000	61385	3.57	0.20	3.60	0.45	7716	1119	6.895	21
43	e	B	1.279	39493	4.17	0.20	3.60	0.43	4062	643	6.318	21
44	e	B	1.000	55735	4.09	0.20	3.60	0.48	6543	1125	5.816	21
45	e	B	1.000	53219	3.97	0.20	3.60	0.47	6343	1093	5.803	21
46	e	B	1.287	39561	4.21	0.20	3.60	0.43	4042	637	6.346	21
47	e	B	1.000	56551	4.09	0.20	3.60	0.48	6639	1265	5.248	21
48	e	B	1.000	55360	3.97	0.20	3.60	0.47	6598	1270	5.195	21
* 49	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	896	0.239	6
* 49	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	1113	0.192	6
* 50	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	336	927	0.363	1
* 52	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	336	965	0.348	1
* 54	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	278	5385	0.052	1
* 54	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	278	2748	0.101	1
* 55	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	174	339	0.512	1
* 55	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	174	4509	0.039	1
* 59	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	886	0.241	1
59	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	160	1.337	1
* 61	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	336	777	0.433	1
* 62	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	4624	0.046	2
* 62	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	3445	0.062	2
* 63	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	336	927	0.363	1
* 64	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	7337	0.029	1
* 64	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	6747	0.032	1
* 65	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	983	0.218	6
* 65	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	3335	0.064	6
* 66	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	504	1390	0.363	1
* 67	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	2367	0.090	1
* 67	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	1186	0.180	1
* 68	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	504	1390	0.363	1
* 69	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	1610	0.133	1
* 69	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	240	0.891	1
* 71	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	504	1390	0.363	1
* 72	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	175	5651	0.031	1
* 72	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	175	4307	0.041	1
* 73	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	13015	0.024	1
* 73	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	9115	0.034	1
* 74	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	2479	0.126	15
74	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	299	1.045	15
* 75	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	347	3199	0.109	1
* 75	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	347	4028	0.086	1
* 77	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	321	763	0.420	15
* 77	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	321	1162	0.276	15
* 78	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	321	3508	0.091	1
* 78	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	321	2091	0.153	1
81	e	B	1.420	32217	3.33	0.50	3.60	0.59	5683	526	>> 1	20
82	e	B	1.000	92614	3.13	0.50	3.60	0.67	19938	1523	>> 1	20
83	e	B	1.000	95453	3.20	0.50	3.60	0.68	20326	2390	8.504	20
84	e	B	1.445	30458	3.20	0.50	3.60	0.57	5441	510	>> 1	20

85	e	B	1.500	24110	2.64	0.50	3.60	0.51	4687	88	>> 1	20
87	e	B	1.500	5639	3.36	0.50	3.60	0.57	965	13	>> 1	20
88	e	B	1.500	7468	2.59	0.50	3.60	0.51	1467	54	>> 1	20
89	e	B	1.000	35336	3.67	0.50	3.60	0.73	7007	705	9.940	20
90	e	B	1.000	56739	3.56	0.50	3.60	0.72	11417	1335	8.552	20
92	e	B	1.006	44718	2.73	0.50	3.60	0.63	10316	409	>> 1	20
93	e	B	1.500	42323	4.29	0.50	3.60	0.65	6363	375	>> 1	20
94	e	B	1.500	23224	3.37	0.50	3.60	0.58	3965	186	>> 1	20
95	e	B	1.500	19772	3.53	0.50	3.60	0.59	3295	292	>> 1	20
96	e	B	1.292	48135	6.76	0.50	3.60	0.86	6149	1968	3.125	13
97	e	B	1.040	26385	2.05	0.50	3.60	0.54	6969	607	>> 1	22
98	e	B	1.500	20927	3.42	0.50	3.60	0.58	3547	164	>> 1	20
99	e	B	1.500	44253	2.85	0.50	3.60	0.53	8262	219	>> 1	23
100	e	B	1.500	20815	3.72	0.50	3.60	0.60	3376	291	>> 1	20
101	e	B	1.000	61415	3.64	0.50	3.60	0.72	12226	1417	8.628	20
102	e	B	1.337	29270	2.85	0.50	3.60	0.56	5772	571	>> 1	20
103	e	B	1.000	83980	2.60	0.50	3.60	0.62	19917	2556	7.792	20
104	e	B	1.000	110655	3.42	0.50	3.60	0.70	22762	2566	8.871	20
105	e	B	1.500	12996	1.91	0.50	3.60	0.44	3017	0	>> 1	1
106	e	B	1.500	24579	2.60	0.50	3.60	0.51	4822	58	>> 1	20
107	e	B	1.420	34398	3.55	0.50	3.60	0.61	5862	797	7.355	14
108	e	B	1.000	45273	3.25	0.50	3.60	0.69	9552	1205	7.927	23
109	e	B	1.214	47711	4.21	0.50	3.60	0.71	8021	1033	7.765	14
110	e	B	1.121	56821	4.63	0.50	3.60	0.77	9447	1167	8.095	14
111	e	B	1.000	103646	3.49	0.50	3.60	0.71	21084	3081	6.843	23
115	e	B	1.000	78988	4.15	0.50	3.60	0.77	14693	5358	2.742	2
116	e	B	1.374	12821	1.76	0.50	3.60	0.44	3234	415	7.793	21
117	e	B	1.445	26365	3.81	0.50	3.60	0.62	4296	489	8.786	23
118	e	B	1.500	21559	3.55	0.50	3.60	0.59	3585	389	9.215	23
119	e	B	1.500	31377	3.37	0.50	3.60	0.58	5356	412	>> 1	23
120	e	B	1.500	32169	3.42	0.50	3.60	0.58	5450	421	>> 1	23
121	e	B	1.374	24029	3.30	0.50	3.60	0.59	4325	544	7.951	23
122	e	B	1.000	52340	3.60	0.50	3.60	0.72	10470	1457	7.186	23
123	e	B	1.500	59574	3.89	0.50	3.60	0.62	9429	278	>> 1	14
124	e	B	1.500	16405	3.36	0.50	3.60	0.57	2806	112	>> 1	23
125	e	B	1.000	51355	5.49	0.50	3.60	0.88	8274	3238	2.555	2
126	e	B	1.453	30910	3.27	0.50	3.60	0.58	5447	699	7.792	23
127	e	B	1.004	46572	3.40	0.50	3.60	0.70	9584	1236	7.754	23
128	e	B	1.025	46614	3.47	0.50	3.60	0.70	9395	1219	7.707	23
129	e	B	1.462	29414	3.13	0.50	3.60	0.56	5290	683	7.746	23
130	e	B	1.000	51690	3.40	0.50	3.60	0.70	10657	1580	6.745	23
131	e	B	1.000	52242	3.47	0.50	3.60	0.71	10653	1570	6.785	23
133	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	332	2.531	7
* 133	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	1522	0.552	7
* 135	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	3919	0.585	1
* 135	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	4067	0.563	1
* 136	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	965	0.871	1
* 137	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	15545	0.147	1
* 137	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	10542	0.216	1
* 140	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	32987	0.072	3
* 140	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	24861	0.096	3
* 142	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1806	6301	0.287	4
* 142	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1806	6543	0.276	4
143	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	264	9.049	4
* 143	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	6687	0.357	4
* 145	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	2722	0.309	2
* 145	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	1077	0.780	2
* 147	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	4455	0.189	2
* 147	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	6309	0.133	2
* 149	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	5469	0.154	6
* 149	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	7323	0.115	6
* 150	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	32236	0.071	1
* 150	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	27182	0.084	1
* 151	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	10583	0.079	1
* 151	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	8729	0.096	1
* 152	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	29199	0.078	1
* 152	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	23329	0.098	1
* 153	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	6430	0.131	1
* 153	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	4277	0.196	1
* 154	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	1275	0.659	1
154	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	579	1.451	1
* 156	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	20757	0.120	1
* 156	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	28004	0.089	1
* 157	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	11118	0.225	18
* 157	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	3918	0.638	18
* 163	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	16522	0.151	2
* 163	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2500	21880	0.114	2
164	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	464	1.811	15
* 164	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	1547	0.543	15
166	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	2126	1.078	4
* 166	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	3334	0.687	4
* 167	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	2936	0.286	15
* 167	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	840	932	0.902	15
168	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	611	14	>> 1	7
* 168	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	611	1470	0.416	7
171	e	B	1.257	14132	1.65	0.50	3.60	0.45	3842	132	>> 1	20
172	e	B	1.000	45108	1.68	0.50	3.60	0.50	13509	566	>> 1	20
173	e	B	1.000	45889	1.69	0.50	3.60	0.50	13684	572	>> 1	20
174	e	B	1.280	14141	1.68	0.50	3.60	0.45	3775	126	>> 1	20
175	e	B	1.500	13578	1.52	0.50	3.60	0.40	3571	49	>> 1	20
177	e	B	1.500	3078	1.83	0.50	3.60	0.43	730	6	>> 1	20
178	e	B	1.500	10444	3.63	0.50	3.60	0.60	1716	24	>> 1	20
179	e	B	1.000	21216	2.20	0.50	3.60	0.57	5495	179	>> 1	20
180	e	B	1.000	29955	1.88	0.50	3.60	0.53	8433	337	>> 1	20
182	e	B	1.000	24658	1.83	0.50	3.60	0.52	7039	358	>> 1	20
183	e	B	1.000	15088	1.83	0.50	3.60	0.52	4316	148	>> 1	20
184	e	B	1.460	11560	2.05	0.50	3.60	0.46	2610	81	>> 1	20

185	e	B	1.000	68612	2.21	0.50	3.60	0.57	17722	2392	7.409	13
186	e	B	1.500	10527	1.97	0.50	3.60	0.45	2403	79	>> 1	20
187	e	B	1.275	23205	1.68	0.50	3.60	0.45	6209	95	>> 1	21
188	e	B	1.500	11120	1.99	0.50	3.60	0.45	2524	86	>> 1	20
189	e	B	1.000	32571	1.93	0.50	3.60	0.54	9048	414	>> 1	20
190	e	B	1.181	17556	2.14	0.50	3.60	0.52	4266	202	>> 1	11
191	e	B	1.000	55637	2.11	0.50	3.60	0.56	14751	749	>> 1	11
192	e	B	1.000	56680	2.14	0.50	3.60	0.56	14907	870	>> 1	11
193	e	B	1.287	16475	2.19	0.50	3.60	0.51	3801	175	>> 1	11
194	e	B	1.257	13945	1.63	0.50	3.60	0.45	3818	168	>> 1	23
195	e	B	1.000	21384	1.69	0.50	3.60	0.50	6376	297	>> 1	23
196	e	B	1.044	19915	1.93	0.50	3.60	0.53	5417	224	>> 1	23
197	e	B	1.000	27492	2.47	0.50	3.60	0.60	6706	249	>> 1	23
198	e	B	1.000	61229	2.31	0.50	3.60	0.58	15456	712	>> 1	23
202	e	B	1.412	7563	1.07	0.50	3.60	0.35	2496	118	>> 1	23
203	e	B	1.000	11118	0.66	0.50	3.60	0.33	5634	363	>> 1	21
204	e	B	1.237	15591	2.05	0.50	3.60	0.50	3797	155	>> 1	23
205	e	B	1.187	15553	1.96	0.50	3.60	0.50	3953	167	>> 1	23
206	e	B	1.412	12365	1.75	0.50	3.60	0.44	3094	125	>> 1	23
207	e	B	1.000	27729	2.02	0.50	3.60	0.55	7515	331	>> 1	23
208	e	B	1.294	26710	1.75	0.50	3.60	0.45	6955	136	>> 1	23
209	e	B	1.000	50900	2.54	0.50	3.60	0.61	12217	1397	8.745	2
210	e	B	1.287	15380	1.84	0.50	3.60	0.47	3899	197	>> 1	23
211	e	B	1.000	22931	1.84	0.50	3.60	0.52	6530	365	>> 1	23
212	e	B	1.000	22514	1.85	0.50	3.60	0.52	6405	364	>> 1	23
213	e	B	1.335	15348	1.91	0.50	3.60	0.47	3755	185	>> 1	23
214	e	B	1.000	29714	1.92	0.50	3.60	0.53	8277	503	>> 1	23
215	e	B	1.000	27974	1.85	0.50	3.60	0.52	7958	499	>> 1	23
* 216	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	1378	0.580	1
* 216	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	1079	0.740	1
* 217	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	842	0.907	1
* 220	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	855	0.893	6
* 220	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	898	0.851	6
* 221	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1361	35398	0.038	1
* 221	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1361	31834	0.043	1
* 224	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	997	4183	0.238	15
224	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	997	612	1.628	15
* 226	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	2597	0.460	16
226	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	978	1.221	16
* 227	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2491	0.289	17
* 227	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	1789	0.402	17
228	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	687	673	1.022	1
229	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	687	607	1.133	12
* 229	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	687	910	0.755	12
* 230	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2789	0.258	17
* 230	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	1997	0.360	17
* 231	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2956	0.243	15
* 231	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2165	0.332	15
* 232	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	687	758	0.907	1
* 234	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	1006	0.759	6
* 234	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	2691	0.284	6
* 235	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	10179	0.078	1
* 235	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	8418	0.095	1
* 236	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	8510	0.090	1
* 236	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	6825	0.112	1
* 237	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	9826	0.081	1
* 237	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	7780	0.103	1
* 238	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	7289	0.105	1
* 238	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	5333	0.143	1
* 240	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	1949	0.392	1
240	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	264	2.894	1
* 241	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1056	1814	0.582	6
* 241	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1056	10742	0.098	6
* 242	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1139	3029	0.376	18
242	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1139	162	7.030	18
* 243	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1056	7792	0.135	1
* 243	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1056	1935	0.546	1
* 245	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	911	0.839	1
* 246	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	2776	0.288	1
* 246	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	2348	0.340	1
247	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	762	1.002	1
* 247	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	764	1059	0.721	1
248	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	611	161	3.796	2
* 248	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	611	1186	0.515	2
* 249	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	639	7804	0.082	15
* 249	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	639	5595	0.114	15
251	e	B	1.000	6917	0.90	0.90	3.60	0.54	4124	905	4.557	1
252	e	B	1.000	17871	1.23	0.90	3.60	0.61	8840	249	>> 1	6
253	e	B	1.000	10480	0.61	0.90	3.60	0.46	7929	2949	2.689	4
254	e	B	1.000	16225	1.16	0.90	3.60	0.59	8291	1848	4.487	1
255	e	B	1.000	7301	0.97	0.90	3.60	0.55	4168	130	>> 1	1
256	e	B	1.345	5167	0.58	0.90	3.60	0.41	3679	3	>> 1	1
258	e	B	1.500	954	0.57	0.90	3.60	0.40	666	0	>> 1	1
259	e	B	0.000	-5051	0.00	0.90	3.60	0.25	720	0	>> 1	1
260	e	B	1.000	23875	1.15	0.90	3.60	0.59	12296	146	>> 1	2
261	e	B	1.250	5745	1.00	0.90	3.60	0.51	2948	1	>> 1	20
263	e	B	1.000	5456	0.34	0.90	3.60	0.38	6225	65	>> 1	1
264	e	B	1.129	2089	0.32	0.90	3.60	0.37	2379	26	>> 1	4
265	e	B	1.500	7809	1.86	0.90	3.60	0.61	2563	45	>> 1	1
266	e	B	1.000	23280	0.58	0.90	3.60	0.46	18265	56	>> 1	15
267	e	B	1.000	14457	1.05	0.90	3.60	0.57	7860	31	>> 1	15
268	e	B	1.000	13740	0.79	0.90	3.60	0.51	8846	107	>> 1	1
269	e	B	1.373	6206	1.01	0.90	3.60	0.50	3043	2	>> 1	20
270	e	B	1.500	9105	1.11	0.90	3.60	0.50	4077	11	>> 1	17
271	e	B	1.500	3644	0.74	0.90	3.60	0.43	2130	0	>> 1	1
272	e	B	1.000	28807	1.09	0.90	3.60	0.58	15292	120	>> 1	11
273	e	B	1.500	3796	0.68	0.90	3.60	0.42	2340	0	>> 1	1

274	e	B	1.000	31417	1.19	0.90	3.60	0.60	15877	68	>> 1	17
275	e	B	1.500	3729	0.67	0.90	3.60	0.42	2327	0	>> 1	1
276	e	B	1.500	8366	1.11	0.90	3.60	0.50	3743	10	>> 1	17
277	e	B	1.000	7664	0.92	0.90	3.60	0.54	4495	8	>> 1	1
278	e	B	1.000	24438	1.93	0.90	3.60	0.74	9343	21	>> 1	2
279	e	B	1.000	14978	1.45	0.90	3.60	0.65	6723	48	>> 1	3
280	e	B	1.000	39127	3.51	0.90	3.60	0.97	10809	192	>> 1	3
281	e	B	1.500	9529	1.54	0.90	3.60	0.56	3500	0	>> 1	1
282	e	B	1.000	60881	2.30	0.90	3.60	0.80	21148	100	>> 1	3
286	e	B	1.000	24346	2.75	0.90	3.60	0.87	7661	11	>> 1	2
287	e	B	1.500	6099	1.86	0.90	3.60	0.61	2002	44	>> 1	1
288	e	B	1.148	7649	1.04	0.90	3.60	0.54	3943	1238	3.185	2
289	e	B	1.500	3579	1.12	0.90	3.60	0.50	1596	4	>> 1	15
290	e	B	1.500	10069	1.68	0.90	3.60	0.58	3510	56	>> 1	1
291	e	B	1.000	25673	1.68	0.90	3.60	0.69	10622	98	>> 1	4
292	e	B	1.000	20974	1.05	0.90	3.60	0.57	11403	61	>> 1	15
293	e	B	1.000	8385	1.04	0.90	3.60	0.57	4591	34	>> 1	1
294	e	B	1.000	18867	1.52	0.90	3.60	0.66	8271	146	>> 1	2
295	e	B	1.000	10531	0.86	0.90	3.60	0.53	6436	1592	4.043	15
296	e	B	1.000	7926	0.98	0.90	3.60	0.56	4472	211	>> 1	17
297	e	B	1.000	6990	1.49	0.90	3.60	0.66	3090	181	>> 1	2
298	e	B	1.000	11191	0.73	0.90	3.60	0.49	7610	954	7.977	2
299	e	B	1.000	8410	1.75	0.90	3.60	0.71	3396	127	>> 1	17
* 300	e	I	0.000	-858	0.00	0.90	3.60	0.25	1350	1654	0.816	15
* 300	e	J	0.000	-858	0.00	0.90	3.60	0.25	1350	1996	0.676	15
301	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	883	1.401	1
301	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	553	2.238	1
* 302	e	I	0.000	-653	0.00	0.90	3.60	0.25	1350	5632	0.240	15
* 302	e	J	0.000	-653	0.00	0.90	3.60	0.25	1350	1686	0.801	15
* 303	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	5677	0.218	15
* 303	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	4125	0.300	15
304	e	I	1.117	1754	0.32	0.90	3.60	0.37	1986	578	3.435	15
* 304	e	J	1.117	1754	0.32	0.90	3.60	0.37	1986	4523	0.439	15
* 305	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	2735	0.452	15
* 305	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	4285	0.289	15
* 306	e	I	1.167	21	0.00	0.90	3.60	0.25	1359	1998	0.680	15
* 306	e	J	1.167	21	0.00	0.90	3.60	0.25	1359	2124	0.640	15
307	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1238	811	1.526	1
* 308	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	900	7832	0.115	1
* 308	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	900	7071	0.127	1
* 309	e	I	0.000	-22	0.00	0.90	3.60	0.25	1200	7441	0.161	1
* 309	e	J	0.000	-22	0.00	0.90	3.60	0.25	1200	8292	0.145	1
* 310	e	I	1.500	118	0.04	0.90	3.60	0.26	826	4028	0.205	1
* 310	e	J	1.500	118	0.04	0.90	3.60	0.26	826	2003	0.412	1
311	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	900	324	2.778	1
* 312	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1500	1942	0.772	18
* 312	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1500	1883	0.797	18
313	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	1310	1.050	6
* 313	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	2906	0.473	6
* 314	e	I	1.033	18	0.00	0.90	3.60	0.25	1509	13834	0.109	1
* 314	e	J	1.033	18	0.00	0.90	3.60	0.25	1509	10388	0.145	1
* 315	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	12290	0.112	1
* 315	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	10694	0.129	1
* 316	e	I	1.200	64	0.01	0.90	3.60	0.25	1526	17961	0.085	1
* 316	e	J	1.200	64	0.01	0.90	3.60	0.25	1526	13962	0.109	1
* 317	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	11624	0.118	1
* 317	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	9770	0.141	1
* 320	e	I	0.000	-993	0.00	0.90	3.60	0.25	900	1176	0.765	1
* 320	e	J	0.000	-993	0.00	0.90	3.60	0.25	900	2691	0.334	1
321	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	863	1.593	1
* 322	e	I	1.118	34	0.01	0.90	3.60	0.25	1515	2906	0.521	15
322	e	J	1.118	34	0.01	0.90	3.60	0.25	1515	1235	1.227	15
323	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	1154	1.192	12
323	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1375	571	2.408	12
* 324	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1500	2199	0.682	15
* 324	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1500	1935	0.775	15
* 325	e	I	1.117	305	0.06	0.90	3.60	0.28	1330	3919	0.339	18
325	e	J	1.117	305	0.06	0.90	3.60	0.28	1330	164	8.107	18
* 326	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1100	3587	0.307	15
* 326	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1100	2207	0.498	15
327	e	I	0.000	-558	0.00	0.90	3.60	0.25	1200	595	2.017	15
* 327	e	J	0.000	-558	0.00	0.90	3.60	0.25	1200	4353	0.276	15
* 328	e	I	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1100	2705	0.407	15
* 328	e	J	0.000	0	0.00	0.90	3.60	0.25	1100	4084	0.269	15
* 338	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	2203	0.097	1
* 339	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	2940	0.779	6
* 342	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	2990	0.267	15
* 342	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	4431	0.180	15
* 343	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	2302	0.347	1
* 355	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	8971	0.133	1
* 355	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	12452	0.096	1
* 363	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2031	3144	0.646	1
* 363	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2031	5672	0.358	1
* 365	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	851	2362	0.360	1
* 365	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	851	2624	0.324	1
370	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	195	1.603	15
* 370	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	2817	0.111	15
* 371	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	24676	0.013	1
* 371	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	25553	0.012	1
* 373	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	12519	0.191	15
* 373	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	18476	0.129	15
375	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	997	53	>> 1	4
* 375	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	997	3964	0.251	4
* 378	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	13846	0.086	15
* 378	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	14357	0.083	15
* 381	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	6249	0.034	1
* 381	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	6840	0.031	1

384	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	2241	1.023	1
* 386	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2126	0.338	15
* 386	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2829	0.254	15
* 387	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2119	0.339	15
* 387	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2911	0.247	15
* 388	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	1838	0.391	15
* 388	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	719	2629	0.273	15
* 395	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	3065	0.748	6
* 395	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	11256	0.204	6
397	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	744	1.073	6
* 397	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	4156	0.192	6
* 398	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	4359	0.183	15
* 398	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	5241	0.152	15
* 403	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	8205	0.038	1
* 403	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	13163	0.024	1
* 406	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	3965	0.574	15
* 406	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	13681	0.166	15
* 407	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	13656	0.167	1
* 407	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	17461	0.130	1
410	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2257	1675	1.347	2
* 410	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2257	8514	0.265	2
* 413	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1139	8265	0.138	1
* 413	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1139	10943	0.104	1
* 417	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	13769	0.165	4
* 417	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	6142	0.371	4
* 422	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	2740	0.836	1
* 424	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	953	0.838	1
* 427	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	233	4399	0.053	1
* 427	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	233	4677	0.050	1
* 429	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1667	2521	0.661	2
* 429	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1667	5843	0.285	2
* 432	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	639	5638	0.113	1
* 432	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	639	8620	0.074	1
* 434	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	15727	0.020	1
* 434	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	13311	0.023	1
* 435	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	1483	0.144	1
435	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	151	1.416	1
* 437	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	3847	0.596	2
* 437	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	4812	0.476	2
* 441	e	I	1.117	9	0.00	0.90	3.60	0.25	904	9363	0.097	1
* 441	e	J	1.117	9	0.00	0.90	3.60	0.25	904	8517	0.106	1
* 475	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	5523	0.057	1
* 475	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	313	1861	0.168	1
* 480	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	2374	0.090	1
* 480	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	2243	0.095	1
* 494	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	175	3061	0.057	1
* 494	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	175	3651	0.048	1
* 500	e	I	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	5538	0.039	1
* 500	e	J	0.000	0	0.00	0.20	3.60	0.06	214	6527	0.033	1
* 514	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	12058	0.190	1
* 514	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	3500	0.655	1
* 526	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	6210	0.367	1
* 526	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2278	2400	0.949	1
530	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	2145	1.114	1
* 530	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2389	8520	0.280	1
* 548	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	8347	0.275	1
548	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	2292	247	9.278	1
* 560	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1667	2344	0.711	23
560	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1667	110	>> 1	23
* 576	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	7863	0.102	1
* 576	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	6322	0.126	1
* 592	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	16177	0.074	15
* 592	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	1194	15440	0.077	15
* 608	e	I	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	6058	0.132	1
* 608	e	J	0.000	0	0.00	0.50	3.60	0.14	799	5178	0.154	1
690	e	I	1.000	204	0.06	0.90	3.60	0.28	997	344	2.898	16
* 690	e	J	1.000	204	0.06	0.90	3.60	0.28	997	1697	0.587	16

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PC.E viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

- (1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. Questa formulazione prescinde dagli effetti del secondo ordine, riconducibili all'instabilizzazione fuori piano della parete;
- (2) per tenere conto di tali effetti, è disponibile in alternativa la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PC.E svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica f_k con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature

esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1): $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Simbologia utilizzata nel software PC.E:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzeria della luce deformabile

P = forza assiale positiva se di compressione

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione

Nu = sforzo normale ultimo = $0.85 f_d$

M = momento di calcolo

Mu = momento di collasso per pressoflessione = $(N t / 2) * (1 - N / N_u)$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic: 0.000 (CCC 1)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	x Sez. (m)	P (kgf)	p (kgf/cm ²)	f _k /f _m (kgf/cm ²)	g _m * F _C	f _d (kgf/cm ²)	Nu (kgf)	Mu (kgf m)	M (kgf m)	C.Sic.	CCC
*	1	e	0.000	58223	6.01	10.00	3.60	22856	0	2	0.000	1
*	2	e	0.000	183203	5.92	10.00	3.60	73112	0	0	0.000	1
*	3	e	0.000	222378	6.88	10.00	3.60	76358	0	5	0.000	1
*	4	e	0.000	65427	6.88	10.00	3.60	22466	0	3	0.000	1
*	5	e	0.000	20658	2.27	10.00	3.60	21533	168	336	0.500	4
*	7	e	0.000	4420	2.63	10.00	3.60	3967	0	0	0.000	1
*	8	e	0.000	10898	3.78	10.00	3.60	6800	0	0	0.000	1
*	9	e	0.000	149735	5.07	10.00	3.60	69794	0	4	0.000	1
*	11	e	0.000	46150	5.22	10.00	3.60	20872	0	0	0.000	1
*	12	e	0.000	48122	6.29	10.00	3.60	18063	0	0	0.000	1
*	13	e	0.000	61218	5.04	10.00	3.60	28688	0	0	0.000	1
*	14	e	0.000	52145	6.10	10.00	3.60	20188	0	0	0.000	1
*	15	e	0.000	93994	5.13	10.00	3.60	43244	0	2	0.000	1
*	16	e	0.000	32891	4.87	10.00	3.60	15938	0	0	0.000	1
*	17	e	0.000	120030	5.93	10.00	3.60	47813	0	2	0.000	1
*	18	e	0.000	76493	4.93	10.00	3.60	36656	0	29	0.000	1
*	19	e	0.000	130467	4.93	10.00	3.60	62522	0	3	0.000	1
*	20	e	0.000	55681	5.41	10.00	3.60	24284	0	2	0.000	1
*	21	e	0.000	131233	6.68	10.00	3.60	46360	0	0	0.000	1
*	22	e	0.000	16635	2.40	10.00	3.60	16363	0	0	0.000	1
*	23	e	0.000	200257	6.18	10.00	3.60	76488	0	5	0.000	1
*	24	e	0.000	48673	5.15	10.00	3.60	22336	0	3	0.000	1
*	25	e	0.000	44225	4.57	10.00	3.60	22856	0	128	0.000	1
*	26	e	0.000	47019	3.38	10.00	3.60	32855	0	199	0.000	1
*	27	e	0.000	59339	5.24	10.00	3.60	26751	0	175	0.000	1
*	28	e	0.000	80240	6.54	10.00	3.60	28959	0	186	0.000	1
*	29	e	0.000	196292	6.61	10.00	3.60	70125	0	351	0.000	1
*	33	e	0.000	137305	5.32	10.00	3.60	60988	0	67	0.000	1
*	34	e	0.000	121289	4.69	10.00	3.60	61094	0	63	0.000	1
*	35	e	0.000	36505	5.04	10.00	3.60	17106	0	19	0.000	1
*	36	e	0.000	41342	5.93	10.00	3.60	16469	0	19	0.000	1
*	37	e	0.000	56717	6.10	10.00	3.60	21958	0	29	0.000	1
*	38	e	0.000	56309	5.93	10.00	3.60	22431	0	29	0.000	1
*	39	e	0.000	151581	5.07	10.00	3.60	70656	0	73	0.000	1
*	40	e	0.000	77501	5.07	10.00	3.60	36125	0	25	0.000	1
*	41	e	0.000	29811	5.43	10.00	3.60	12963	0	15	0.000	1
*	42	e	0.000	90321	5.25	10.00	3.60	40588	0	45	0.000	1
*	43	e	0.000	56460	5.97	10.00	3.60	22336	0	80	0.000	1
*	44	e	0.000	80468	5.90	10.00	3.60	32206	0	107	0.000	1
*	45	e	0.000	76956	5.73	10.00	3.60	31686	0	108	0.000	1
*	46	e	0.000	56899	6.05	10.00	3.60	22206	0	83	0.000	1
*	47	e	0.000	81647	5.90	10.00	3.60	32678	0	113	0.000	1
*	48	e	0.000	80049	5.73	10.00	3.60	32961	0	114	0.000	1
	81	e	0.000	48439	5.00	25.00	3.60	57139	2028	1598	1.269	1
	82	e	0.000	139212	4.70	25.00	3.60	174663	7770	4594	1.691	1
	83	e	0.000	142802	4.78	25.00	3.60	176287	7459	4712	1.583	1

	84	e	0.000		45451	4.78	25.00	3.60	6.94	56165	2384	1500	1.590	1
	85	e	0.000		33658	3.69	25.00	3.60	6.94	53833	2523	1111	2.271	1
	87	e	0.000		7949	4.73	25.00	3.60	6.94	9917	315	262	1.203	1
	88	e	0.000		10498	3.65	25.00	3.60	6.94	17000	803	346	2.318	1
*	89	e	0.000		51369	5.33	25.00	3.60	6.94	56903	999	1695	0.589	4
*	90	e	0.000		80758	5.07	25.00	3.60	6.94	93972	2271	2665	0.852	1
	92	e	0.000		64398	3.93	25.00	3.60	6.94	96806	2695	2125	1.268	1
*	93	e	0.000		63009	6.39	25.00	3.60	6.94	58172	0	8	0.000	1
	94	e	0.000		33658	4.89	25.00	3.60	6.94	40641	1301	1111	1.171	1
*	95	e	0.000		27957	4.99	25.00	3.60	6.94	33056	862	923	0.935	3
*	96	e	0.000		50008	7.02	25.00	3.60	6.94	42028	0	6	0.000	1
	97	e	0.000		38034	2.95	25.00	3.60	6.94	76028	3801	1255	3.029	4
	98	e	0.000		29962	4.90	25.00	3.60	6.94	36125	1022	989	1.034	4
	99	e	0.000		62754	4.04	25.00	3.60	6.94	91641	4451	2071	2.149	4
*	100	e	0.000		29881	5.34	25.00	3.60	6.94	33056	574	986	0.582	4
*	101	e	0.000		87254	5.17	25.00	3.60	6.94	99639	2169	2879	0.753	4
	102	e	0.000		43866	4.27	25.00	3.60	6.94	60710	3347	1448	2.312	2
	103	e	0.000		126431	3.92	25.00	3.60	6.94	190571	11702	4172	2.805	2
	104	e	0.000		164145	5.07	25.00	3.60	6.94	191221	6391	5417	1.180	2
	105	e	5.000		2838	0.42	25.00	3.60	6.94	40257	725	372	1.950	23
	106	e	0.000		34268	3.62	25.00	3.60	6.94	55840	3641	1131	3.219	2
	107	e	0.000		37787	3.90	25.00	3.60	6.94	57139	3519	1247	2.822	1
	108	e	0.000		67746	4.87	25.00	3.60	6.94	82137	3264	2236	1.460	1
	109	e	0.000		52127	4.60	25.00	3.60	6.94	66878	3162	1720	1.838	4
	110	e	0.000		61850	5.04	25.00	3.60	6.94	72398	2478	2041	1.214	3
*	111	e	0.000		155454	5.23	25.00	3.60	6.94	175313	4842	5130	0.944	4
	115	e	0.000		79021	4.15	25.00	3.60	6.94	112389	4692	2608	1.799	15
	116	e	0.000		17373	2.39	25.00	3.60	6.94	42972	2070	573	3.610	15
*	117	e	0.000		36917	5.33	25.00	3.60	6.94	40847	710	1218	0.583	4
*	118	e	0.000		30409	5.00	25.00	3.60	6.94	35889	929	1003	0.925	1
	119	e	0.000		45468	4.89	25.00	3.60	6.94	54896	1952	1500	1.301	4
	120	e	0.000		46017	4.90	25.00	3.60	6.94	55486	1963	1519	1.293	4
	121	e	0.000		33821	4.65	25.00	3.60	6.94	42972	1440	1116	1.291	1
*	122	e	0.000		76017	5.24	25.00	3.60	6.94	85708	1719	2509	0.685	1
	123	e	0.000		61763	4.04	25.00	3.60	6.94	90313	4393	2038	2.155	1
	124	e	0.000		23452	4.81	25.00	3.60	6.94	28806	872	774	1.126	4
*	125	e	0.000		51530	5.51	25.00	3.60	6.94	55250	694	1700	0.408	15
	126	e	0.000		47470	5.02	25.00	3.60	6.94	55840	1957	1567	1.249	1
	127	e	0.000		70145	5.12	25.00	3.60	6.94	80839	2552	2315	1.102	4
*	128	e	0.000		69995	5.22	25.00	3.60	6.94	79215	2240	2310	0.970	4
	129	e	0.000		44221	4.70	25.00	3.60	6.94	55516	2474	1459	1.695	1
*	130	e	0.000		77848	5.12	25.00	3.60	6.94	89722	2061	2569	0.802	1
*	131	e	0.000		78445	5.22	25.00	3.60	6.94	88778	1826	2589	0.705	4
	171	e	0.000		21865	2.56	25.00	3.60	6.94	50469	3098	481	6.440	15
	172	e	0.000		69742	2.59	25.00	3.60	6.94	158785	9777	1534	6.372	15
	173	e	0.000		71664	2.64	25.00	3.60	6.94	160260	9904	1577	6.282	15
	174	e	0.000		22186	2.64	25.00	3.60	6.94	49583	3065	488	6.279	15
	175	e	0.000		19059	2.14	25.00	3.60	6.94	52653	2432	419	5.800	1
	177	e	0.000		4369	2.60	25.00	3.60	6.94	9917	489	96	5.086	1
*	178	e	0.000		15607	5.42	25.00	3.60	6.94	17000	256	343	0.745	1
	179	e	0.000		30874	3.20	25.00	3.60	6.94	56903	2825	679	4.158	1
	180	e	0.000		43855	2.75	25.00	3.60	6.94	93972	4678	965	4.848	1
	182	e	0.000		37488	2.79	25.00	3.60	6.94	79392	2473	825	2.999	1
	183	e	0.000		21831	2.64	25.00	3.60	6.94	48757	2110	480	4.393	1
	184	e	0.000		17108	3.04	25.00	3.60	6.94	33262	1454	376	3.863	1
	185	e	0.000		70848	2.28	25.00	3.60	6.94	183045	7600	1559	4.876	16
	186	e	0.000		14930	2.79	25.00	3.60	6.94	31609	1379	328	4.197	16
	187	e	0.000		32599	2.36	25.00	3.60	6.94	81458	3911	717	5.453	16
	188	e	0.000		15778	2.82	25.00	3.60	6.94	33056	1649	347	4.752	16
	189	e	0.000		46346	2.75	25.00	3.60	6.94	99639	4958	1020	4.862	1
	190	e	4.400		8258	1.01	25.00	3.60	6.94	48344	1541	282	5.463	23
	191	e	4.400		25855	0.98	25.00	3.60	6.94	155922	4853	822	5.904	23
	192	e	0.000		66094	2.49	25.00	3.60	6.94	156453	8589	1454	5.907	16
	193	e	4.400		7908	1.05	25.00	3.60	6.94	44359	1462	273	5.356	23
	194	e	0.000		22156	2.59	25.00	3.60	6.94	50469	3107	487	6.375	15
	195	e	0.000		33914	2.68	25.00	3.60	6.94	74670	4628	746	6.202	1
	196	e	0.000		31181	3.03	25.00	3.60	6.94	60799	3797	686	5.536	15
	197	e	0.000		42648	3.82	25.00	3.60	6.94	65816	3753	938	4.000	1
	198	e	0.000		94943	3.58	25.00	3.60	6.94	156424	9329	2089	4.466	4
	202	e	0.000		12994	1.84	25.00	3.60	6.94	41792	1791	286	6.264	1
*	203	e	0.000		-280	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
	204	e	0.000		23072	3.04	25.00	3.60	6.94	44861	2241	508	4.415	1
	205	e	0.000		22081	2.79	25.00	3.60	6.94	46750	2330	486	4.797	16
	206	e	0.000		19042	2.69	25.00	3.60	6.94	41792	2073	419	4.949	1
	207	e	0.000		40998	2.99	25.00	3.60	6.94	80986	4049	902	4.489	1
	208	e	0.000		39052	2.55	25.00	3.60	6.94	90313	4987	859	5.805	1
	209	e	0.000		50949	2.54	25.00	3.60	6.94	118174	5072	1121	4.525	4
	210	e	0.000		23908	2.86	25.00	3.60	6.94	49288	3078	526	5.852	15
	211	e	0.000		35647	2.86	25.00	3.60	6.94	73490	4589	784	5.852	15
	212	e	0.000		35515	2.91	25.00	3.60	6.94	72014	4500	781	5.759	1
	213	e	0.000		24498	3.04	25.00	3.60	6.94	47517	2967	539	5.505	1
	214	e	0.000		47871	3.09	25.00	3.60	6.94	91375	4558	1053	4.328	1
	215	e	0.000		44128	2.91	25.00	3.60	6.94	89486	4473	971	4.608	1
	251	e	0.000		9553	1.24	36.00	3.60	10.00	65408	1835	143	>> 1	15
	252	e	0.000		23260	1.60	36.00	3.60	10.00	123548	4248	349	>> 1	15
	253	e	0.000		16080	0.94	36.00	3.60	10.00	144968	3217	241	>> 1	15
	254	e	0.000		21526	1.54	36.00	3.60	10.00	118575	3964	323	>> 1	15
	255	e	0.000		9879	1.31	36.00	3.60	10.00	64260	1881	148	>> 1	15
*	256	e	0.000		-52	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
*	258	e	0.000		-28	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
*	259	e	0.000		-5051	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
	260	e	0.000		24215	1.16	36.00	3.60	10.00	176800	4180	363	>> 1	15
	261	e	0.000		7948	1.38	36.00	3.60	10.00	48960	1332	119	>> 1	15
*	263	e	0.000		-258	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
*	264	e	0.000		-41	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
	265	e	0.000		8161	1.94	36.00	3.60	10.00	35700	1102	122	9.000	15
*	266	e	0.000		-411	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1

267	e	0.000	14457	1.05	36.00	3.60	10.00	117300	2535	217	>> 1	15
268	e	0.000	14820	0.86	36.00	3.60	10.00	147220	2666	222	>> 1	15
269	e	0.000	9221	1.51	36.00	3.60	10.00	52020	1517	138	>> 1	18
270	e	0.000	9123	1.11	36.00	3.60	10.00	69615	1784	137	>> 1	15
271	e	0.000	3889	0.79	36.00	3.60	10.00	42075	794	58	>> 1	15
272	e	0.000	30753	1.16	36.00	3.60	10.00	224528	5972	461	>> 1	15
* 273	e	0.000	-120	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
274	e	0.000	31425	1.19	36.00	3.60	10.00	225293	6084	471	>> 1	16
* 275	e	0.000	-57	0.00	0.00	3.60	0.00	0	0	0	0.000	1
276	e	0.000	8371	1.11	36.00	3.60	10.00	63877	1637	126	>> 1	16
277	e	0.000	10264	1.24	36.00	3.60	10.00	70550	2193	154	>> 1	15
278	e	0.000	28744	2.27	36.00	3.60	10.00	107525	5265	431	>> 1	15
279	e	0.000	18170	1.76	36.00	3.60	10.00	87550	3600	273	>> 1	15
280	e	0.000	42023	3.77	36.00	3.60	10.00	94775	5848	630	9.277	1
281	e	0.000	9529	1.54	36.00	3.60	10.00	52700	1952	143	>> 1	1
282	e	0.000	60902	2.30	36.00	3.60	10.00	225250	11109	914	>> 1	1
286	e	0.000	24347	2.75	36.00	3.60	10.00	75140	3292	365	9.013	1
287	e	0.000	6374	1.94	36.00	3.60	10.00	27880	983	96	>> 1	15
288	e	0.000	7729	1.06	36.00	3.60	10.00	62220	1354	116	>> 1	15
289	e	0.000	3579	1.12	36.00	3.60	10.00	27200	622	54	>> 1	15
290	e	0.000	10497	1.75	36.00	3.60	10.00	51000	1667	157	>> 1	15
291	e	0.000	26765	1.75	36.00	3.60	10.00	130050	4783	401	>> 1	15
292	e	0.000	20974	1.05	36.00	3.60	10.00	170170	3218	315	>> 1	15
293	e	0.000	11022	1.36	36.00	3.60	10.00	68850	2314	165	>> 1	15
294	e	0.000	22290	1.79	36.00	3.60	10.00	105825	4399	334	>> 1	15
295	e	0.000	13672	1.12	36.00	3.60	10.00	103700	2967	205	>> 1	15
296	e	0.000	9999	1.24	36.00	3.60	10.00	68425	2134	150	>> 1	15
297	e	0.000	8833	1.89	36.00	3.60	10.00	39780	1374	132	>> 1	15
298	e	0.000	16527	1.07	36.00	3.60	10.00	130900	2888	248	>> 1	15
299	e	0.000	9651	2.01	36.00	3.60	10.00	40800	1474	145	>> 1	18

3 VERIFICA PER CARICHI STATICI

3.1 Verifica dei solai in acciaio

Come si è visto la tipologia strutturale per gli orizzontamenti calpestabili del piano primo e del piano secondo (secondo e terzo solaio), è riconducibile a quella dei solai in legno, tipici dei primi anni del 900. A seguito dell'intervento di consolidamento, le travi in legno sono state tutte scaricate del peso permanente ed accidentale del solaio ed attualmente hanno l'unica funzione di sostenere il controsoffitto incannucciato. Strutturalmente il sovraccarico di piano è stato interamente affidato alle putrelle in acciaio, di altezza variabile da 160 a 220 mm, disposte su entrambi i lati delle travi esistenti in legno. Tra ciascuna putrella sono stati posti dei tavelloni portanti di 6 cm. di spessore, completando poi con un getto a riempimento delle putrelle con argilla espansa e 200 kg/m³ di cemento 325 di impasto, per uno spessore variabile a seconda dell'altezza del profilato di rinforzo utilizzato.

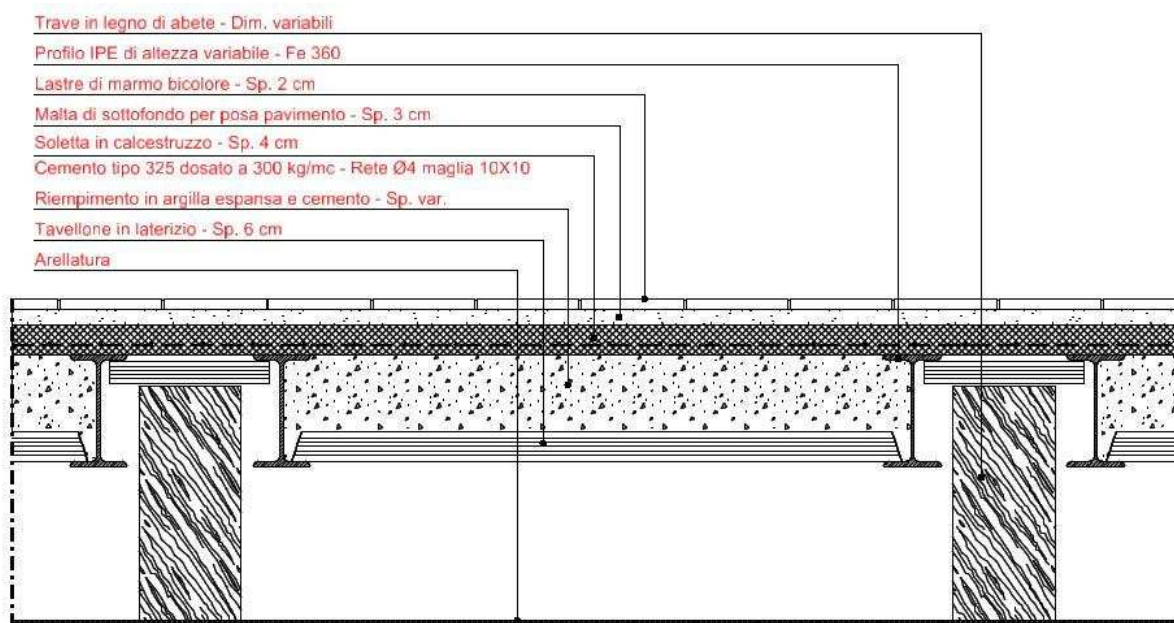


Figura 2.6.5: particolari costruttivi dei strutture in elevazione del primo impianto

Al di sopra di tale piano è stata successivamente realizzata una soletta in calcestruzzo di 4 cm di spessore, realizzata con calcestruzzo a 300 kg/m³ di cemento 325 di impasto, armato con rete Ø 4 maglia 10 × 10.

In tutte le sale realizzate con questa tipologia di orizzontamento l'intradosso del solaio risulta controsoffittato con una arellatura intonacata mentre la pavimentazione è realizzata con piastrelle di marmo al piano primo e con piastrelle in gres al piano secondo, entrambi posati su di un letto di malta di circa 3 cm di spessore.

Dalla ricerca d'archivio è stato possibile recuperare i calcoli stati delle putrelle di rinforzo, sulla base dei quali si può osservare che il primo impalcato è stato calcolato considerando un sovraccarico complessivo (permanente e accidentale) di 700 kg/m², mentre per il secondo impalcato è stato utilizzato un sovraccarico complessivo di 900 kg/m². Questo perché per il terzo solaio si era originariamente ipotizzata una destinazione d'uso ad archivio, successivamente modificata per far posto all'ufficio tecnico.

L'analisi dei carichi agenti allo stato attuale sulle putrelle di rinforzo viene riportata di seguito, dove per quanto riguarda il riempimento in argilla vengono riportati in tabella 5.7.1 i carichi

ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Tavellone in laterizio, sp. 6 cm – Densità 650 kg/m ³	=	40 kg/m ²
- Riempimento in argilla espansa e cemento, sp. Var 8 ÷ 18 cm – Densità 600 kg/m ³	=	50 ÷ 110 kg/m ²
- Soletta in calcestruzzo armata, sp. 4 cm – Densità 2500 kg/m ³	=	100 kg/m ²
- Malta per posa pavimeto, sp. 3 cm – Densità 2000 kg/m ³	=	60 kg/m ²
- Pavimento in marmo, sp. 2 cm	=	40 kg/m ²
Tot. per.:	=	290 ÷ 350 kg/m²
- Sovraccarico accidentale per uffici	=	300 kg/m ²
Tot. per. + acc.:	=	590 ÷ 650 kg/m²

	Secondo solaio			Terzo solaio		
	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]
Sala A	IPE 160	10	60	IPE 180	12	75
Sala B	IPE 140	8	50	IPE 160	10	60
Sala C	IPE 180	12	75	IPE 200	14	85
Sala D	IPE 200	14	85	IPE 220	16	95
Sala E	IPE 220	16	95	IPE 240	18	110
Sala F	IPE 240	18	110	IPE 240	18	110

Tabella 3.1.1: determinazione dello spessore dei riempimenti agenti sulle travi per ciascuna sala del municipio

Per quanto riguarda i profilati metallici IPE, si è potuto riscontrare dalla relazione di calcolo che l'acciaio utilizzato è del tipo Fe 37 B. Tale acciaio, come si è visto al paragrafo 2.7.2, corrisponde dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche al comune acciaio Fe 360, al quale si può assumere una tensione massima ammissibile pari a 1600 kg/cm². Inoltre sempre dalla relazione di calcolo si può osservare che le tensioni di lavoro per i carichi di progetto originari non sono mai superiori ai 1200 kg/cm², tensione massima che molto probabilmente è stata cautelativamente adottata nel dimensionamento originario delle putrelle.

Per avere una stima diretta delle tensioni agenti e delle deformazioni sulle travi di rinforzo del solaio nelle tabelle 5.7.2 e 5.7.3 vengono preliminarmente riportate le verifiche delle travi alle tensioni ammissibili.

Ipotizzando uno schema statico di appoggio-appoggio il momento flettente in mezzera e la freccia massima vengono determinate con le formulazioni seguenti:

$$M_z = \frac{q_{tot} \cdot l^2}{8}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EJ_y}$$

	<i>Profilo</i>	<i>G₁</i> [kg/m]	<i>G₂</i> [kg/m ²]	<i>Q</i> [kg/m ²]	<i>i</i> [cm]	<i>q</i> [kg/m]	<i>L</i> [cm]	<i>M</i> [kg·cm]	<i>W</i> [cm ³]	<i>J</i> [cm ⁴]	<i>σ</i> [kg/cm ²]	<i>f</i> [cm]	<i>f_{lim}</i> [cm]
Sala A	IPE 160	15.8	300	300	70	435.8	441	105944	108.7	869.3	975	1.20	2.20
Sala B	IPE 140	12.9	290	300	120	720.9	263	62330	77.32	541.2	806	0.40	1.31
Sala C	IPE 180	18.8	315	300	75	480.8	483	140207	146.3	1317	958	1.26	2.41
Sala D	IPE 200	22.4	325	300	75	491.4	525	169303	194.3	1943	871	1.21	2.62
Sala E	IPE 220	26.2	335	300	80	534.2	546	199067	252	2772	790	1.08	2.73
Sala F	IPE 240	30.7	350	300	70	485.7	740	332462	324.3	3892	1025	2.37	3.70

Tabella 3.1.2: verifica semplificata alle tensioni ammissibili delle travi in acciaio del secondo solaio

	<i>Profilo</i>	<i>G₁</i> [kg/m]	<i>G₂</i> [kg/m ²]	<i>Q</i> [kg/m ²]	<i>i</i> [cm]	<i>q</i> [kg/m]	<i>L</i> [cm]	<i>M</i> [kg·cm]	<i>W</i> [cm ³]	<i>J</i> [cm ⁴]	<i>σ</i> [kg/cm ²]	<i>f</i> [cm]	<i>f_{lim}</i> [cm]
Sala A	IPE 180	18.8	315	300	70	449.3	441	109225	146.3	1317	747	0.82	2.20
Sala B	IPE 160	15.8	300	300	120	735.8	263	63618	108.7	869.3	585	0.26	1.31
Sala C	IPE 200	22.4	325	300	70	459.9	483	134112	194.3	1943	690	0.81	2.41
Sala D	IPE 220	26.2	335	300	95	629.45	525	216865	252	2772	861	1.09	2.62
Sala E	IPE 240	30.7	350	300	110	745.7	540	271808	324.3	3892	838	1.03	2.70
Sala F	IPE 240	30.7	350	300	60	420.7	746	292658	324.3	3892	902	2.12	3.73

Tabella 3.1.3: verifica semplificata alle tensioni ammissibili delle travi in acciaio del terzo solaio

Come si può facilmente osservare le tensioni agenti sono ampiamente inferiori ai limiti ammissibili per l'acciaio Fe 360, con un **tensione di lavoro massimo** pari a **1025 kg/cm²** sulle travi della Sala F al secondo solaio. Anche le frecce risultano contenute, attestandosi su un valore massimo di 1/300 della luce. Adottando un fattore di confidenza pari a 1.35, la tensione massima ammissibile per un acciaio Fe 360 risulta pari a 1185 kg/cm². Il **coefficiente di sicurezza** minimo, dato dal rapporto della massima tensione agente e della tensione ammissibile, per le **travi del secondo solaio** si aggira quindi intorno a **0.86**, mentre per le **travi del terzo solaio** si aggira quindi intorno a **0.76**. Tale stima risulta comunque molto cautelativa, in quanto per le verifiche in questione si sarebbe potuto adottare un fattore di confidenza inferiore: in caso di una verifica più accurata del reale stato di conservazione delle putrelle si potrebbe quindi considerare una tensione più elevata, raggiungendo anche il limite di 1600 kg/cm².

Nelle pagine seguenti vengono infine riportate le verifiche delle travi in acciaio secondo quanto stabilito dal DM 14/01/08 per le strutture in acciaio.

Anche nel caso delle verifiche allo SLU il **coefficiente di sicurezza a flessione** minimo, per le **travi del secondo solaio** si attesta intorno a **0.70**, mentre per le **travi del terzo solaio** si ha un coefficiente di **0.60**. L'unica verifica non superata riguarda l'instabilità flessione torsionale delle travi di luce più elevata, in particolare le travi della sala F al primo ed al secondo piano. Tuttavia si deve sottolineare che solo una parte delle putrelle della suddetta sala presenta una lunghezza pari a 7.40 m, mentre nelle restanti travi la luce si riduce a causa della conformazione circolare ed ottagonale della sala. Inoltre, a favore di sicurezza, si è considerata la trave come in semplice appoggio e senza alcun vincolo torsionale superiore, anche se l'incastro nella muratura, la presenza di incatenamenti di piano e la realizzazione di una soletta in c.a. hanno, di fatto, vincolato allo sbandamento il lembo superiore del profilato.

3.2 Verifica dei solai in legno e della copertura

Come si è visto la struttura di copertura è interamente realizzata in legno, sia a livello del piano sottotetto che a livello dell'altana. Per quanto riguarda il piano di sottotetto, con copertura a 4 falde, l'orditura principale è costituita da una serie di "mezzo capriate" poste nei quattro angoli del fabbricato sulle quali convergono le travi rompitratta per i correntini. Tali travi appoggiano inoltre su una serie di puntoni, posti ad interasse di circa 3 m; l'appoggio dei puntoni avviene sui muri perimetrali e sui muri interni o, in caso di aperture e di assenza di muri trasversali interni, su travature reticolari in legno. Questo sistema di capriate e travi in legno garantisce anche l'appoggio per la muratura esterna dell'altana.

La struttura secondaria è nascosta dal controsoffitto coibentato realizzato con rete porta intonaco tipo "Pernervometal" e relativo strato di coibentazione in fibre minerali.

La copertura dell'altana, a 4 falde, presenta una struttura portante articolata, costituita da una sorta di capriata spaziale. I quattro cantonali non presentano un appoggio centrale ma convergono tutti in un elemento centrale equivalente dell'"ometto" delle tradizionali capriate. Il secondo appoggio viene fornito da 4 pilastri, sui quali poggiano anche una serie di travi in legno orizzontali, con funzione sia di rompitratta per i correntini che di catene per i cantonali. Grazie infatti alla particolare lavorazione degli incastri negli estremi si configurano come vere e proprie catene atte ad eliminare le spinte generate dai quattro cantonali.

I carichi elementari considerati nelle successive verifiche sono i seguenti:

ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Intonaco – Densità 2000 kg/m ³	=	30 kg/m ²
- Tavellone in laterizio, sp. 5 cm – Densità 650 kg/m ³	=	30 kg/m ²
- Caldana, sp. 3 cm – Densità 2000 kg/m ³	=	60 kg/m ²
- Isolamento	=	5 kg/m ²
- Manto di copertura con coppi in laterizio	=	70 kg/m ²
Tot. per.:	=	195 kg/m²
- Sovraccarico accidentale da neve	=	120 kg/m ²
Tot. per.+acc.:	=	315 kg/m²

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, come si è visto al paragrafo 2.7.3, per quanto riguarda la copertura, dalla ricerca d'archivio si è potuto osservare che questa è stata realizzata in legno di abete. Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri utilizzati per le verifiche degli elementi strutturali.

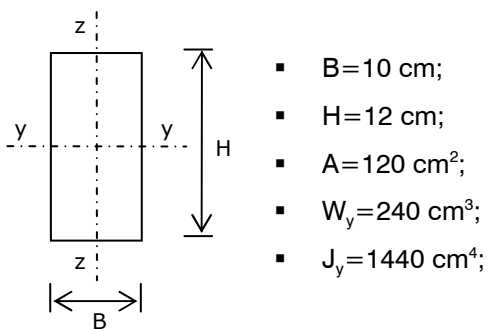
<i>Tipo</i>	<i>Categoria</i>	Comp. Parall. $\sigma_{c,0,amm}$	Comp. Perp. $\sigma_{c,90,amm}$	Flessione $\sigma_{m,amm}$	Traz. parall. $\sigma_{t,0,amm}$	Taglio τ	Modulo elastico E
Abete bianco	III	70	20	75	60	7	110000

Tabella 3.2.1: valore dei parametri di resistenza del legno utilizzati nel calcolo alle tensioni ammissibili (kg/cm²)

3.2.1 Altana – Correntini

Lo schema statico di calcolo e le caratteristiche geometriche della sezione rilevata vengono riportate nel prospetto seguente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE



SCHEMA STATICO

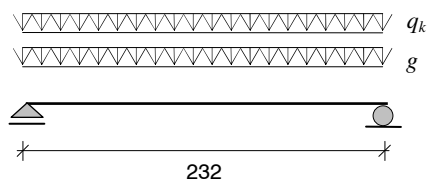


Figura 3.2.2: schema statico di calcolo e caratteristiche geometriche del correntino

Considerando un interasse pari alla condizione più gravosa tra le varie orditure di solaio, i carichi agenti su di sul singolo correntino sono dati da:

$$g = 195 \cdot 0.68 + 7.5 = 140 \text{ kg / m}$$

$$q_s = 120 \cdot 0.68 = 82 \text{ kg / m}$$

Le forze agenti per metro lineare si applicano direttamente agli arcarecci, e poiché questi sono disposti verticalmente, il progetto è condotto a flessione semplice.

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono le seguenti:

$$M_{d,y} = \frac{F_d \cdot l^2}{8} = \frac{222 \cdot 2.32^2}{8} = 149 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{d,z} = \frac{F_d \cdot l}{2} = \frac{222 \cdot 2.32}{2} = 257 \text{ kg}$$

VERIFICHE ALLO SLU

Verifica a taglio

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{d,z}}{A} = 1.5 \cdot \frac{257}{120} = 3.21 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{3.21}{7} \cong 0.46 \leq 1$$

Verifica di resistenza a flessione

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{14900}{240} = 62 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{62}{75} = 0.83 \leq 1$$

VERIFICHE ALLO SLE

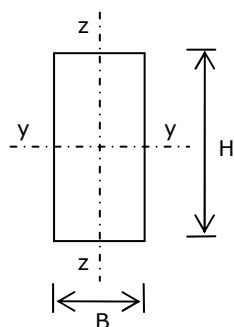
Di seguito si riportano le verifiche relative alla freccia verticale. La freccia dovuta ai carichi permanenti e variabili, considerando anche la deformabilità a taglio, è data da:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} + \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot GA^*} = \frac{5 \cdot 2.22 \cdot 232^4}{384 \cdot 1.1 \cdot 10^5 \cdot 1440} + \frac{2.22 \cdot 232^2}{8 \cdot 6.9 \cdot 10^4 \cdot 120} = 0.54 \text{ cm} \leq \frac{1}{200} l$$

3.2.2 Altana – Cantonali

Lo schema statico di calcolo e le caratteristiche geometriche della sezione di dimensioni minime rilevata vengono riportate nel prospetto seguente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE



- B=18 cm;
- H=22 cm;
- A=396 cm²;
- W_y=1452 cm³;
- J_y=15972 cm⁴;

SCHEMA STATICO

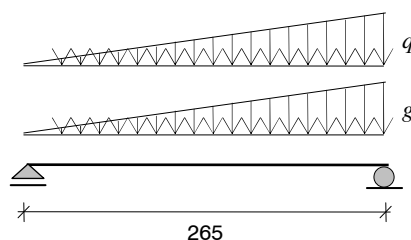


Figura 3.2.3: schema statico di calcolo e caratteristiche geometriche del cantonale

Considerando un interasse pari alla condizione più gravosa tra le varie orditure di solaio, i carichi agenti su di sulla singola trave sono dati da:

$$g = 195 \cdot 1.90 \cdot 2 = 741 \text{ kg / m}$$

$$q_s = 120 \cdot 1.90 \cdot 2 = 456 \text{ kg / m}$$

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono le seguenti:

$$M_{d,y} = \frac{1}{9\sqrt{3}} q \cdot l^2 = \frac{1}{9\sqrt{3}} \cdot 1197 \cdot 2.65^2 = 540 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{d,z} = \frac{q \cdot l}{3} = \frac{1197 \cdot 2.65}{3} = 1057 \text{ kg}$$

VERIFICHE ALLO SLU

Verifica a taglio

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{d,z}}{A} = 1.5 \cdot \frac{1057}{396} = 4.00 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{4.00}{7} \cong 0.57 \leq 1$$

Verifica di resistenza a flessione

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{54000}{1452} = 37 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{37}{75} = 0.49 \leq 1$$

VERIFICHE ALLO SLE

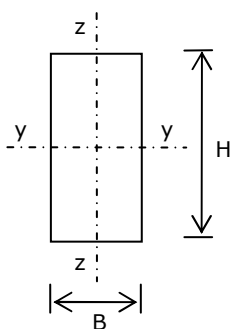
Di seguito si riportano le verifiche relative alla freccia verticale della trave principale. La freccia dovuta ai carichi permanenti e variabili è data da:

$$f = 0.00652 \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} = 0.00652 \cdot \frac{10.57 \cdot 265^4}{1.1 \cdot 10^5 \cdot 15972} = 0.19 \text{ cm} \leq \frac{1}{200} l$$

3.2.3 Altana – Rompitratte

Lo schema statico di calcolo e le caratteristiche geometriche della sezione di dimensioni minime rilevata vengono riportate nel prospetto seguente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE



- B=20 cm;
- H=25 cm;
- A=500 cm²;
- W_y=2083 cm³;
- J_y=26042 cm⁴;

SCHEMA STATICO

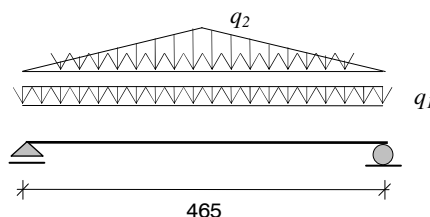


Figura 3.2.4: schema statico di calcolo e caratteristiche geometriche delle travi rompitratte

Considerando un interasse pari alla condizione più gravosa tra le varie orditure di solaio, i carichi agenti su di sulla singola trave sono dati da:

$$q_1 = 315 \cdot 1.13 = 356 \text{ kg / m}$$

$$q_2 = 315 \cdot 0.95 = 299 \text{ kg / m}$$

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono le seguenti:

$$M_{d,y} = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} + \frac{q_2 \cdot l^2}{12} = \frac{356 \cdot 4.65^2}{8} + \frac{299 \cdot 4.65^2}{12} = 1501 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{d,z} = \frac{q_1 \cdot l}{2} + \frac{q_2 \cdot l}{4} = \frac{356 \cdot 4.65}{2} + \frac{299 \cdot 4.65}{4} = 1175 \text{ kg}$$

VERIFICHE ALLO SLU

Verifica a taglio

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{d,z}}{A} = 1.5 \cdot \frac{1175}{500} = 3.52 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{3.52}{7} \cong 0.50 \leq 1$$

Verifica di resistenza a flessione

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{150100}{2083} = 72 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{72}{75} = 0.96 \leq 1$$

VERIFICHE ALLO SLE

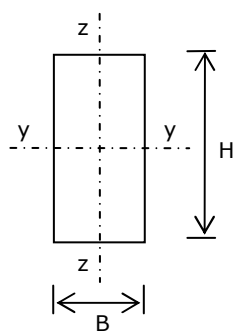
Di seguito si riportano le verifiche relative alla freccia verticale della trave principale. La freccia dovuta ai carichi permanenti e variabili, considerando anche la deformabilità a taglio, è data da:

$$f = \frac{5 \cdot q_1 \cdot l^4}{384 \cdot EI} + \frac{q_2 \cdot l^4}{120 \cdot EI} + \frac{q_1 \cdot l^2}{8 \cdot GA^*} = 1.18 \text{ cm} \leq \frac{1}{200} l$$

3.2.4 Sottotetto – Terzere

Lo schema statico di calcolo e le caratteristiche geometriche della sezione maggiormente sollecitata vengono riportate nel prospetto seguente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE



- $B=20 \text{ cm};$
- $H=30 \text{ cm};$
- $A=600 \text{ cm}^2;$
- $W_y=3000 \text{ cm}^3;$
- $J_y=45000 \text{ cm}^4;$

SCHEMA STATICO

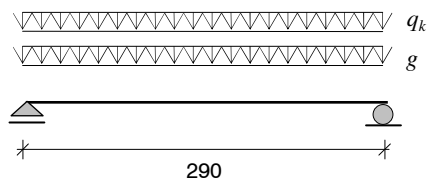


Figura 3.2.5: schema statico di calcolo e caratteristiche geometriche della terza

Considerando un interasse pari alla condizione più gravosa tra le varie orditure di solaio, i carichi agenti su di sulla singola trave sono dati da:

$$g = 195 \cdot 1.5 + 36 = 330 \text{ kg / m}$$

$$q_s = 120 \cdot 1.5 = 180 \text{ kg / m}$$

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono le seguenti:

$$M_{d,y} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{510 \cdot 2.90^2}{8} = 536 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{d,z} = \frac{F_d \cdot l}{2} = \frac{510 \cdot 2.90}{2} = 740 \text{ kg}$$

VERIFICHE ALLO SLU

Verifica a taglio

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{d,z}}{A} = 1.5 \cdot \frac{740}{600} = 1.85 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1.85}{7} \cong 0.26 \leq 1$$

Verifica di resistenza a flessione

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{53600}{3000} = 17.8 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{17.8}{75} = 0.24 \leq 1$$

VERIFICHE ALLO SLE

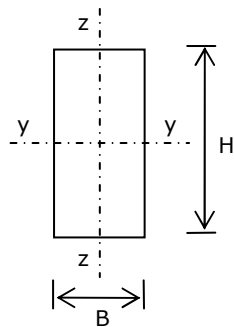
Di seguito si riportano le verifiche relative alla freccia. La freccia dovuta ai carichi permanenti e variabili, considerando anche la deformabilità a taglio, è data da:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} + \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot GA^*} = \frac{5 \cdot 5.10 \cdot 290^4}{384 \cdot 1.1 \cdot 10^5 \cdot 45000} + \frac{5.10 \cdot 290^2}{8 \cdot 6.9 \cdot 10^4 \cdot 600} = 0.10 \text{ cm} \leq \frac{1}{200} l$$

3.2.5 Sottotetto – Puntoni

Lo schema statico di calcolo e le caratteristiche geometriche della sezione maggiormente sollecitata vengono riportate nel prospetto seguente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE



- B=20 cm;
- H=35 cm;
- A=700 cm²;
- W_y=4083 cm³;
- J_y=71458 cm⁴;

SCHEMA STATICO

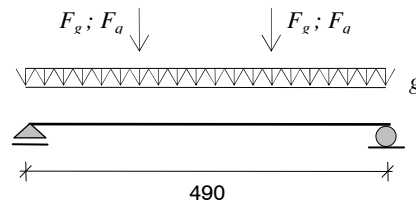


Figura 3.2.6: schema statico di calcolo e caratteristiche geometriche della terza

Considerando un interasse pari alla condizione più gravosa tra le varie orditure di solaio, i carichi agenti su di sulla singola trave sono dati da:

$$g = 42 \text{ kg / m}$$

$$F_g = 195 \cdot 2.9 \cdot 1.5 = 850 \text{ kg}$$

$$F_q = 120 \cdot 2.9 \cdot 1.5 = 522 \text{ kg}$$

Le forze agenti per metro lineare si applicano direttamente agli arcarecci, e poiché questi sono disposti verticalmente, il progetto è condotto a flessione semplice.

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente sono le seguenti:

$$M_{d,y} = \frac{q \cdot l^2}{8} + (F_g + F_q) \cdot \frac{l}{3} = \frac{42 \cdot 4.90^2}{8} + (850 + 522) \cdot \frac{490}{3} = 2367 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{d,z} = \frac{q \cdot l}{2} + (F_g + F_q) = \frac{42 \cdot 4.90}{2} + (850 + 522) = 1475 \text{ kg}$$

VERIFICHE ALLO SLU

Verifica a taglio

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{d,z}}{A} = 1.5 \cdot \frac{1475}{700} = 3.16 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{3.16}{7} \cong 0.45 \leq 1$$

Verifica di resistenza a flessione

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{236700}{4083} = 58 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{58}{75} = 0.77 \leq 1$$

VERIFICHE ALLO SLE

Di seguito si riportano le verifiche relative alla freccia verticale della trave principale. La freccia dovuta ai carichi permanenti e variabili è data da:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} + \frac{5 \cdot (F_g + F_q) \cdot l^3}{162 \cdot EI} = \frac{5 \cdot 0.42 \cdot 490^4}{384 \cdot 1.1 \cdot 10^5 \cdot 71458} + \frac{5 \cdot 1372 \cdot 490^3}{162 \cdot 1.1 \cdot 10^5 \cdot 71458} = 0.67 \text{ cm} \leq \frac{1}{200} l$$

3.2.5 Conclusioni

Come si può facilmente osservare le tensioni agenti sono sempre inferiori ai limiti ammissibili per il legno d'abete, secondo quanto riportato dalla UNI 11119. La **tensione di lavoro massimo** infatti è pari a **72 kg/cm²** e viene raggiunta nelle travi rompi tratta dell'altana, mentre nelle altre strutture restano ampiamente inferiori ai limiti ammissibili. Risultati analoghi si ottengono dalle verifiche allo SLU secondo il D.M. 14/01/08, adottando in questo caso una categoria del legno secondo la norma UNI 11035 pari ad S1.

Anche le frecce risultano contenute, attestandosi sempre su valori inferiori a 1/200 della luce.

3.3 Predisposizione del modello di calcolo

Per le finalità di predisposizione di un modello analitico capace di definire un comportamento globale, si vuol partire da considerazioni che ne permettano una scelta corretta su base anticipatamente geometrica.

Si vuole far cogliere cioè come la conferma della scelta del tipo di analisi e del modello che questa può sottintendere, sia strettamente correlata alla possibilità di implementazione di tale modello sulla geometria restituita dal rilievo. Tale opinione prende spunto dalla varietà di configurazioni geometriche con cui può presentarsi una struttura muraria, anche e soprattutto in termini di irregolarità di disposizione (in pianta e verticale) e di conformazione degli elementi resistenti murari.

Nel caso in esame, la volontà di adottare per la struttura una metodologia di analisi di tipo non lineare con le modalità di norma, implica la necessità di “applicazione” alla stessa di un modello spaziale a telaio equivalente. Ebbene, per la considerevole regolarità figurativa del fabbricato, la scelta del telaio che adotta elementi finiti di tipo monodimensionale sembra corretta e conseguentemente la applicazione di un’analisi statica non lineare sullo stesso.

Il municipio è stato pertanto modellato sia come singoli paramenti murari analizzati nel loro piano, sia come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai), utilizzando il codice di calcolo PCM-PCE ver. 2010 prodotto dalla AEDES.

SOFTWARE

In questa fase di approfondimento del comportamento del modello la struttura portante è costituita dalle sole pareti murarie e dal nucleo ascensore, escludendo quindi i contributi delle altre presenze verticali od orizzontali in c.a.. Le pareti, secondo la schematizzazione a telaio equivalente, sono suddivise in pannelli di maschio, pannelli di fascia e di nodo. Come detto, i pannelli sono caratterizzati da un comportamento elastico-perfettamente plastico con modalità di crisi considerate a pressoflessione ed a taglio, in accordo con i criteri di resistenza proposti dal D.M. 14/01/2008. Pur avendo assunto il comportamento dei pannelli di fascia alla stregua dei pannelli di maschio, si ricorda che tale ipotesi è valida solo nel caso di azione assiale nota. Le fasce, fornendo l'accoppiamento fra i maschi murari, possono influenzare notevolmente il meccanismo di risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani di un edificio. L'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Anche per i cordoli si può adottare un comportamento bilineare. Infine, basandosi sulle osservazioni dei danni post-sisma, si è visto che i pannelli di nodo presentano solo raramente dei danni, e questo comporta il trascurare la deformazione di tali elementi, che pertanto vengono assunti rigidi.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali in gioco prendono spunto da quanto discusso nei paragrafi precedenti, con in più la necessità di definire i parametri per l'acciaio delle catene e profilati, e per le componenti del c.a..

L'edificio in muratura viene modellato a telaio rispettando le zone rigide (intersezioni tra maschi e fasce di piano), zone distinte nei piani complanare e ortogonale della singola parete. L'input viene quindi completato, definendo ad esempio opportuni collegamenti (link) aggiuntivi e ridefinendo in modo adeguato le condizioni

di carico e i vincolamenti esterni dei nodi ed interni delle aste. La configurazione tridimensionale più appropriata e completa della struttura, unitamente ad una modalità di modellazione conveniente (ad aste monodimensionali) e sufficientemente idonea alla descrizione del comportamento della muratura.

L'esecuzione di mesh bi o tridimensionali, che non siano associate a sofisticate leggi costitutive non lineari (e la non linearità della muratura dipende soprattutto da motivi di non resistenza a trazione, e di comportamento rigido-fragile), possono essere considerate onerose e inopportune. Esse corrispondono di fatto ad una trattazione troppo complessa, applicabile solo con grande difficoltà a murature irregolari e con aperture disallineate, quali sono quelle caratterizzanti gli edifici esistenti. Se unite a non appropriate ipotesi di comportamento del materiale, possono indurre a ritenere esatti i risultati, mentre tutto il corretto approccio verso l'edificio in muratura prevede che i valori ottenuti dall'analisi siano considerati come ordine di grandezza, e preferibilmente indagati nella loro dipendenza dai parametri più incerti. Anche per tale motivo, l'adozione di una metodologia più semplice è preferibile.

Le aste possono essere variamente vincolate; ad esempio le murature meno significative possono essere modellate come bielle in modo da non assumere forze orizzontali. I nodi possono essere anch'essi vincolati a piacere; nodi baricentrici vengono utilizzati nella schematizzazione master/slave per la rappresentazione dei piani rigidi. Nel caso di piani flessibili, le masse sono considerate agenti localmente, e l'analisi pushover può comunque essere condotta con successo: lo spostamento del centro di massa equivarrà, in tal caso, al baricentro delle masse nella configurazione deformata.

MODELLO DEL TELAIO EQUIVALENTE

Sulle caratteristiche del metodo a telaio a telaio equivalente (schema ad aste monodimensionali) applicato agli edifici in muratura autorevoli studiosi (Calvi, Magenes) hanno indagato approfonditamente, proponendo algoritmi per l'analisi e la verifica di tali fabbricati. Con riferimento costante a tali fonti, e alla ricerca operata nel settore, P.C.E. ha sviluppato l'analisi pushover sul telaio equivalente seguendo una metodologia che ha il grande vantaggio di costituire una comprensibile evoluzione dei metodi POR, i quali di fatto diventano un sottoinsieme di tutte le ipotesi possibili in questa metodologia.

Nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli. In particolare dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come tipicamente il danneggiamento sia concentrato in porzioni ben definite della parete: i pannelli murari verticali (maschi murari) e le travi di accoppiamento in muratura (fasce di piano); di contro nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno.

LA MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata partendo dall'analisi del rilievo restituito, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture. Sono state fatte le seguenti assunzioni:

1. **Pareti simicamente resistenti:** sono state modellate tutte le pareti con funzione strutturale, mentre si sono trascurati normalmente tutti i divisori di spessore 10÷15 cm, il cui contributo irrigidente per la compagine strutturale si può ritenere non significativo.
2. **Sezione dei maschi muari:** Il profilo della sezione trasversale è depurato dello spessore medio dell'intonaco. Nell'attribuire sezione rettangolare a maschi murari che non la hanno (presenza di sguinci per le aperture, o simili problematiche), si è operato mantenendo fisso lo spessore della parete e attribuendo la lunghezza tale da eguagliare l'area sottesa dai due perimetri. In tal modo si è visto che l'errore generato per il contributo (inerzia) flessionale è mediamente di ridotta entità (circa 1-2%) ed a favore di sicurezza (minore rigidità);
3. **Eventuali irregolarità nell'allineamento delle aperture:** nel momento in cui si presenti un non allineamento netto fra due aperture sulla verticale, o in presenza di un'interruzione nella sequenza delle stesse, è consigliabile non inserire alcuna fascia e modellare l'intera porzione come nodo rigido.
4. **Aperture originarie murate:** si suggerisce di simulare delle aperture, in quanto tale condizione appare più conservativa anche per una ridistribuzione delle tensioni quanto mai incerta nella situazione reale.
5. **Modellazione della copertura:** nel caso specifico, tale orizzontamento non viene preso in conto nel modello, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.
6. **Modellazione della attana:** anche in questo caso si è optato di non modellare tale elemento, considerandolo simicamente trascurabile, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.
7. **Modellazione dei vani scala:** il contributo da essi fornito in termini di massa eccitabile sotto l'azione sismica si può tenere in conto applicando un'azione concentrata nei nodi sui quali grava, in ragione dell'area d'influenza di ciascuno di essi.
8. **Vano ascensore:** si è considerata la presenza del nucleo ascensore, risultando esplicito e consistente il contributo inerziale offerto, sebbene il vincolo espresso ad ogni orizzontamento non si possa considerare pienamente efficace. In questo modo si valuta la situazione più sfavorevole di maggiore eccentricità tra CM e CR, in quanto l'assenza del vano ascensore porterebbe in posizione centrale il centro di rigidità. Si deve comunque osservare, al fine di valutare in maniera critica i risultati ottenuti, che la situazione reale si viene a trovare in una situazione intermedia fra gli estremi di massima e minima eccentricità visti poc'anzi.
9. **Comportamento d'insieme:** il modello deve tener conto della variazione di forze assiali nei pannelli, prodotta dalle forze orizzontali; deve essere garantito l'equilibrio locale e globale (non rispettato, ad esempio, dal POR). E' per tener conto di tali fenomeni e per garantire anche il rispetto di equilibri globali e locali che risulta necessario avere dei modelli completi dell'edificio.

3.4 Verifica statica degli elementi murari

La geometria della struttura portante è ricavata dal rilievo/progetto architettonico, utilizzando gli assi degli elementi strutturali; mediante elaboratore viene in questo modo estrapolato un modello tridimensionale usato come base di calcolo.

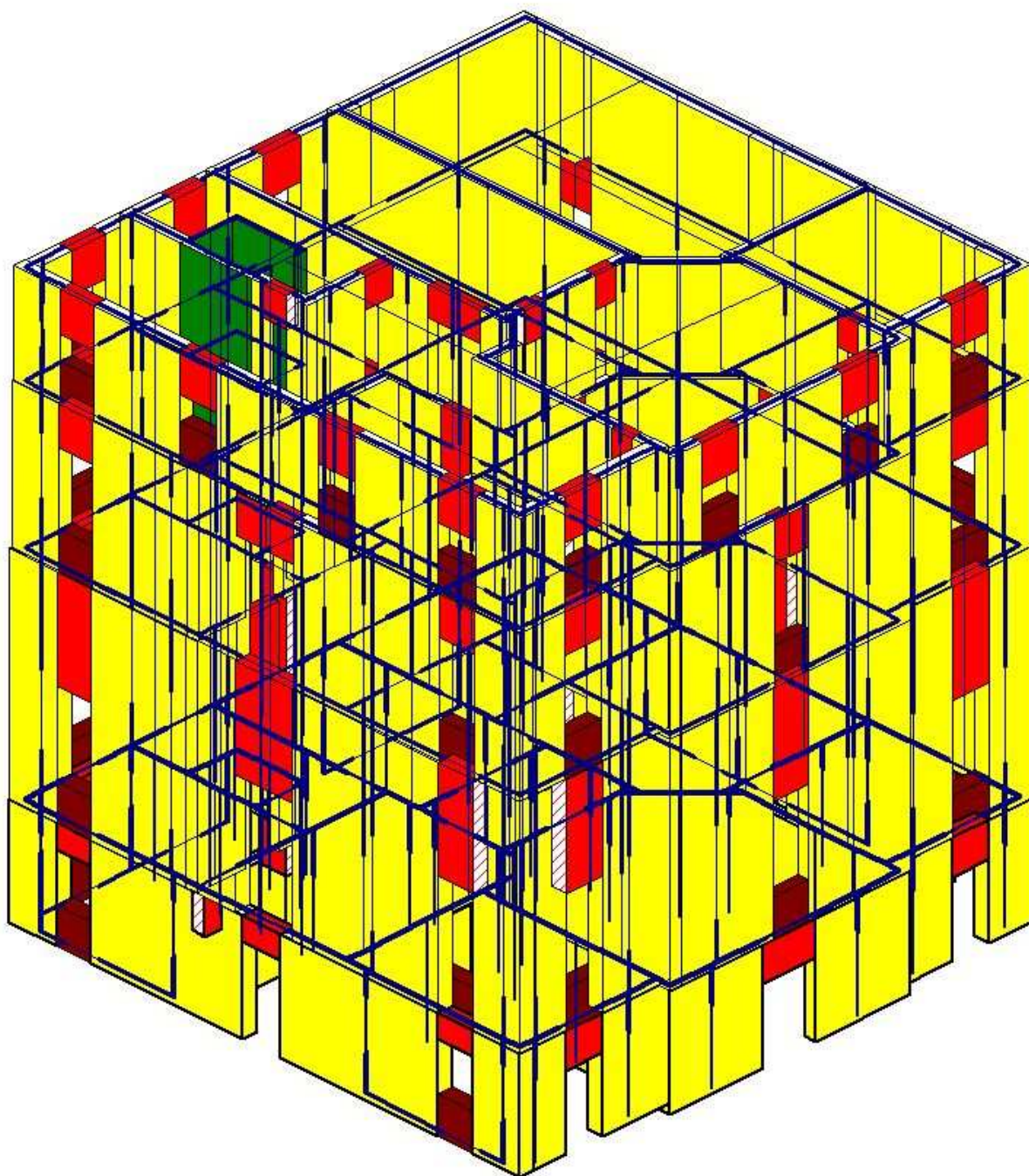


Figura 3.4.1: modello tridimensionale utilizzato per la verifica statica e sismica della struttura

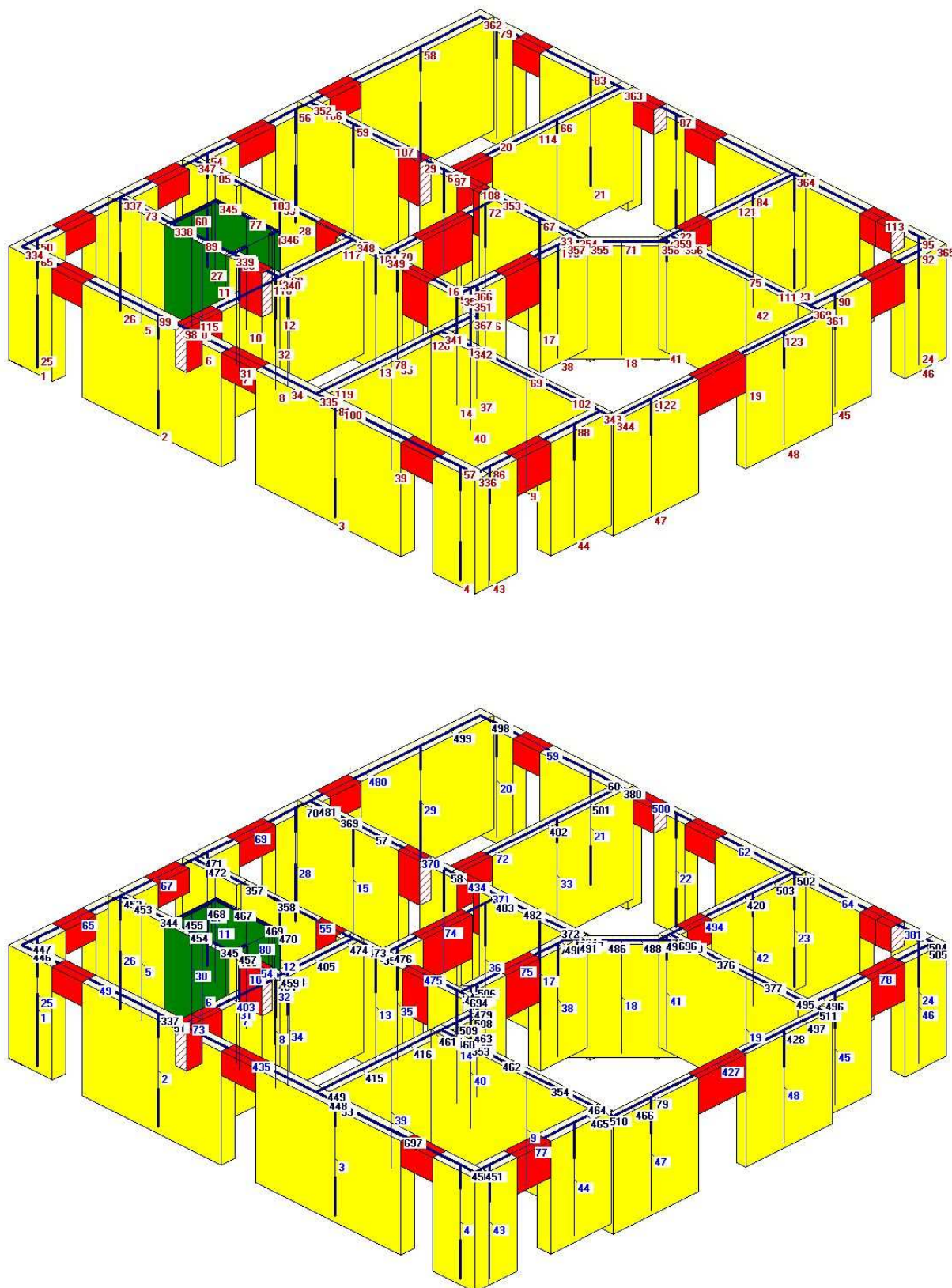
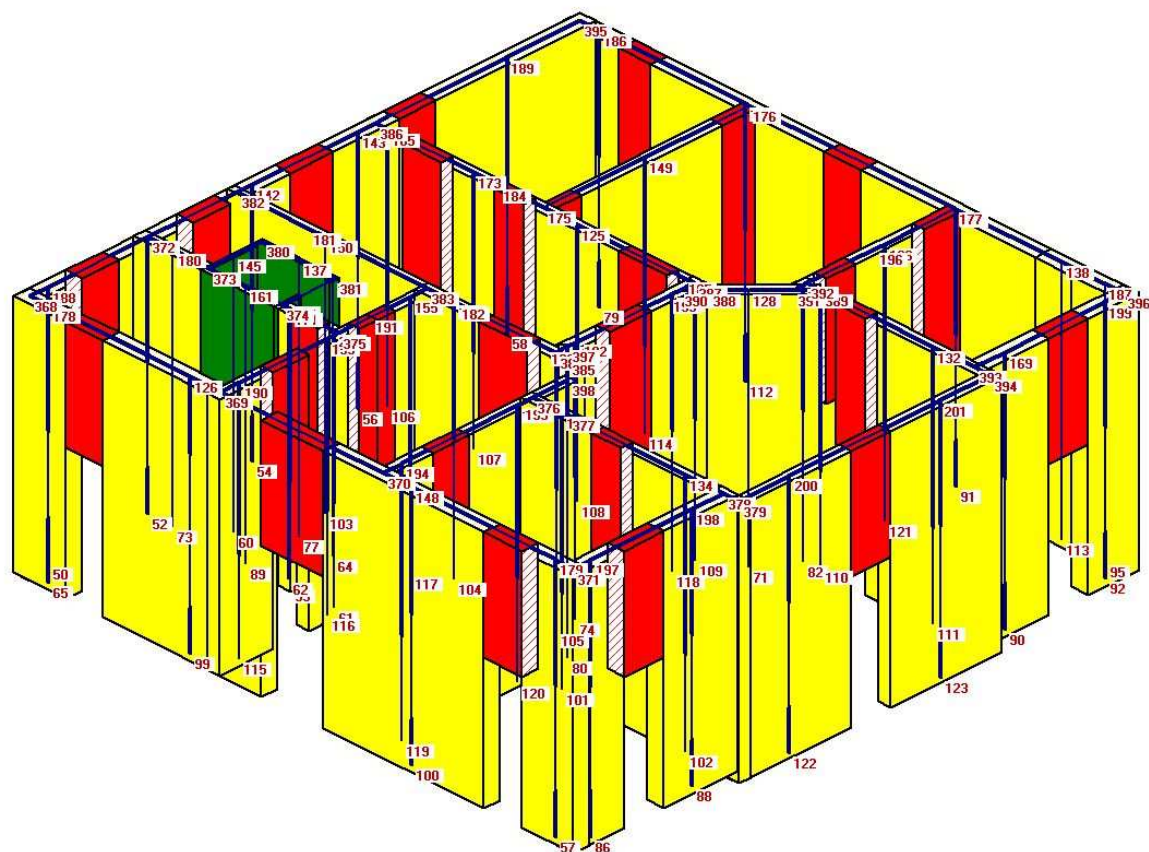


Figura 3.4.2: numerazione nodi ed aste – Piano Terra



Tipologia

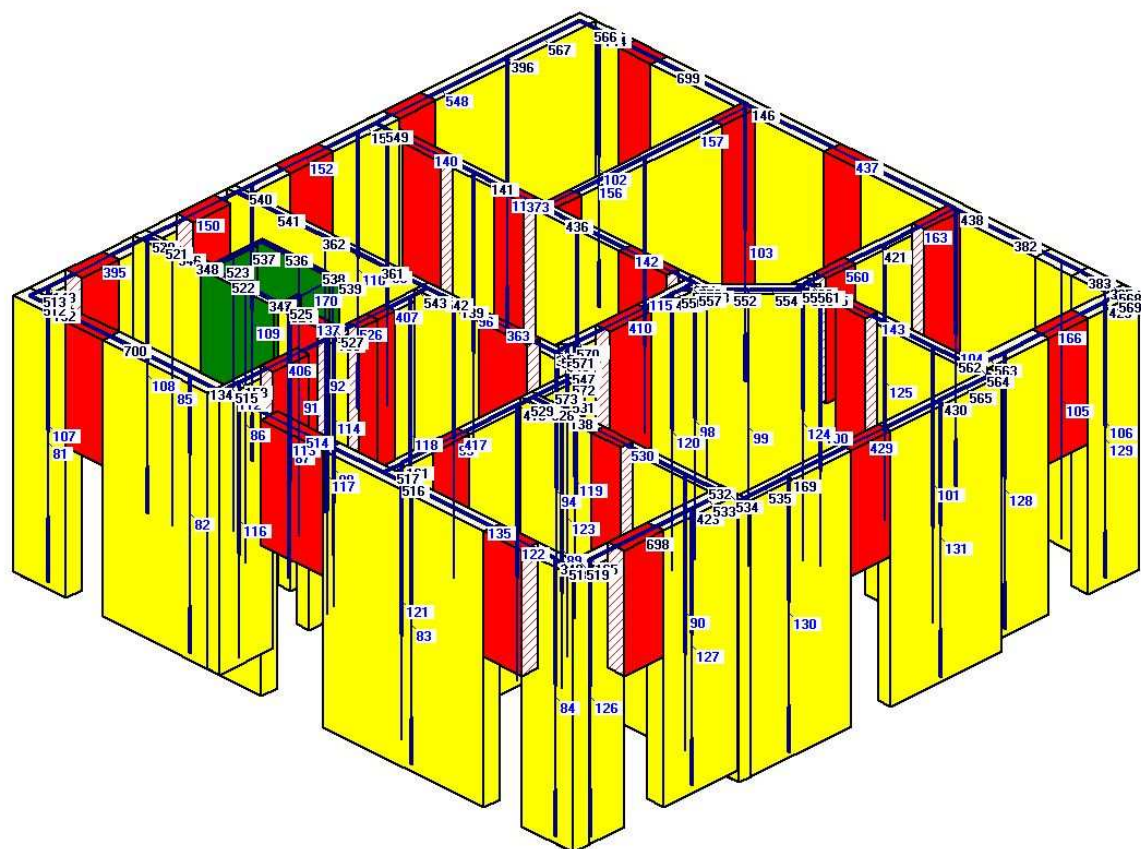
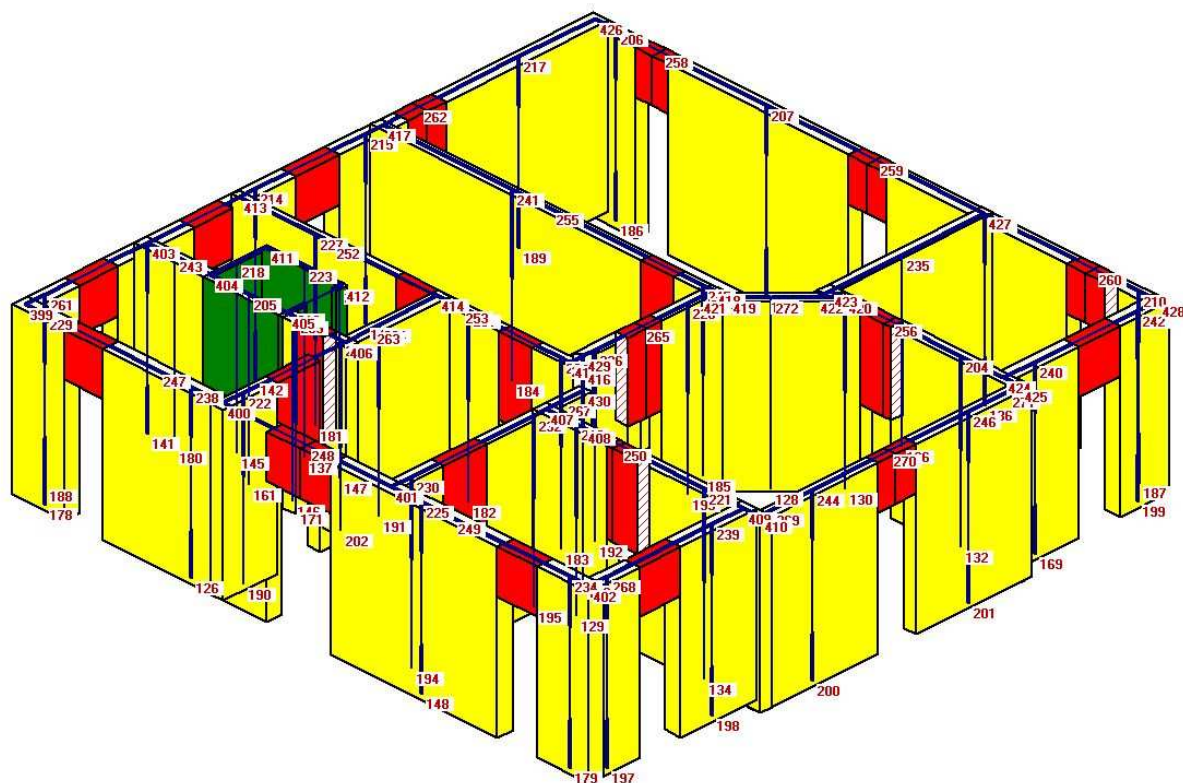


Figura 3.4.3: numerazione nodi ed aste – Piano Primo

Tipologia



Tipologia

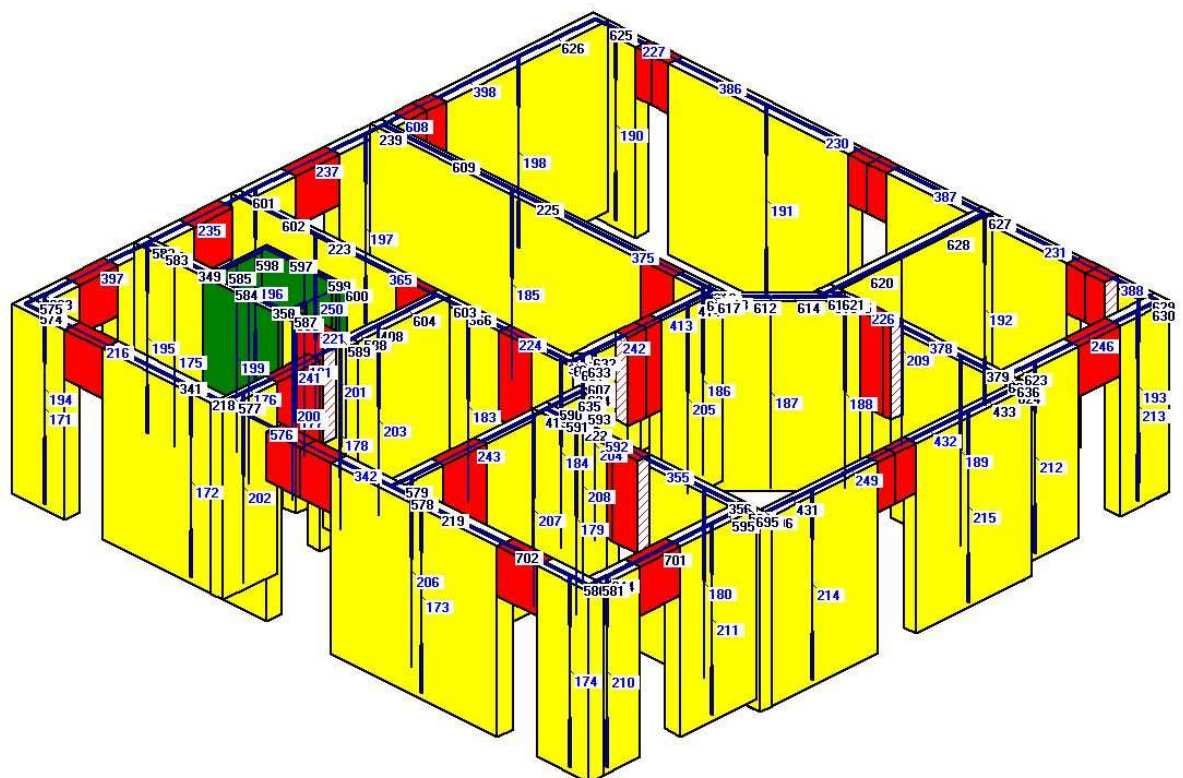


Figura 3.4.4: numerazione nodi ed aste – Piano Secondo

Tipologia

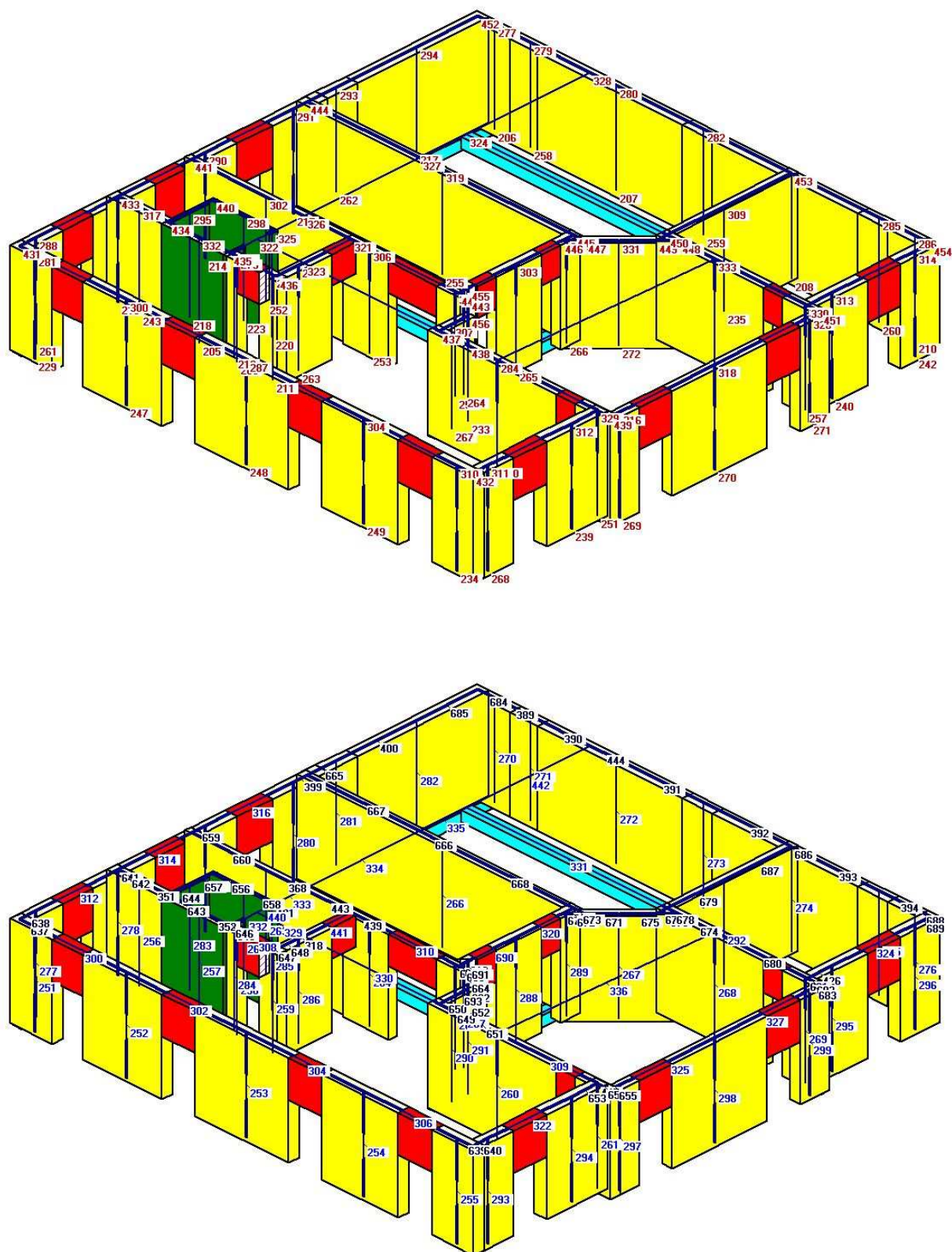


Figura 3.4.5: numerazione nodi ed aste – Piano Terzo

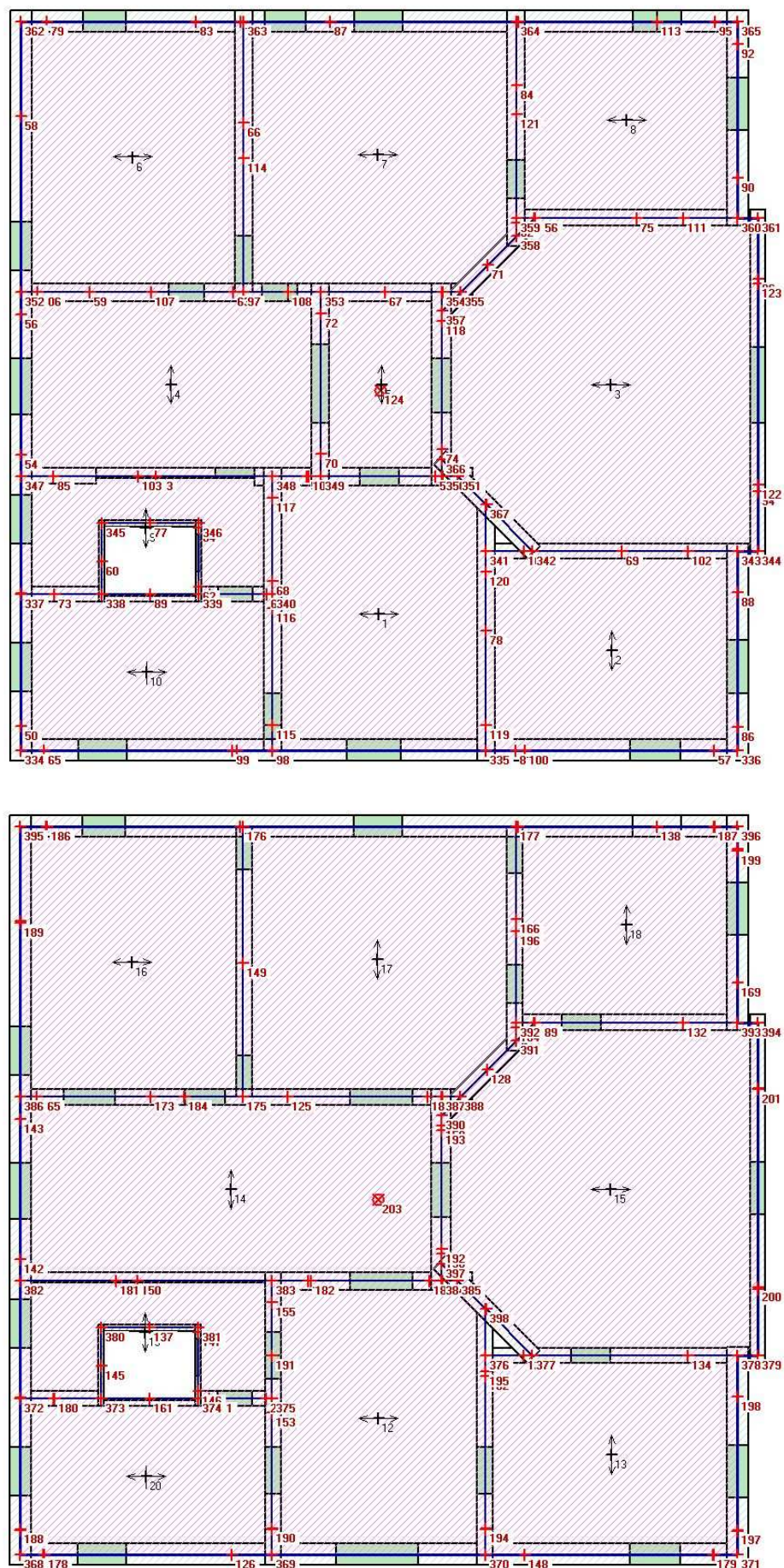


Figura 3.4.6: numerazione nodi ed solai – Piano terra e primo

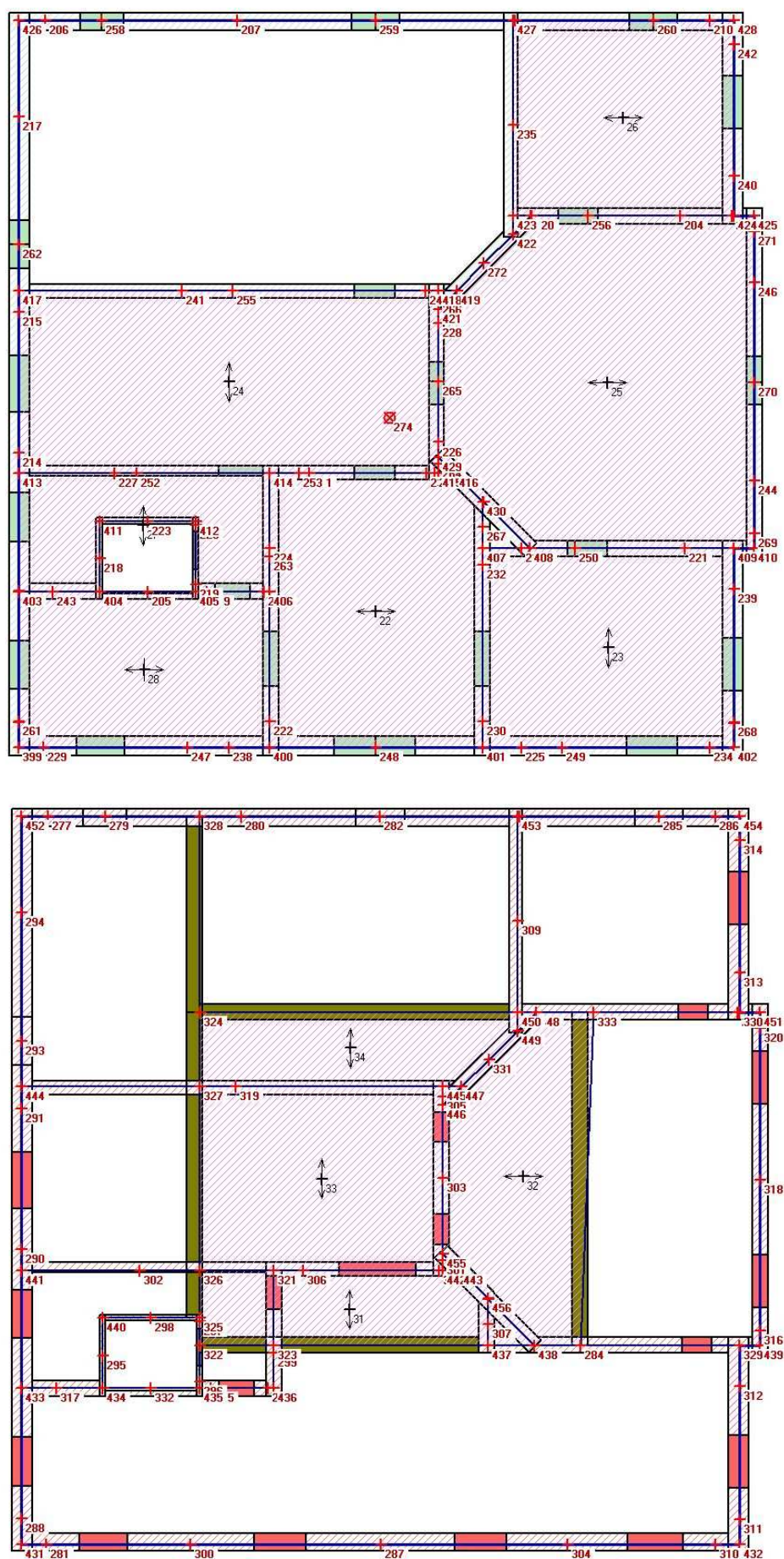


Figura 3.4.7: numerazione nodi ed solai – Piano secondo e terzo

Per prima cosa si procede ad una verifica a carichi verticali per il fabbricato in questione, di cui si riporta una immagine del modello 3D riassuntiva dei risultati ottenuti per le varie verifiche richieste dal D.M. 14/01/2008. Come appare evidente, le murature del piano terra non risultano generalmente verificate nei confronti della pressoflessione nel piano secondo i punti §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4 del D.M.14.1.2008.

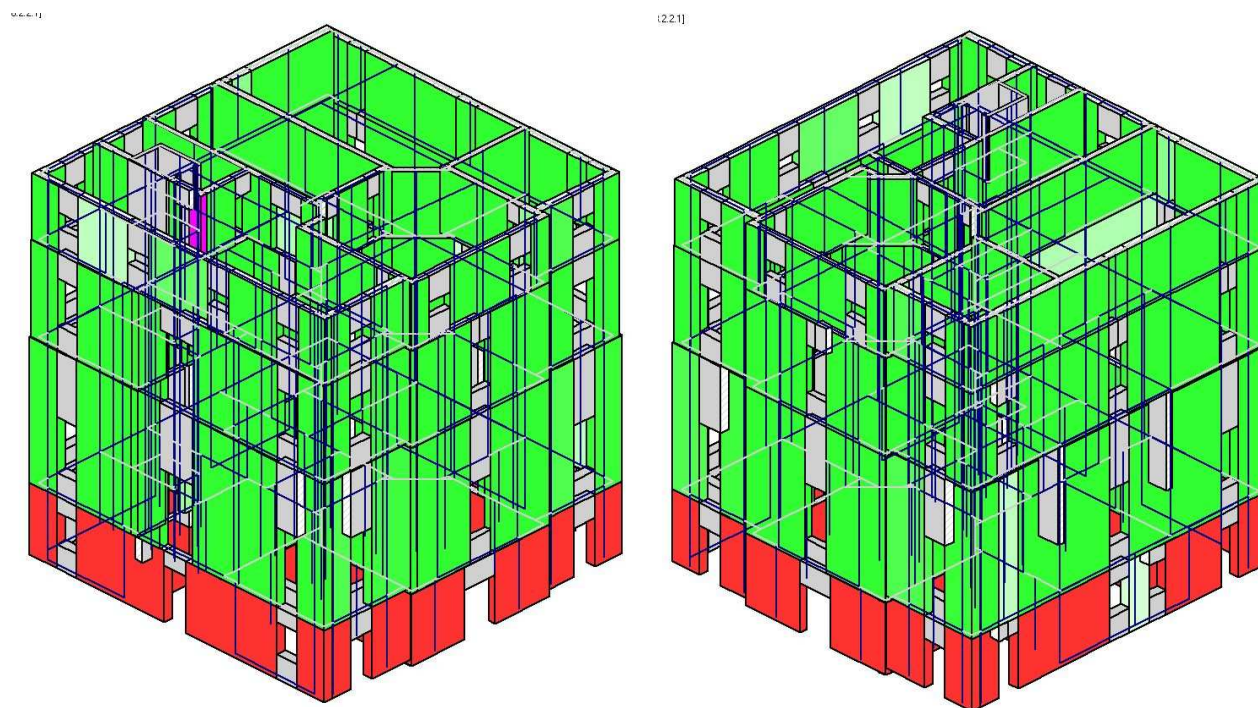


Figura 3.4.8: analisi statica non sismica - Verifica a pressoflessione complanare

Questo risulta soprattutto influenzato dal fatto che l'intervento di consolidamento mediante rete e betoncino è stato effettuato soltanto al piano rialzato e primo, mentre le murature del piano terra presentano ancora le caratteristiche meccaniche originali.

Si deve comunque sottolineare che la verifica è piuttosto gravosa soprattutto per i coefficienti di sicurezza adottati che, nel caso di un $LC=2$ come nel caso in esame, impongono di ridurre la tensione limite a compressione da 10 kg/cm^2 a 2.78 kg/cm^2 , applicando quindi un coefficiente di sicurezza piuttosto elevato, pari a 3.60. L'esecuzione di ulteriori indagini sui materiali potrebbe comunque permettere di adottare un coefficiente di sicurezza minore e valori di resistenza più accurati, considerato anche che le tensioni massime di compressione si attestano intorno a valori non eccessivamente elevati, pari a circa $5 - 6 \text{ kg/cm}^2$.

Infine si deve osservare che la verifica al piano terra è piuttosto severa in quanto comporta l'assunzione della quasi totalità del carico permanente (maggiorato di un coefficiente di 1.5 che potrebbe comunque essere ridotto) e l'assunzione della quasi totalità del carico accidentale, che presumibilmente non è mai presente contemporaneamente a tutti i piani.

Nel caso delle verifiche a taglio per fessurazione diagonale secondo i punti §4.5.6, §C8.7.1.5 del D.M.14.1.2008 il fabbricato non presenta particolari problemi, anche se bisogna segnalare che l'assenza di cordoli, fa sì che le fasce di piano risultino particolarmente sollecitate anche solo per effetto dell'azione del

vento. Anche in questo caso si deve però osservare che l'effetto benefico degli incatenamenti di piano e delle cuciture con tiranti dywidag non è stato computato nel modello, essendo di difficile schematizzazione.

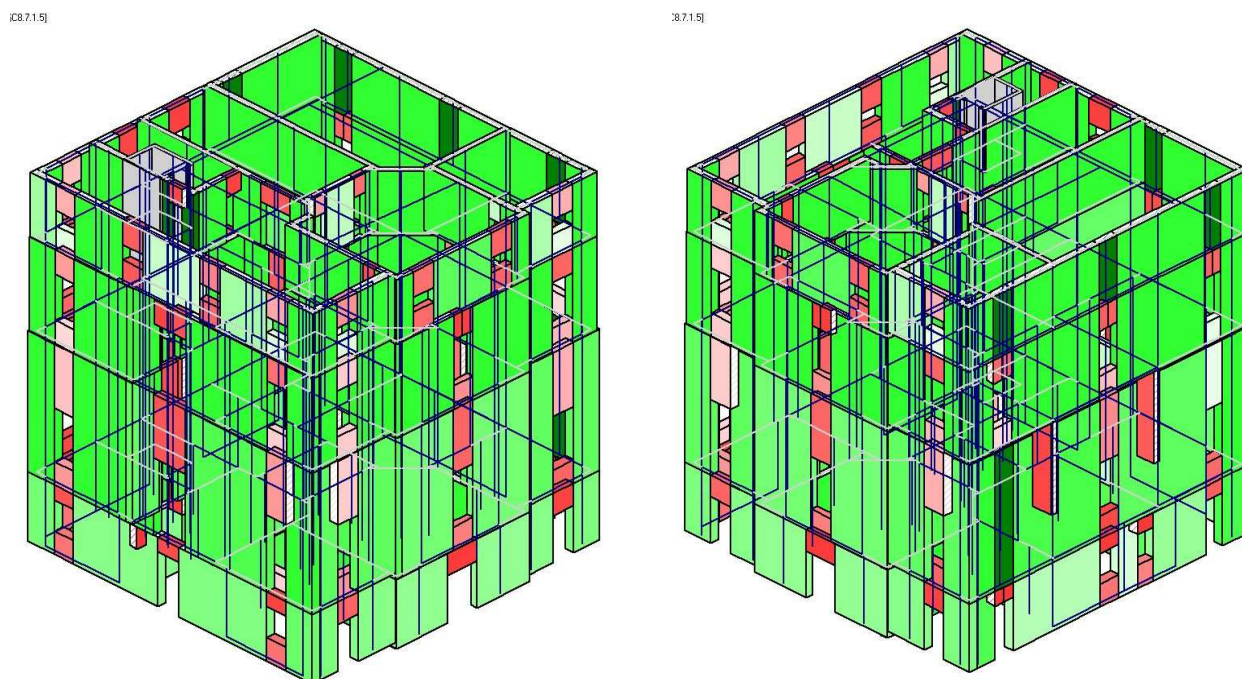


Figura 3.4.9: analisi statica non sismica - Verifica a taglio per fessurazione diagonale

Infine nei confronti della pressoflessione fuori piano secondo i punti §4.5.6, §7.8.2.2.3 del D.M.14.1.2008, come nel caso di pressoflessione complanare non risultano verificati i maschi murari del piano terra.

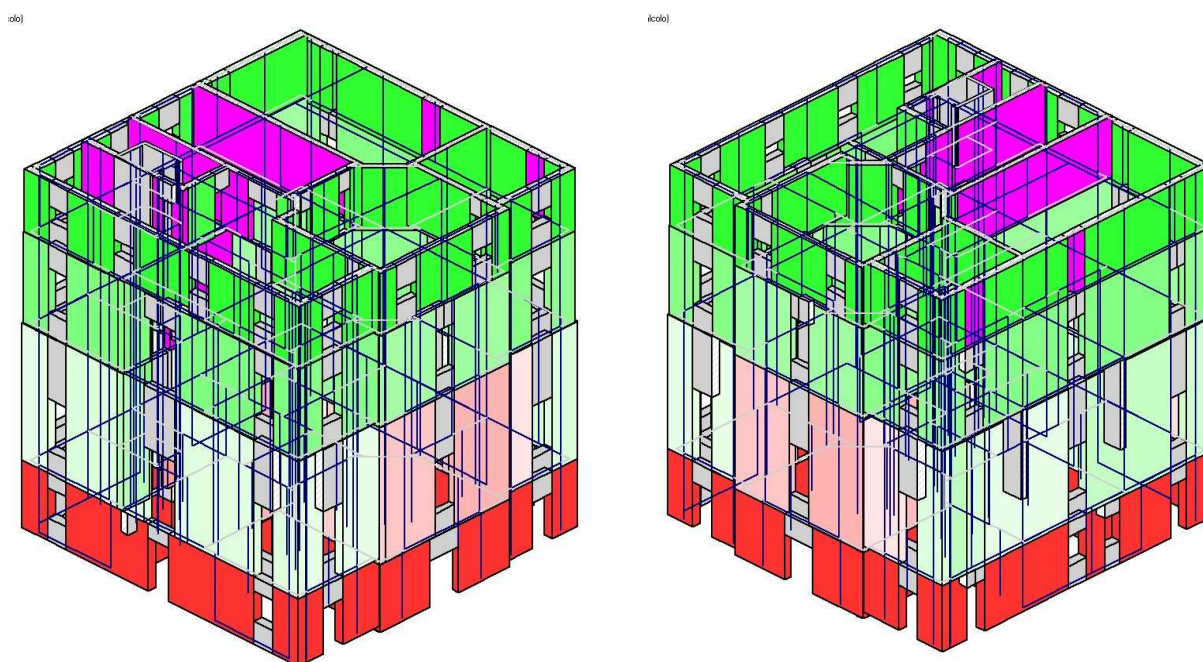


Figura 3.4.10: analisi statica non sismica - Verifica a pressoflessione fuori piano

4 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA: CONSIDERAZIONI PRELIMINARI E VERIFICA DI LIVELLO LV1

4.1 Analisi della regolarità

Il primo atto da compiere è quello di stabilire se l'edificio in esame sia o no regolare, ai sensi dei seguenti punti riportati nel D.M. 14/01/2008 al paragrafo 7.2.2.

Una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;*
- b) *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;*
- c) *nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;*
- d) *gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

Una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) *tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;*
- f) *massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*
- g) *... [non necessario in caso di edificio in muratura]...*
- h) *eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.*

Inoltre secondo quanto specificato al punto C8.7.1.2 della Circ. 02/02/2009, n. 617 in caso di edificio esistente la definizione riportata al punto d) dell'elenco precedente deve essere sostituita da:

"d) i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano"

Circ. 02/02/2009, n.619, § C8.7.1.2

Si analizzano di seguito punto per punto i vari requisiti da rispettare, ai quali si risponderà in termini di "verifica soddisfatta" quando lo sarà a riconoscimento di regolarità.

4.1.1 Configurazione in pianta

Verifica non soddisfatta

Con riferimento al giudizio da esprimere sulla compattezza della generica pianta della struttura in esame, la miglior definizione rintracciabile è quella contenuta nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 al p.to 4.2.3 e più precisamente al 4.2.3.2 "Criteri per la regolarità in pianta":

"...La configurazione planimetrica dovrà essere compatta, cioè, ogni orizzontamento dovrà essere delimitato da una linea poligonale convessa. Se esistono arretramenti (vertici rientranti o interruzioni lungo i bordi), la regolarità in pianta può ancora essere considerata come soddisfatta, dimostrando che questi arretramenti non alterino la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e che, per ogni arretramento, l'area tra il perimetro del piano e la linea poligonale convessa che racchiude l'orizzontamento stesso non ecceda il 5% dell'area del piano."

UNI EN 1998-1:2005, § 4.2.3

Nel caso in esame, trovandosi di fronte a piante che a tutti i livelli si presentano pressoché quadrate e senza rientranze o sporgenze (con riferimento al profilo che racchiude le strutture murarie), la verifica di compattezza si riterrebbe automaticamente soddisfatta.

Occorre invece differenziare i discorsi riferendosi alla conformazione degli orizzontamenti, in quanto il terzo orizzontamento (piano primo) non si estende completamente fino al bordo del profilo di involucro murario, contrariamente agli altri orizzontamenti che invece sono delimitati esattamente dallo stesso.

Specificando la differenza tra le aree previste dal passo dell'EC8 superiore, la superficie individuata dal profilo che "perimetra" l'orizzontamento del primo livello rappresenta il 76% dell'area racchiusa dal profilo che sottende la struttura muraria. Quindi, poiché la eccedenza è superiore al 5% limite dell'area di piano (è pari cioè al 24%), la verifica di compattezza non si ritiene soddisfatta per la pianta del primo piano, mentre è automaticamente soddisfatta per i restanti piani. Pertanto la configurazione planimetrica complessiva dell'edificio è da ritenersi "non compatta".

L'arretramento del bordo dell'orizzontamento del piano primo (si precisa, non del limite della struttura muraria) più significativamente altera il comportamento di piano a tale elevazione, anche e semplicemente per la diversa altezza che alcuni maschi murari raggiungono nei confronti di quelli ricompresi esplicitamente al di sotto dell'impalcato stesso.

Il requisito relativo alla simmetria in pianta può essere invece controllato con una procedura che preveda il calcolo del centro delle masse e del centro delle rigidzze di ogni piano. Per la risposta a questa seconda parte del quesito, pur venendo anche qui in aiuto l'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 sempre al p.to 4.2.3.2, si ritiene alternativamente valido un criterio di accettabilità per l'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidzze in cui si limiti il valore massimo della distanza fra i due punti caratteristici lungo le due direzioni

ortogonali di riferimento al 10% della dimensione massima in pianta lungo la direzione corrispondente.
L'Eurocodice 8 cita:

“..... (2) Con riferimento alla rigidezza laterale e alla distribuzione di massa, la struttura dell'edificio dovrà essere approssimativamente simmetrica in pianta in relazione a due assi ortogonali.

..... (6) Ad ogni livello e per ogni direzione x e y di analisi, l'eccentricità strutturale e_o e il raggio torsionale r dovranno essere in accordo con le due condizioni seguenti, che sono espresse per la direzione di analisi y:

$$e_{0x} \leq 0.30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Dove:

- e_{0x} è la distanza tra il centro di rigidezza ed il centro di massa, misurata lungo la direzione x, che è normale alla direzione di analisi considerata;

- r_x è la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale e la rigidezza laterale nella direzione y (“raggio torsionale”);

- l_s è il raggio giratore della massa di piano in pianta [radice quadrata del rapporto tra (a) il momento polare d'inerzia della massa di piano in pianta riferito al centro di massa del piano, e (b) la massa di piano]”

Le definizioni di centro di rigidezza e di raggio torsionale r sono riportate in (7) e (9) di questo paragrafo.

(7) Negli edifici ad un piano il centro di rigidezza è definito come il centro delle rigidezze laterali di tutte le membrature sismiche primarie. Il raggio torsionale r è definito come la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale globale riferita al centro di rigidezza laterale, e la rigidezza laterale globale, in una direzione, mettendo in conto tutte le membrature sismiche primarie in questa direzione.

(8) Negli edifici multipiano sono possibili solamente definizioni approssimate per il centro di rigidezza e per il raggio torsionale r. Una definizione semplificata, al fine della classificazione della regolarità strutturale in pianta e per la stima approssimata degli effetti torsionali, è possibile se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- a) tutti i sistemi resistenti ai carichi laterali, come nuclei, pareti o telai, si sviluppano senza interruzione dalle fondazioni alla cima dell'edificio;*
- b) le deformate dei sistemi individuali sotto i carichi orizzontali non sono particolarmente differenti. Questa condizione può essere considerata soddisfatta nel caso di sistemi a telaio e a pareti. In generale, questa condizione non è soddisfatta nei sistemi duali (misti).*

Nota: gli Annessi Tecnici Nazionali possono includere riferimenti a documenti che potrebbero fornire definizioni sul centro di rigidezza e sul raggio torsionale negli edifici multipiano, sia per quelli che rispettano le condizioni (a) e (b) del comma presente, sia per quelli che non li osservano.

(9) Nei telai e nei sistemi a pareti snelle con prevalenza di deformazioni flessionali, la posizione dei centri di rigidezza e dei raggi torsionali di tutti i piani possono essere calcolati come quelli dei momenti d'inerzia delle sezioni trasversali degli elementi verticali. Se, in aggiunta alle deformazioni flessionali, sono anche significative le deformazioni taglienti, queste possono essere messe in conto utilizzando un equivalente momento d'inerzia della sezione trasversale.”

La definizione del Centro delle Masse è impostata considerando i carichi verticali permanenti, i sovraccarichi d'esercizio e la neve in copertura. La combinazione di carico che viene utilizzata ai presenti scopi è la seguente:

- peso proprio elementi verticali in muratura ed in c.a.;
- peso proprio, permanente e accidentale dei solai di piano, ricomprensivo del peso dei tramezzi distribuito su essi ove presenti;
- peso proprio della copertura e del carico da neve;
- peso proprio, permanente e accidentale delle scale.

La ricerca del Centro delle Rigidezze è invece basata sulle rigidezze dei singoli elementi murari calcolate tenendo in conto sia il contributo flessionale sia quello tagliante (rif. comma (9) riportato sopra dall'Eurocodice 8 p.to 4.2.3.2), per l'intera altezza di interpiano, considerando la sezione integra.

Si ricorda che, scontatamente, quanto da mettere in conto è riferibile ad una situazione di completa efficacia di tutti i maschi murari primari presenti, non escludendo quelli ad es. compromessi da lesioni attuali, perché quello che si vuole cogliere è la "prestazione" della scatola muraria qualora pienamente efficace.

Per quanto anticipato precedentemente sul comportamento degli orizzontamenti, occorre ritornare sul problema della individuazione della altezza da attribuire ai maschi murari, ai fini di questo primo studio "di piano". La questione, per l'edificio oggetto di analisi, riguarda in particolare i maschi murari afferenti ai volumi a doppia altezza della sala del consiglio.

Nell'ipotesi di giudicare le pareti con riferimento al piano di funzionamento di interesse (relativo al cosiddetto "meccanismo di secondo modo", riguardante la risposta delle pareti nel proprio piano), si può osservare che, pur non avendo il vincolo istituito dall'orizzontamento intermedio, le pareti in prossimità del doppio volume della sala del consiglio, presentando una continuità di successione delle aperture con il resto del fabbricato, mantengono un comportamento "nel piano" ben distinguibile in cui risulta chiara la lettura del "telaio equivalente", che permette di individuare correttamente le altezze deformabili delle stesse.

Per quanto detto sopra, per il caso in esame, le stime del comportamento "per livello" ottenibili in questa fase, per quanto semplificate, mantengono quindi una buona validità, soprattutto nell'ottica di un percorso di avvicinamento alle modellazioni ed alle analisi definitive che passino per l'ottenimento di alcuni ordini di grandezza della risposta del fabbricato.

Altre riflessioni potrebbero essere fatte sulla questione dell'allineamento verticale dei punti notevoli, con riferimento ai commi (8) e (9) di cui sopra. Tali considerazioni, in un'ottica generale, secondo lo scrivente dovrebbero essere sviluppate diversamente per la muratura e per il c.a. (ad es. in funzione della ipotesi soddisfatta o meno del piano infinitamente rigido, maggiormente significativa per il c.a.).

Quindi, dopo aver provveduto ad individuare l'organismo strutturale sismo-resistente, si procede al calcolo dei parametri definiti sopra, necessari per il giudizio quantitativo sulla simmetria ai diversi piani.

La determinazione del centro delle masse (CM) e delle rigidezze (CR) può essere condotta, ad esempio, con l'ausilio di un foglio elettronico.

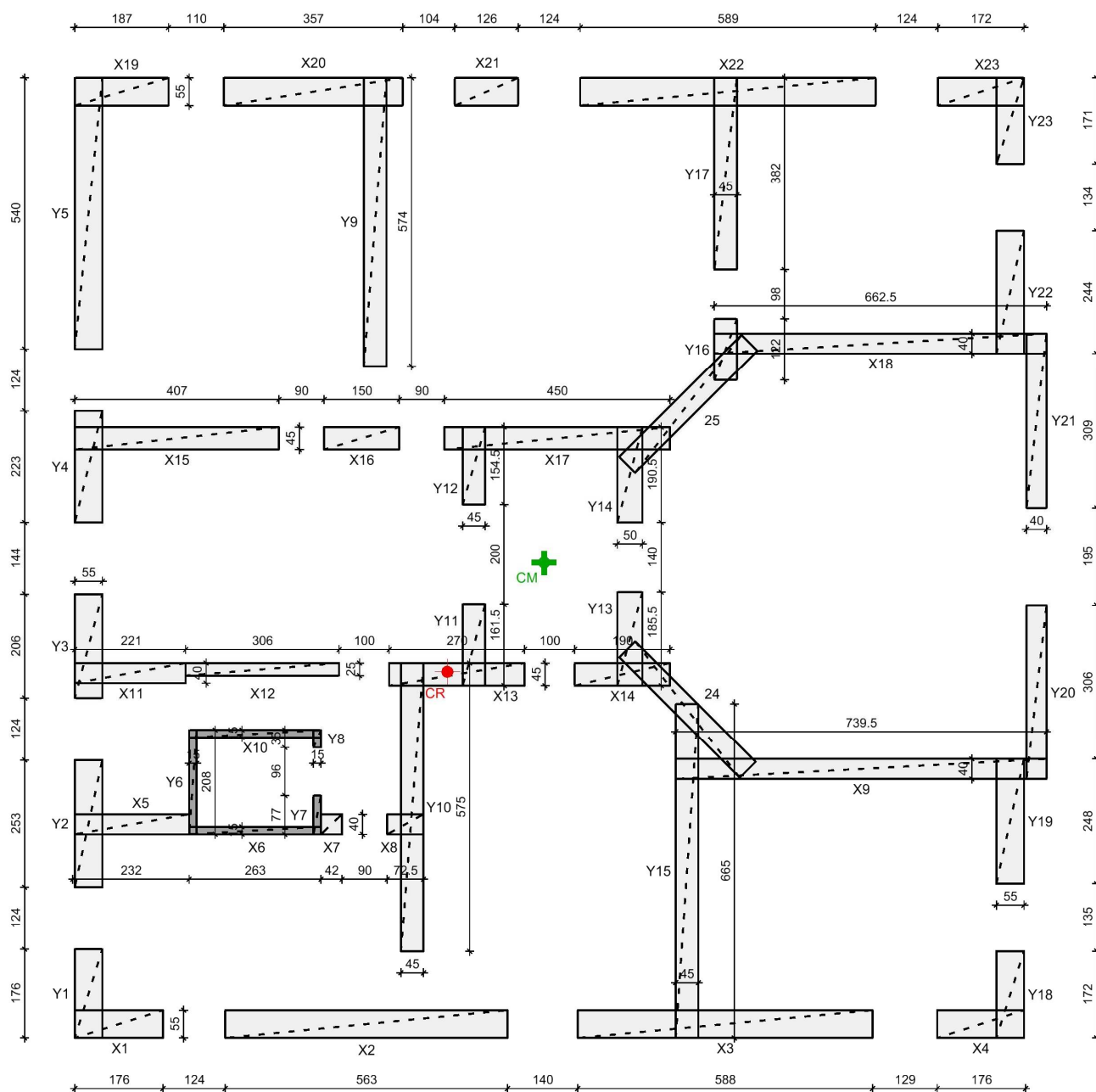


Figura 4.1.1: individuazione dei maschi murari al piano terra, del centro di massa e del centro di rigidezza

Dati parete										Materiali									
Cod	L _x m	L _y m	H m	α °	x _g cm	y _g cm	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	A cm ²	E kg/m ²	G kg/m ²	A × x _g cm ³	A × y _g cm ³	K _x kg/m	K _y kg/m	K _x × y _g kg	K _y × x _g kg	K _x × y _g ²	K _y × x _g ²
1X	1.76	0.55	3.20	0	0.88	0.275	0.250	0.024	0.97	8871.53	2957.18	0.852	0.266	388.607	71.657	106.867	63.058	29.388	55.491
2X	5.63	0.55	3.20	0	5.815	0.275	8.179	0.078	3.10	8871.53	2957.18	18.006	0.852	2188.239	229.221	601.766	1332.917	165.486	7750.914
3X	5.88	0.55	3.20	0	12.97	0.275	9.318	0.082	3.23	8871.53	2957.18	41.945	0.889	2301.179	239.399	632.824	3105.006	174.027	40271.923
4X	1.73	0.55	3.20	0	18.065	0.275	0.237	0.024	0.95	8871.53	2957.18	17.189	0.262	375.692	70.435	103.315	1272.416	28.412	22986.197
5X	2.28	0.40	3.20	0	1.14	4.25	0.395	0.012	0.91	8871.53	2957.18	1.040	3.876	453.943	37.402	1929.256	42.638	8199.339	48.608
6X	2.63	0.15	3.20	0	3.595	4.125	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	1.627	8801.807	83.449	36307.455	299.998	149768.254	1078.492
7X	0.42	0.40	3.20	0	5.12	4.25	0.002	0.002	0.17	8871.53	2957.18	0.860	0.714	7.555	6.890	32.108	35.276	136.459	180.514
8X	0.73	0.40	3.20	0	6.59	4.25	0.013	0.004	0.29	8871.53	2957.18	1.911	1.233	34.832	11.893	148.037	78.376	629.157	516.500
9X	7.40	0.40	3.20	0	15.68	5.35	13.480	0.039	2.96	8871.53	2957.18	46.381	15.825	2165.323	121.311	11584.478	1902.156	61976.960	29825.806
10X	2.63	0.15	3.20	0	3.6	6.13	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.420	2.418	8801.807	83.449	53955.079	300.415	330744.636	1081.494
11X	2.21	0.40	3.20	0	1.105	7.265	0.360	0.012	0.88	8871.53	2957.18	0.977	6.422	430.215	36.254	3125.509	40.061	22706.826	44.267
12X	3.06	0.25	3.20	0	3.74	7.34	0.597	0.004	0.77	8871.53	2957.18	2.861	5.615	451.860	12.666	3316.655	47.372	24344.250	177.172
13X	2.70	0.45	3.20	0	7.62	7.24	0.738	0.021	1.22	8871.53	2957.18	9.258	8.797	673.054	62.185	4872.911	473.847	35279.879	3610.712
14X	1.90	0.45	3.20	0	10.92	7.24	0.257	0.014	0.86	8871.53	2957.18	9.337	6.190	368.265	43.760	2666.239	477.854	19303.572	5218.167
15X	4.07	0.45	3.20	0	2.035	11.95	2.528	0.031	1.83	8871.53	2957.18	3.727	21.886	1203.735	93.738	14384.636	190.756	171896.400	388.188
16X	1.50	0.45	3.20	0	5.72	11.95	0.127	0.011	0.68	8871.53	2957.18	3.861	8.066	229.581	34.547	2743.491	197.609	32784.712	1130.323
17X	4.50	0.45	3.20	0	9.62	11.95	3.417	0.034	2.03	8871.53	2957.18	19.481	24.199	1367.378	103.641	16340.169	997.028	195265.016	9591.395
18X	6.63	0.40	3.20	0	16.07	13.85	9.693	0.035	2.65	8871.53	2957.18	42.586	36.703	1916.553	108.680	26544.260	1746.480	367637.995	28065.936
19X	1.87	0.55	3.20	0	0.935	18.865	0.300	0.026	1.03	8871.53	2957.18	0.982	19.403	436.789	76.135	8239.656	71.187	155441.107	66.599
20X	3.57	0.55	3.20	0	4.755	18.865	2.085	0.049	1.96	8871.53	2957.18	9.336	37.041	1236.191	145.349	23320.743	691.136	439945.824	3286.354
21X	1.26	0.55	3.20	0	8.21	18.865	0.092	0.017	0.69	8871.53	2957.18	5.690	13.073	191.168	51.300	3606.394	421.171	68034.615	3457.817
22X	5.89	0.55	3.20	0	13.025	18.865	9.365	0.082	3.24	8871.53	2957.18	42.194	61.113	2305.687	239.806	43496.788	3123.476	820566.908	40683.270
23X	1.72	0.55	3.20	0	18.07	18.865	0.233	0.024	0.95	8871.53	2957.18	17.094	17.846	371.410	70.028	7006.643	1265.411	132180.326	22865.981
1Y	0.55	1.76	3.20	90	0.275	0.88	0.024	0.250	0.97	8871.53	2957.18	0.266	0.852	71.657	388.607	63.058	106.867	55.491	29.388
2Y	0.55	2.23	3.20	90	0.275	4.265	0.035	0.742	1.39	8871.53	2957.18	0.383	5.935	103.007	741.903	439.324	204.023	1873.716	56.106
3Y	0.55	2.06	3.20	90	0.275	7.8	0.029	0.401	1.13	8871.53	2957.18	0.312	8.837	83.871	522.377	654.195	143.654	5102.717	39.505
4Y	0.55	2.23	3.20	90	0.275	11.385	0.031	0.508	1.23	8871.53	2957.18	0.337	13.964	90.792	600.847	1033.673	165.233	11768.362	45.439
5Y	0.55	5.40	3.20	90	0.275	16.44	0.075	7.217	2.97	8871.53	2957.18	0.817	2.071	219.856	2083.914	153.289	573.076	106.876	157.596
6Y	0.15	2.08	3.20	90	2.355	5.09	0.001	0.112	0.31	310000.00	130000.00	0.735	1.588	65.997	5780.925	335.927	13614.077	1709.867	32061.153
7Y	0.15	0.77	3.20	90	4.835	4.435	0.000	0.006	0.12	310000.00	130000.00	0.558	0.512	24.432	555.769	108.355	2687.143	480.553	12992.336
8Y	0.15	0.35	3.20	90	4.835	5.955	0.000	0.001	0.05	310000.00	130000.00	0.254	0.313	11.105	58.829	66.132	284.437	393.817	1375.251
9Y	0.45	5.74	3.20	90	5.99	16.27	0.044	7.092	2.58	8871.53	2957.18	15.472	42.025	132.200	1831.082	2150.892	10968.181	34995.008	65699.403
10Y	0.45	5.75	3.20	90	6.73	4.59	0.044	7.129	2.59	8871.53	2957.18	17.414	11.877	132.430	1834.779	607.854	12348.061	2790.052	83102.449
11Y	0.45	1.55	3.20	90	7.96	7.82	0.012	0.140	0.70	8871.53	2957.18	5.552	5.454	35.699	245.950	279.163	1957.764	2183.053	15583.800
12Y	0.45	1.62	3.20	90	7.96	11.4	0.012	0.159	0.73	8871.53	2957.18	5.803	8.311	37.311	269.407	425.343	2144.476	4848.907	17070.027
13Y	0.50	1.85	3.20	90	11.07	7.94	0.019	0.264	0.93	8871.53	2957.18	10.240	7.345	57.550	389.023	456.947	4306.486	3628.158	47672.802
14Y	0.50	1.90	3.20	90	11.07	11.22	0.020	0.286	0.95	8871.53	2957.18	10.517	10.659	59.105	409.183	663.162	4529.661	7440.682	50143.342
15Y	0.45	6.65	3.20	90	12.21	3.325	0.050	11.028	2.99	8871.53	2957.18	36.538	9.950	153.158	2165.247	509.252	26437.672	1693.262	322803.971
16Y	0.45	1.22	3.20	90	12.98	13.73	0.009	0.068	0.55	8871.53	2957.18	7.126	7.538	28.098	145.233	385.789	1885.123	5296.878	24468.897
17Y	0.45	1.82	3.20	90	12.98	17.23	0.014	0.226	0.82	8871.53	2957.18	10.631	14.111	41.917	339.324	722.230	4404.426	12444.030	57169.445
18Y	0.55	1.72	3.20	90	18.65	0.86	0.024	0.233	0.95	8871.53	2957.18	17.643	0.814	70.028	371.410	60.224	6926.790	51.793	129184.637
19Y	0.55	2.48	3.20	90	18.65	4.31	0.034	0.699	1.36	8871.53	2957.18	25.439	5.879	100.971	718.241	435.185	13395.194	1875.648	249820.368
20Y	0.40	3.46	3.20	90	19.18	6.88	0.018	1.381	1.38	8871.53	2957.18	26.545	9.522	56.759	861.196	390.505	16517.743	2686.673	316810.318
21Y	0.40	3.49	3.20	90	19.18	12.31	0.019	1.417	1.40	8871.53	2957.18	26.775	17.185	57.252	871.527	704.767	16715.896	8675.678	320610.884
22Y	0.55	2.44	3.20	90	18.65	14.87	0.034	0.666	1.34	8871.53	2957.18	25.028	19.956	99.342	699.346	1477.222	13042.903	21966.297	243248.284
23Y	0.55	1.71	3.20	90	18.65	18.29	0.024	0.229	0.94	8871.53	2957.18	17.540	17.202	69.621	367.139	1273.371	6847.148	23289.953	127699.309
22Y	3.40	0.45	3.20	45	12.236	12.642	1.474	0.026	1.53	8871.53	2957.18	18.721	19.342	511.944	511.9439	6471.995	6264.145	81818.956	76648.083
23Y	3.45	0.45	3.20	-45	12.318	6.535	1.540	0.026	1.55	8871.53	2957.18	19.124	10.146	522.214	522.214	3412.669	6432.633	22301.793	79237.176
Tot									63.59			598	546	37735.010	23285.417	274949.945	172902.712	3141360.296	2273729.971

A _x	34.32 m ²	Area delle pareti in direzione X	K _x	37735 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione X
A _y	30.55 m ²	Area delle pareti in direzione Y	K _y	23285 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione Y
B _x	9.41 m	Coordinata X del baricentro geometrico	J _R	2127847 Kg m/rad	Rigidezza torsionale
B _y	8.58 m	Coordinata Y del baricentro geometrico			
R _x	7.43 m	Coordinata X del centro di rigidezza	r _x	7.51 m	Raggio torsionale in direzione X
R _y	7.29 m	Coordinata Y del centro di rigidezza	r _y	9.56 m	Raggio torsionale in direzione Y

Carichi livello 1: rialzato	G _k [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]	ψ _{2a}	Area [m ²]	Peso Totale [kg]	M _x [m]	M _y [m]
Solaio sala A	620	300	0.3	43.30	30743	5.71	9.63
Solaio sala B	620	300	0.3	13.51	9592	3.31	6.06
Solaio sala C	620	300	0.3	27.60	19596	15.36	2.85
Solaio sala D	620	300	0.3	31.91	22656	9.44	3.84
Solaio sala E	620	300	0.3	23.99	17033	15.73	16.34
Solaio sala F	620	300	0.3	46.57	33064	15.22	9.58
Solaio sala G	620	300	0.3	40.68	28883	9.43	15.45
Solaio sala H	620	300	0.3	34.13	24232	3.18	15.38
Scala PT - PR	650	400	0.6	21.00	18690	3.52	2.30
Tot. di piano				282.69	204489	9.33	9.56

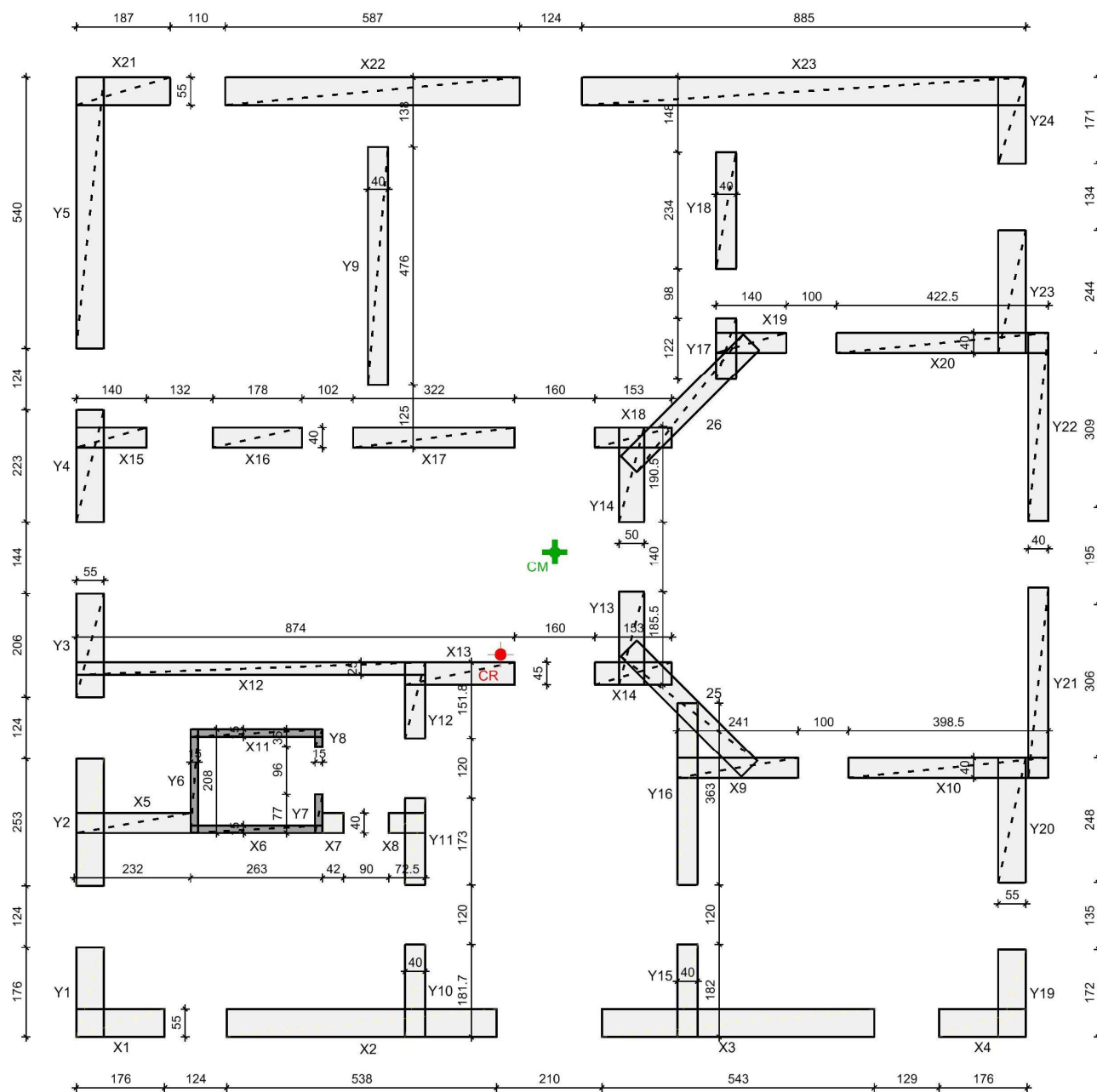


Figura 4.1.2: individuazione dei maschi murari al piano rialzato, del centro di massa e del centro di rigidezza

Dati parete							Materiali													
Cod	L _x m	L _y m	H m	α °	x _g cm	y _g cm	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	A cm ²	E kg/m ²	G kg/m ²	A × x _g cm ³	A × y _g cm ³	K _x	K _y	K _x × y _g	K _y × x _g	K _x × y _g ²	K _y × x _g ²	
1X	1.76	0.55	6.60	0	0.88	0.275	0.250	0.024	0.97	8871.53	2957.18	0.852	0.266	73.668	8.615	20.259	7.758	5.571	6.827	
2X	5.38	0.55	6.60	0	5.69	0.275	7.137	0.075	2.96	8871.53	2957.18	16.837	0.814	779.126	26.947	214.260	153.329	58.921	872.444	
3X	5.43	0.55	6.60	0	13.195	0.275	7.338	0.075	2.99	8871.53	2957.18	39.407	0.821	790.640	27.198	217.426	358.873	59.792	4735.323	
4X	1.73	0.55	6.60	0	18.065	0.275	0.237	0.024	0.95	8871.53	2957.18	17.189	0.262	70.450	8.665	19.374	156.536	5.328	2827.626	
5X	2.20	0.40	6.60	0	1.14	4.25	0.095	0.012	0.91	8871.53	2957.18	1.040	3.076	102.302	4.444	434.910	5.066	1040.369	5.775	
6X	2.63	0.15	6.60	0	3.595	4.125	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	1.627	2023.062	9.557	8345.132	34.357	34423.669	123.514	
7X	0.42	0.40	6.60	0	5.12	4.25	0.002	0.002	0.17	8871.53	2957.18	0.860	0.714	0.901	0.819	3.831	4.191	16.280	21.460	
8X	0.72	0.40	6.60	0	6.593	4.25	0.012	0.004	0.29	8871.53	2957.18	1.899	1.224	4.418	1.403	18.776	9.252	79.796	61.001	
9X	2.41	0.40	6.60	0	13.19	5.35	0.467	0.013	0.96	8871.53	2957.18	12.715	5.157	116.738	4.697	624.550	61.959	3341.345	817.237	
10X	3.98	0.40	6.60	0	17.388	5.35	2.101	0.021	1.59	8871.53	2957.18	27.682	8.517	336.999	7.758	1802.945	134.888	9645.756	2345.438	
11X	2.63	0.15	6.60	0	3.595	6.055	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	2.389	2023.062	9.557	12249.642	34.357	74171.582	123.514	
12X	6.95	0.25	6.60	0	3.477	7.34	6.994	0.009	1.74	8871.53	2957.18	6.041	12.753	518.790	3.334	3807.919	11.591	27950.126	40.304	
13X	2.18	0.45	6.60	0	7.647	7.24	0.389	0.017	0.98	8871.53	2957.18	7.502	7.102	103.293	6.029	747.844	48.105	5414.390	352.562	
14X	1.53	0.45	6.60	0	11.105	7.24	0.134	0.012	0.69	8871.53	2957.18	7.646	4.985	41.672	4.231	301.706	48.990	2184.348	521.825	
15X	1.40	0.40	6.60	0	0.7	11.95	0.091	0.007	0.56	8871.53	2957.18	0.392	6.692	29.148	2.729	348.320	1.910	4162.428	1.337	
16X	1.78	0.40	6.60	0	3.609	11.95	0.188	0.009	0.71	8871.53	2957.18	2.570	8.508	55.167	3.469	659.244	12.521	7877.972	45.189	
17X	3.22	0.40	6.60	0	7.129	11.95	1.113	0.017	1.29	8871.53	2957.18	9.182	15.392	221.926	6.276	2652.012	44.743	31691.545	318.974	
18X	1.53	0.40	6.60	0	11.105	11.95	0.119	0.008	0.61	8871.53	2957.18	6.796	7.313	37.042	2.982	442.650	33.117	5289.063	367.765	
19X	1.40	0.40	6.60	0	13.455	13.85	0.091	0.007	0.56	8871.53	2957.18	7.535	7.756	29.148	2.729	403.702	36.716	5591.270	494.012	
20X	4.22	0.40	6.60	0	17.267	13.85	2.505	0.023	1.69	8871.53	2957.18	29.147	23.379	375.281	8.225	5197.639	142.027	71987.294	2452.381	
21X	1.87	0.55	6.60	0	0.935	18.865	0.300	0.026	1.03	8871.53	2957.18	0.962	19.403	86.100	9.366	1624.270	8.758	30641.850	8.188	
22X	5.87	0.55	6.60	0	5.905	18.865	9.270	0.081	3.23	8871.53	2957.18	19.064	60.908	892.165	29.401	16830.689	173.616	317510.942	1025.201	
23X	8.85	0.55	6.60	0	14.505	18.865	31.770	0.123	4.87	8871.53	2957.18	70.803	91.825	1574.230	44.328	29697.845	642.972	560249.850	9326.307	
1Y	0.55	1.76	6.60	90	0.275	0.88	0.024	0.250	0.97	8871.53	2957.18	0.266	0.852	73.668	7.758	20.259	6.827	5.571	6.827	
2Y	0.55	2.53	6.60	90	0.275	4.265	0.035	0.742	1.39	8871.53	2957.18	0.393	5.935	12.672	179.756	54.047	49.433	230.510	13.594	
3Y	0.55	2.06	6.60	90	0.275	7.8	0.029	0.401	1.13	8871.53	2957.18	0.312	8.837	10.316	109.842	60.481	30.207	627.751	8.307	
4Y	0.55	2.23	6.60	90	0.275	11.385	0.031	0.508	1.23	8871.53	2957.18	0.337	13.964	11.170	133.390	127.165	36.682	1447.778	10.088	
5Y	0.55	5.40	6.60	90	0.275	16.44	0.075	7.217	2.97	8871.53	2957.18	0.817	48.827	27.047	783.731	444.658	215.526	7310.185	59.270	
6Y	0.15	2.08	6.60	90	2.355	5.09	0.001	0.112	0.31	310000.00	130000.00	0.735	1.588	7.558	1133.379	38.472	2669.109	195.822	6265.751	
7Y	0.15	0.77	6.60	90	4.835	4.435	0.000	0.006	0.12	310000.00	130000.00	0.558	0.512	2.798	71.072	12.409	343.634	55.035	1661.469	
8Y	0.15	0.35	6.60	90	4.835	5.955	0.000	0.001	0.05	310000.00	130000.00	0.254	0.313	1.272	6.879	7.574	33.261	45.102	160.819	
9Y	0.40	4.76	6.60	90	6.015	15.38	0.025	3.595	1.90	8871.53	2957.18	11.453	29.284	9.278	463.429	142.694	2787.525	2194.630	16766.966	
10Y	0.40	1.82	6.60	90	6.755	9.909	0.010	0.201	0.73	8871.53	2957.18	4.918	0.662	3.547	58.419	3.225	394.622	2.931	2665.672	
11Y	0.40	1.73	6.60	90	6.755	3.882	0.009	0.173	0.69	8871.53	2957.18	4.674	2.686	3.372	51.236	13.090	346.101	50.816	2337.614	
12Y	0.40	1.62	6.60	90	6.755	6.708	0.008	0.117	0.61	8871.53	2957.18	4.107	4.077	2.963	36.367	19.868	245.862	133.293	1660.801	
13Y	0.50	1.86	6.60	90	11.07	7.943	0.019	0.268	0.93	8871.53	2957.18	10.295	7.387	7.029	77.208	55.833	854.693	443.483	9461.452	
14Y	0.50	1.88	6.60	90	11.07	11.21	0.020	0.277	0.94	8871.53	2957.18	10.406	10.537	7.105	79.344	79.645	878.339	892.821	9723.211	
15Y	0.40	1.82	6.60	90	12.185	9.909	0.010	0.201	0.73	8871.53	2957.18	8.871	0.662	3.547	58.419	3.225	711.839	2.931	8673.754	
16Y	0.40	3.63	6.60	90	12.185	4.834	0.019	1.594	1.45	8871.53	2957.18	17.693	7.019	7.075	282.623	34.202	3443.767	165.334	41962.298	
17Y	0.40	1.22	6.60	90	12.955	13.73	0.007	0.061	0.49	8871.53	2957.18	6.322	6.700	2.378	19.958	32.649	258.560	448.273	3349.640	
18Y	0.40	2.34	6.60	90	12.955	16.49	0.012	0.427	0.94	8871.53	2957.18	12.126	15.435	4.561	108.880	75.210	1410.545	1240.220	18273.611	
19Y	0.55	1.72	6.60	90	18.655	0.86	0.024	0.233	0.95	8871.53	2957.18	17.648	0.814	8.615	69.394	7.409	1294.543	6.372	24149.706	
20Y	0.55	2.49	6.60	90	18.655	4.307	0.035	0.708	1.37	8871.53	2957.18	25.548	5.898	12.472	173.244	53.716	3231.876	231.356	60290.643	
21Y	0.40	3.80	6.60	90	19.18	7.05	0.020	1.829	1.52	8871.53	2957.18	29.154	10.716	7.407	308.789	52.217	5922.575	368.132	113594.998	
22Y	0.40	3.76	6.60	90	19.18	12.17	0.020	1.772	1.50	8871.53	2957.18	28.847	18.304	7.329	302.588	89.191	5803.636	1085.452	111313.737	
23Y	0.55	2.44	6.60	90	18.655	14.87	0.034	0.666	1.34	8871.53	2957.18	25.035	19.956	12.221	165.242	181.732	3082.590	2702.357	57505.714	
24Y	0.55	1.71	6.60	90	18.655	18.285	0.024	0.229	0.94	8871.53	2957.18	17.645	17.197	8.565	68.346	156.611	1274.999	2863.631	23785.112	
25	0.45	3.40	6.60	45	12.216	6.535	0.026	1.474	1.53	8871.53	2957.18	18.594	9.999	144.2602	942.741	1762.571	6160.809	21535.096		
26	3.45	0.45	6.60	-45	12.236	12.642	1.540	0.026	1.55	8871.53	2957.18	18.996	19.627	148.497	148.497	1877.296	1817.007	23732.719	22232.892	
Tot									58.81			565	559	10578.115	5107.993	89484.980	38919.761	1224101.675	557488.084	

A _x	32.71 m ²	Area delle pareti in direzione X	K _x	10578 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione X
A _y	27.38 m ²	Area delle pareti in direzione Y	K _y	5108 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione Y
B _x	9.60 m	Coordinata X del baricentro geometrico	J _R	728052 Kg m/rad	Rigidezza torsionale
B _y	9.51 m	Coordinata Y del baricentro geometrico			
R _x	7.62 m	Coordinata X del centro di rigidezza	r _x	8.30 m	Raggio torsionale in direzione X
R _y	8.46 m	Coordinata Y del centro di rigidezza	r _y	11.94 m	Raggio torsionale in direzione Y

Carichi livello 2: Piano rialzato	G _k [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]	ψ _{2a}	Area [m ²]	Peso Totale [kg]	M _x [m]	M _y [m]
Solaio sala A	280	300	0.3	43.57	16121	5.58	9.54
Solaio sala B	270	300	0.3	12.28	4421	3.54	5.98
Solaio sala C	295	300	0.3	28.01	10784	15.35	2.85
Solaio sala D	305	300	0.3	31.92	12608	9.42	3.86
Solaio sala E	345	300	0.3	24.22	10536	15.72	16.30
Solaio sala F	330	300	0.3	52.97	22247	15.11	9.57
Solaio sala G/H	315	300	0.3	78.94	31971	6.55	15.36
Scala PT - PR	650	400	0.6	21.00	18690	3.52	2.30
Tot. di piano				282.69	127378	9.16	9.25

Livello	Pareti [m ²]	H _p [m]	Strisce [m
---------	-----------------------------	-----------------------	---------------------------

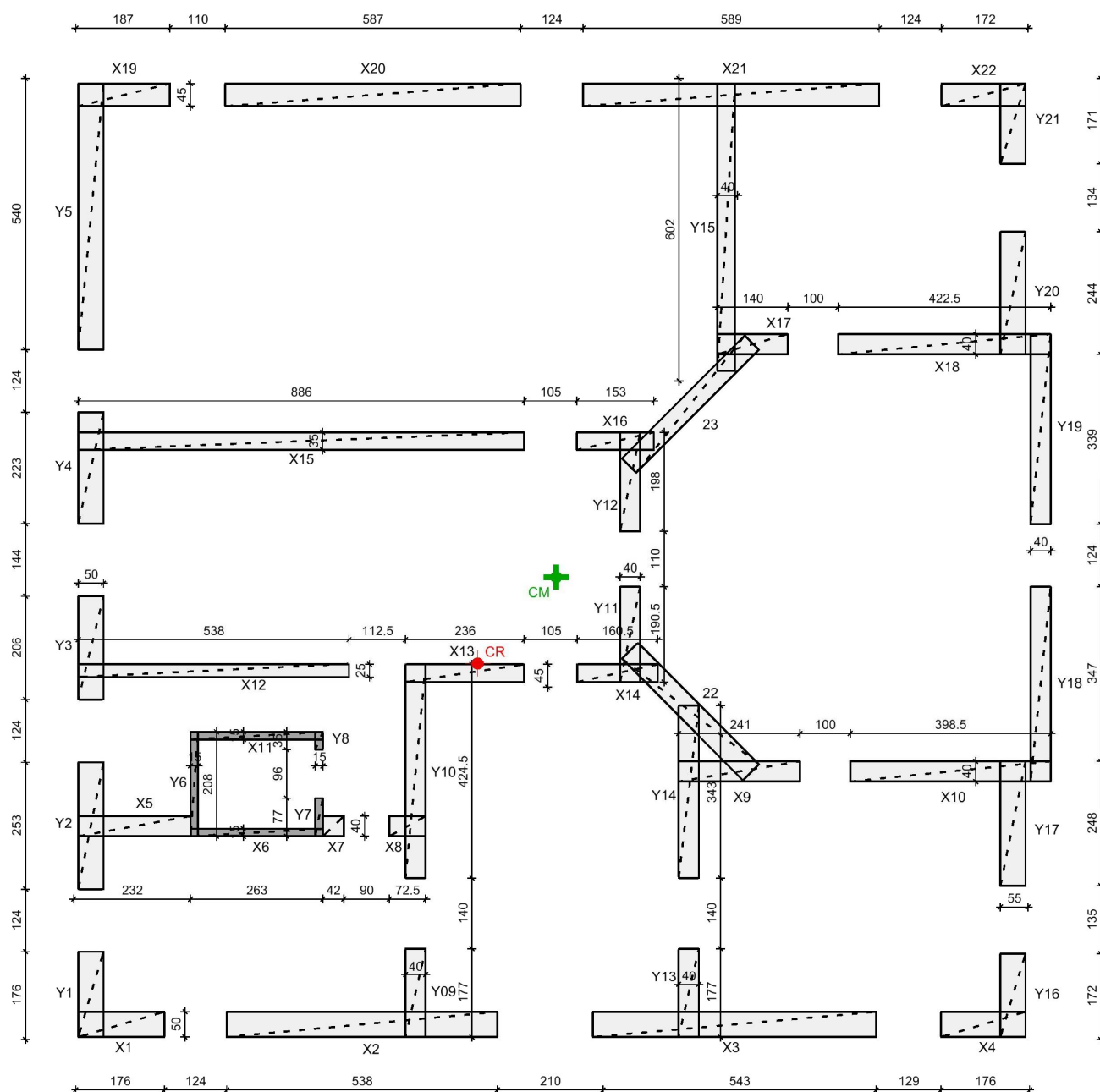


Figura 4.1.3: individuazione dei maschi murari al piano primo, del centro di massa e del centro di rigidezza

Dati parete							Materiali														
Cod	L _x m	L _y m	H m	α °	x _g cm	y _g cm	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	A cm ²	E kg/m ²	G kg/m ²	A × x _g cm ³	A × y _g cm ³	K _x	K _y	K _x × y _g	K _y × x _g	K _x × y _g ²	K _y × x _g ²		
1X	1.71	0.50	4.40	0	0.905	0.3	0.208	0.018	0.60	8871.53	2957.18	0.774	0.257	108.005	21.272	50.000	19.251	15.180	17.422		
2X	5.38	0.50	4.40	0	5.69	0.3	6.488	0.056	2.69	8871.53	2957.18	15.306	0.807	1270.531	66.927	381.159	380.812	114.348	2166.822		
3X	5.63	0.50	4.40	0	13.095	0.3	7.436	0.059	2.82	8871.53	2957.18	36.862	0.845	1347.911	70.037	404.373	917.129	121.312	12009.803		
4X	1.68	0.50	4.40	0	18.04	0.3	0.198	0.018	0.84	8871.53	2957.18	15.154	0.252	161.927	20.899	48.578	377.018	14.573	6801.408		
5X	2.23	0.40	4.40	0	1.165	4.25	0.370	0.012	0.89	8871.53	2957.18	1.039	3.791	240.021	14.434	1020.089	18.816	4335.379	19.590		
6X	2.63	0.15	4.40	0	3.595	4.125	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	1.627	4910.240	32.195	20254.741	115.742	83550.808	416.092		
7X	0.42	0.40	4.40	0	5.12	4.25	0.002	0.002	0.17	8871.53	2957.18	0.880	0.714	2.988	2.719	12.700	13.919	53.977	71.265		
8X	0.72	0.40	4.40	0	6.593	4.25	0.012	0.004	0.29	8871.53	2957.18	1.899	1.224	14.182	4.680	60.273	30.726	256.158	202.575		
9X	2.41	0.40	4.40	0	13.19	5.35	0.467	0.013	0.96	8871.53	2957.18	12.715	5.157	280.340	15.599	1499.817	205.755	8024.020	2713.904		
10X	3.98	0.40	4.40	0	17.388	5.35	2.101	0.021	1.59	8871.53	2957.18	27.682	8.517	665.648	25.761	3561.216	447.941	19052.505	7788.793		
11X	2.63	0.15	4.40	0	3.595	6.055	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	2.389	4910.240	32.195	29731.505	115.742	180024.265	416.092		
12X	6.90	0.25	4.40	0	3.503	7.34	6.844	0.009	1.73	8871.53	2957.18	6.043	12.662	868.070	11.099	6371.637	38.880	46767.816	136.198		
13X	2.36	0.35	4.40	0	7.735	7.29	0.383	0.008	0.83	8871.53	2957.18	6.369	6.022	235.363	10.303	1715.793	79.696	12508.130	616.447		
14X	1.60	0.35	4.40	0	10.767	7.29	0.119	0.006	0.56	8871.53	2957.18	6.030	4.082	101.152	6.985	737.395	75.210	5375.607	809.790		
15X	8.86	0.35	4.40	0	4.483	11.925	20.286	0.032	3.10	8871.53	2957.18	13.902	36.979	1625.428	38.681	19383.230	173.406	231145.018	777.381		
16X	1.53	0.35	4.40	0	10.73	11.925	0.104	0.005	0.54	8871.53	2957.18	5.746	6.386	90.958	6.680	1084.679	71.673	12934.796	769.049		
17X	1.40	0.40	4.40	0	13.455	13.85	0.091	0.007	0.58	8871.53	2957.18	7.535	7.756	83.777	9.062	1160.306	121.927	16070.245	1640.527		
18X	4.22	0.40	4.40	0	17.287	13.85	2.505	0.023	1.69	8871.53	2957.18	29.147	23.379	726.125	27.315	10058.836	471.647	130287.174	8143.931		
19X	1.82	0.45	4.40	0	0.96	18.815	0.226	0.014	0.82	8871.53	2957.18	0.786	15.409	174.840	16.645	3289.819	15.980	61894.187	15.340		
20X	5.87	0.45	4.40	0	5.905	18.815	7.585	0.045	2.64	8871.53	2957.18	15.598	49.700	1279.702	53.686	24077.596	317.017	453019.975	1871.988		
21X	5.89	0.45	4.40	0	13.025	18.815	7.663	0.045	2.65	8871.53	2957.18	34.523	49.869	1285.239	53.869	24181.765	701.646	454979.913	9138.941		
22X	1.67	0.45	4.40	0	18.045	18.815	0.175	0.013	0.75	8871.53	2957.18	13.561	14.139	143.734	15.274	2704.358	275.612	50882.489	4973.423		
1Y	0.50	1.71	4.40	90	0.3	0.905	0.018	0.208	0.86	8871.53	2957.18	0.257	0.774	21.272	168.665	19.251	50.600	17.422	15.180		
2Y	0.50	2.53	4.40	90	0.3	4.265	0.026	0.675	1.27	8871.53	2957.18	0.380	5.395	31.473	385.016	134.232	115.505	572.499	34.651		
3Y	0.50	2.06	4.40	90	0.3	7.8	0.021	0.364	1.03	8871.53	2957.18	0.309	8.034	25.626	254.436	199.884	76.331	1559.096	22.899		
4Y	0.50	2.23	4.40	90	0.3	11.385	0.023	0.462	1.12	8871.53	2957.18	0.335	12.694	27.741	300.026	315.831	90.008	3595.733	27.002		
5Y	0.50	5.30	4.40	90	0.3	16.39	0.055	6.203	2.65	8871.53	2957.18	0.795	43.434	65.931	1245.702	1080.616	373.711	17711.292	112.113		
6Y	0.15	2.08	4.40	90	2.355	5.09	0.001	0.112	0.31	310000.00	130000.00	0.735	1.588	25.462	2996.272	129.603	7056.219	659.682	16617.397		
7Y	0.15	0.77	4.40	90	4.835	4.435	0.000	0.006	0.12	310000.00	130000.00	0.558	0.512	9.426	229.131	41.804	1107.849	185.402	5356.450		
8Y	0.15	0.35	4.40	90	4.835	5.955	0.000	0.001	0.05	310000.00	130000.00	0.254	0.313	4.285	22.988	25.514	111.148	151.938	537.402		
9Y	0.40	1.77	4.40	90	6.755	0.934	0.009	0.185	0.71	8871.53	2057.18	4.783	0.681	11.457	145.988	10.701	986.017	0.994	6660.545		
10Y	0.40	4.25	4.40	90	6.755	5.341	0.023	2.559	1.70	8871.53	2957.18	11.484	9.080	27.509	733.681	146.926	4956.017	784.733	33477.894		
11Y	0.40	1.91	4.40	90	11.102	8.068	0.010	0.232	0.76	8871.53	2957.18	8.419	6.164	12.363	172.947	99.744	1905.880	804.735	21002.802		
12Y	0.40	1.98	4.40	90	11.102	11.11	0.011	0.259	0.79	8871.53	2957.18	8.728	8.799	12.816	187.026	142.366	2061.022	1581.908	22712.467		
13Y	0.40	1.77	4.40	90	12.185	0.934	0.009	0.185	0.71	8871.53	2957.18	8.627	0.661	11.457	145.988	10.701	1778.626	9.994	21672.555		
14Y	0.40	3.43	4.40	90	12.185	4.934	0.018	1.345	1.37	8871.53	2957.18	16.718	6.769	22.201	527.360	109.542	6425.890	540.481	78299.350		
15Y	0.35	5.72	4.40	90	12.93	16.18	0.020	5.459	2.00	8871.53	2957.18	25.886	32.392	24.972	962.982	404.052	12451.356	6537.564	160996.032		
16Y	0.50	1.67	4.40	90	18.63	0.885	0.017	0.194	0.84	8871.53	2957.18	15.556	0.739	20.775	159.705	18.386	2975.296	16.271	55429.774		
17Y	0.50	2.49	4.40	90	18.63	4.307	0.026	0.643	1.25	8871.53	2957.18	23.194	5.362	30.975	373.407	133.411	6956.573	574.600	129600.952		
18Y	0.40	3.87	4.40	90	19.18	7.085	0.021	1.932	1.55	8871.53	2957.18	29.691	10.968	25.049	637.929	177.476	12235.470	1257.415	234676.314		
19Y	0.40	3.79	4.40	90	19.18	12.155	0.020	1.815	1.52	8871.53	2957.18	29.077	18.427	24.532	617.778	298.182	11848.985	3624.407	227263.539		
20Y	0.50	2.44	4.40	90	18.63	14.87	0.025	0.605	1.22	8871.53	2957.18	22.729	18.141	30.353	359.005	451.354	6888.258	6711.634	124602.247		
21Y	0.50	1.61	4.40	90	18.63	18.235	0.017	0.174	0.81	8871.53	2957.18	14.997	14.679	20.028	146.636	365.215	2731.821	6659.688	50893.824		
22	0.45	3.40	4.40	45	12.218	6.535	0.020	1.474	1.53	8871.53	2957.18	16.894	9.999	307.907	307.907	2012.507	3702.746	13152.120	45973.230		
23	3.45	0.40	4.40	-45	12.218	12.66	1.369	0.018	1.38	8871.53	2957.18	16.611	17.471	277.348	277.348	3511.229	3388.641	44452.157	41402.415		
Tot									53.27			513	485	21172.397	11357.943	157312.062	90133.959	1838032.160	1277387.032		

A _x	29.81 m ²	Area delle pareti in direzione X	K _x	21172 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione X
A _y	24.67 m ²	Area delle pareti in direzione Y	K _y	11358 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione Y
B _x	9.64 m	Coordinata X del baricentro geometrico	J _R	1231300 Kg m/rad	Rigidezza torsionale
B _y	9.10 m	Coordinata Y del baricentro geometrico			
R _x	7.94 m	Coordinata X del centro di rigidezza	r _x	7.63 m	Raggio torsionale in direzione X
R _y	7.43 m	Coordinata Y del centro di rigidezza	r _y	10.41 m	Raggio torsionale in direzione Y

Carichi livello 3: Piano secondo		G _k	Q _k	ψ _{2a}	Area	Peso Totale	X _g	Y _g
		[kg/m ²]	[kg/m ²]		[m ²]	[kg]	[m]	[m]
Solaio sala A		280	300	0.3	44.41	16432	5.55	9.56
Solaio sala B		270	300	0.3	12.34	4442	3.52	5.99
Solaio sala C/D		295	300	0.3	78.00	30030	10.36	2.96
Solaio sala E		345	300	0.3	53.61	23320	15.02	9.50
Solaio sala E		345	300	0.3	24.68	10736	15.73	16.26
Scala PR – P1		650	400	0.6	5.70	5073	2.84	3.45
Tot. di piano						90033	10.57	7.52

Livello	Pareti	H _p	Strisce	H _{str}	Area	H _{sottolin}	γ _m	Peso Totale	M _x	M _y
	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]	[kg/m ²]	[kg]	[m]	[m]
Livello 2: PR	56.20	4.40	14.10	2	8.14	1.20	1900	541971	9.64	9.58

M_x= 9.50 m Coordinata X del centro di massa
M_y= 9.13 m Coordinata Y del centro di massa

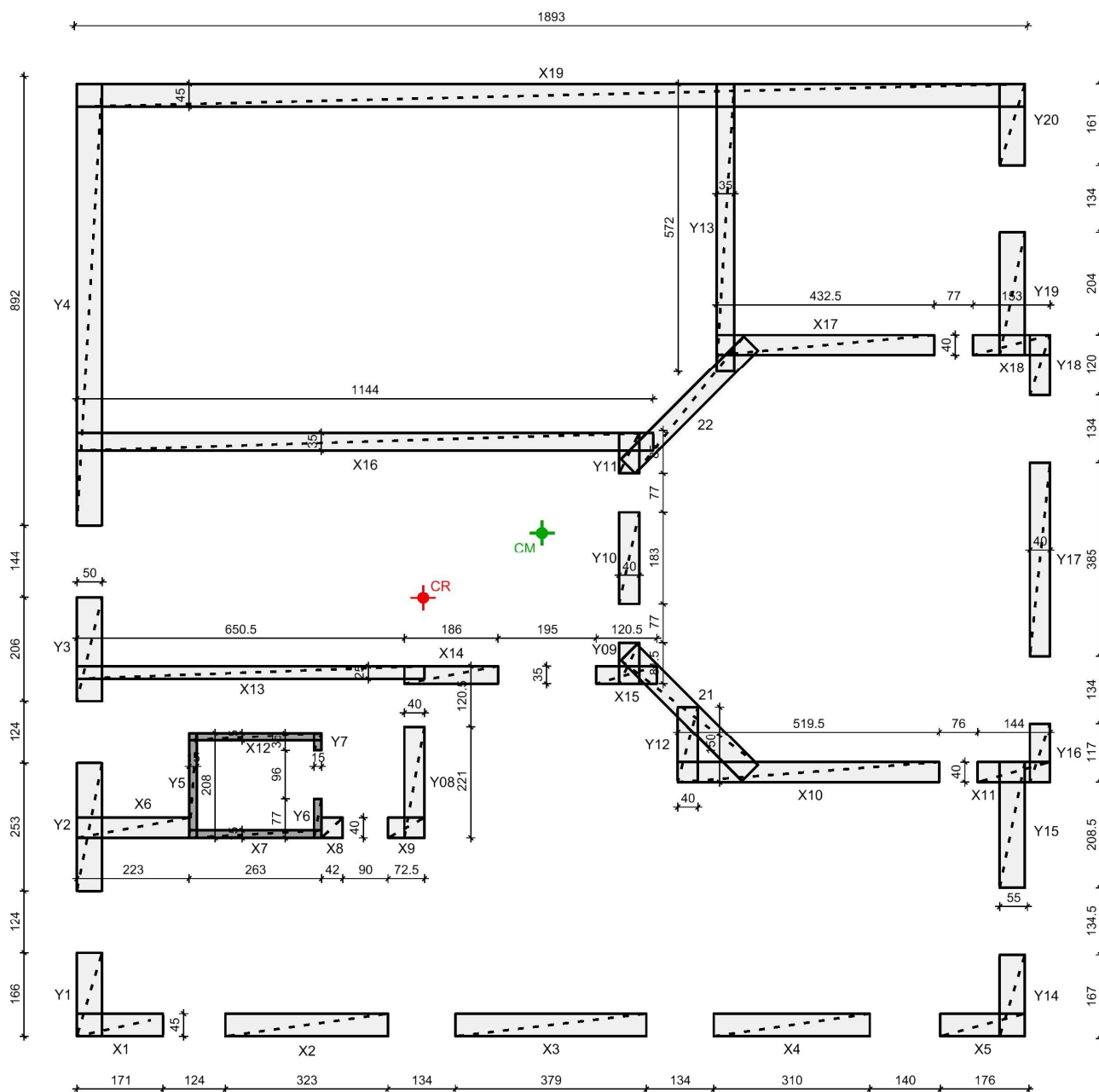


Figura 4.1.4: individuazione dei maschi murari al piano secondo, del centro di massa e del centro di rigidezza

Dati parete										Materiali											
Cod	L _x m	L _y m	H m	α °	x _g cm	y _g cm	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	A cm ²	E kg/m ²	G kg/m ²	A × x _g cm ³	A × y _g cm ³	K _x	K _y	K _x × y _g	K _y × x _g	K _x × y _g ²	K _y × x _g ²		
1X	1.71	0.45	4.40	0	0.905	0.325	0.188	0.013	0.77	8871.53	2957.18	0.696	0.250	151.799	15.639	49.335	14.154	16.034	12.809		
2X	3.23	0.45	4.40	0	4.615	0.325	1.264	0.025	1.45	8871.53	2957.18	6.708	0.472	537.172	29.541	174.581	136.332	56.739	629.174		
3X	3.79	0.45	4.40	0	9.465	0.325	2.041	0.029	1.71	8871.53	2957.18	16.143	0.554	695.000	34.663	225.875	328.084	73.409	3105.314		
4X	3.10	0.45	4.40	0	14.25	0.325	1.117	0.024	1.40	8871.53	2957.18	19.879	0.453	500.961	28.352	162.812	404.019	52.914	5757.269		
5X	1.68	0.45	4.40	0	18.04	0.325	0.178	0.013	0.76	8871.53	2957.18	13.638	0.246	145.734	15.365	47.364	277.186	15.393	5000.431		
6X	2.23	0.40	4.40	0	1.165	4.25	0.370	0.012	0.89	8871.53	2957.18	1.039	3.791	240.021	14.434	1020.089	16.816	4335.379	19.590		
7X	2.63	0.15	4.40	0	3.595	4.125	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	1.627	4910.240	32.195	20254.741	115.742	83550.808	416.092		
8X	0.42	0.40	4.40	0	5.12	4.25	0.002	0.002	0.17	8871.53	2957.18	0.860	0.714	2.988	2.719	12.700	19.919	53.977	71.265		
9X	0.72	0.40	4.40	0	6.593	4.25	0.012	0.004	0.29	8871.53	2957.18	1.899	1.224	14.182	4.660	60.273	30.726	256.158	202.575		
10X	5.20	0.40	4.40	0	14.583	5.35	4.687	0.028	2.08	8871.53	2957.18	30.333	11.128	971.695	33.658	5198.571	490.838	27812.354	7157.889		
11X	1.44	0.40	4.40	0	18.66	5.35	0.100	0.008	0.58	8871.53	2957.18	10.748	3.082	89.775	9.321	480.295	173.925	2569.578	3245.440		
12X	2.63	0.15	4.40	0	3.595	6.055	0.227	0.001	0.39	310000.00	130000.00	1.418	2.389	4910.240	32.195	29731.505	115.742	180024.265	416.092		
13X	6.90	0.25	4.40	0	3.503	7.34	6.844	0.009	1.73	8871.53	2957.18	6.043	12.662	868.070	11.099	6371.637	38.880	46767.816	136.198		
14X	1.86	0.35	4.40	0	7.485	7.29	0.188	0.007	0.65	8871.53	2957.18	4.873	4.746	142.734	8.120	1040.529	60.781	7585.460	454.946		
15X	1.20	0.35	4.40	0	10.967	7.29	0.050	0.004	0.42	8871.53	2957.18	4.606	3.062	49.684	5.239	362.193	57.456	2640.386	630.115		
16X	11.45	0.35	4.40	0	5.773	11.925	43.783	0.041	4.01	8871.53	2957.18	23.135	47.789	2156.046	49.988	25710.847	288.582	306601.856	1665.987		
17X	4.33	0.40	4.40	0	14.917	13.85	2.706	0.023	1.73	8871.53	2957.18	25.836	23.988	753.823	28.027	10440.453	418.078	144600.269	6236.468		
18X	1.53	0.40	4.40	0	18.615	13.85	0.119	0.008	0.61	8871.53	2957.18	11.392	8.476	103.952	9.903	1439.742	184.350	19940.421	3431.669		
19X	18.83	0.45	4.40	0	9.465	18.815	250.370	0.143	8.47	8871.53	2957.18	80.202	159.429	4674.861	172.217	87957.510	1630.032	1654920.543	15428.250		
1Y	0.50	1.66	4.40	90	0.3	0.93	0.017	0.191	0.83	8871.53	2957.18	0.249	0.772	20.650	157.495	19.205	47.248	17.860	14.175		
2Y	0.50	2.53	4.40	90	0.3	4.265	0.026	0.675	1.27	8871.53	2957.18	0.380	5.395	31.473	385.016	134.232	115.505	572.499	34.651		
3Y	0.50	2.06	4.40	90	0.3	7.8	0.021	0.364	1.03	8871.53	2957.18	0.309	8.034	25.626	254.436	199.884	76.331	1559.096	22.899		
4Y	0.40	8.77	4.40	90	0.25	14.655	0.047	22.484	3.51	8871.53	2957.18	0.877	51.410	56.766	1836.333	831.904	459.083	12191.555	114.771		
5Y	0.15	2.08	4.40	90	2.355	5.09	0.001	0.112	0.31	310000.00	130000.00	0.735	1.588	25.462	2996.272	129.603	7056.219	659.682	16617.397		
6Y	0.15	0.77	4.40	90	4.835	4.435	0.000	0.006	0.12	310000.00	130000.00	0.558	0.512	9.426	229.131	41.804	1107.849	185.402	5356.450		
7Y	0.15	0.35	4.40	90	4.835	5.955	0.000	0.001	0.05	310000.00	130000.00	0.254	0.313	4.285	22.988	25.514	111.148	151.938	537.402		
8Y	0.40	2.21	4.40	90	6.755	5.155	0.012	0.360	0.88	8871.53	2957.18	5.971	4.557	14.305	235.642	73.741	1591.764	380.135	10752.367		
9Y	0.40	0.82	4.40	90	11.02	7.523	0.004	0.018	0.33	8871.53	2957.18	3.615	2.468	5.308	20.416	39.929	224.988	300.389	2479.362		
10Y	0.40	1.83	4.40	90	11.02	9.615	0.010	0.204	0.73	8871.53	2957.18	8.067	7.038	11.845	157.329	113.891	1733.761	1095.059	19106.050		
11Y	0.40	0.80	4.40	90	11.02	11.7	0.004	0.017	0.32	8871.53	2957.18	3.526	3.744	5.178	19.061	60.585	210.048	708.842	2314.730		
12Y	0.40	1.50	4.40	90	12.185	5.9	0.008	0.113	0.60	8871.53	2957.18	7.311	3.540	9.709	99.124	57.284	1207.827	337.974	14717.370		
13Y	0.35	5.72	4.40	90	12.93	16.18	0.020	5.459	2.00	8871.53	2957.18	25.886	32.392	24.972	962.982	404.052	12451.356	6537.564	160996.032		
14Y	0.50	1.62	4.40	90	18.63	0.91	0.017	0.177	0.81	8871.53	2957.18	15.090	0.737	20.153	148.782	18.339	2771.808	16.688	51638.779		
15Y	0.50	2.49	4.40	90	18.63	4.907	0.026	0.640	1.25	8871.53	2957.18	23.194	5.062	30.975	373.407	133.411	6956.573	574.600	129000.952		
16Y	0.40	1.17	4.40	90	19.18	5.735	0.006	0.053	0.47	8871.53	2957.18	8.976	2.684	7.573	53.183	43.432	1020.046	249.081	19564.476		
17Y	0.40	3.85	4.40	90	19.18	9.585	0.021	1.902	1.54	8871.53	2957.18	29.537	14.761	24.920	632.890	238.858	12138.630	2289.459	232822.765		
18Y	0.40	1.20	4.40	90	19.18	13.45	0.006	0.058	0.48	8871.53	2957.18	9.206	6.456	7.767	56.781	104.470	1089.063	1405.121	20888.223		
19Y	0.50	2.44	4.40	90	18.63	14.87	0.025	0.605	1.22	8871.53	2957.18	22.729	18.141	30.353	359.005	451.354	6688.258	6711.634	124602.247		
20Y	0.50	1.61	4.40	90	18.63	18.235	0.017	0.174	0.81	8871.53	2957.18	14.997	14.679	20.028	146.636	365.215	2731.821	6659.688	50893.824		
21Y	0.45	3.40	4.40	45	12.218	6.535	0.026	1.474	1.53	8871.53	2957.18	18.694	9.999	307.967	307.9674	2012.567	3762.746	13152.126	45973.230		
22	3.45	0.40	4.40	-45	12.218	12.66	1.369	0.018	1.38	8871.53	2957.18	16.861	17.471	277.348	277.348	3511.229	3388.641	44452.157	41402.415		
Tot									49.95			478	498	22504.293	9732.223	196264.847	66940.913	2539478.041	950450.565		

A _x	30.55 m ²	Area delle pareti in direzione X	K _x	22504 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione X
A _y	20.60 m ²	Area delle pareti in direzione Y	K _y	9732 kg/m	Rigidezza alla traslazione in direzione Y
B _x	9.57 m	Coordinata X del baricentro geometrico	J _R	1317822 Kg m/rad	Rigidezza torsionale
B _y	9.97 m	Coordinata Y del baricentro geometrico			
R _x	6.88 m	Coordinata X del centro di rigidezza	r _x	7.65 m	Raggio torsionale in direzione X
R _y	8.72 m	Coordinata Y del centro di rigidezza	r _y	11.64 m	Raggio torsionale in direzione Y

Carichi livello 3: Piano secondo	G _k [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]	ψ _{2a}	Area [m ²]	Peso Totale [kg]	X _g [m]	Y _g [m]
Altana	280	300	0.3	67.53	24986.1	9.43	9.52
Copertura P2	150	120	0.0	314.75	47212.5	9.43	9.52
Tot. di piano					72198.6	9.43	9.52

Livello	Pareti [m ²]	H _p [m]	Strisce [m ²]	H _{str} [m]	Area [m ²]	H _{sottolin} [m]	γ _m [kg/m ²]	Peso Totale [kg]	M _x [m]	M _y [m]
Livello 2: PR	56.20	4.40	14.10	2	8.14	1.20	1900	541971	9.24	10.02

M _x	9.24 m	Coordinata X del centro di massa
M _y	10.02 m	Coordinata Y del centro di massa

Viene omessa la verifica del centro di massa e di rigidità al piano dell'altana, in quanto, data la simmetria del piano i due centri risultano allineati. Nell'inserire i maschi murari nel foglio elettronico di cui sopra, occorre specificare che sono state fatte inoltre queste tre assunzioni:

1. il profilo della sezione trasversale è depurato dello spessore medio dell'intonaco;
2. nell'attribuire sezione rettangolare a maschi murari che non la hanno (presenza di sguinci per le aperture, o simili problematiche), si è operato mantenendo fisso lo spessore della parete e attribuendo la lunghezza tale da eguagliare l'area sottesa dai due perimetri. In tal modo si è visto che l'errore generato per il contributo (inerzia) flessionale è mediamente di ridotta entità (circa 1-2%) ed a favore di sicurezza (minore rigidità);
3. si tiene conto del solo contributo di rigidità nella direzione prevalente di sviluppo dei maschi murari o comunque nella direzione dell'allineamento di parete di appartenenza.

Si è considerata la presenza del nucleo ascensore, risultando esplicito e consistente il contributo inerziale offerto, sebbene il vincolo espresso ad ogni orizzontamento non si possa considerare pienamente efficace. In questo modo si valuta la situazione più sfavorevole di maggiore eccentricità tra CM e CR, in quanto l'assenza del vano ascensore porterebbe in posizione centrale il centro di rigidità. Si deve comunque osservare, al fine di valutare in maniera critica i risultati ottenuti, che la situazione reale si viene a trovare in una situazione intermedia fra gli estremi di massima e minima eccentricità visti poc'anzi.

Livello	M_x [m]	M_y [m]	R_x [m]	R_y [m]	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	r_x	r_y	$e_{0x} < 0.3 r_x$	$e_{0y} < 0.3 r_y$	$r_x > l_s$	$r_y > l_s$	$e_{0x} < 0.1 L_x$	$e_{0y} < 0.1 L_y$
Livello 1: PT	9.36	9.46	7.43	7.29	1.93	2.17	7.51	9.56	Verif.	Verif.	No	Verif.	No	No
Livello 2: PR	9.54	9.67	7.82	8.42	1.72	1.25	8.33	11.78	Verif.	Verif.	Verif.	Verif.	Verif.	Verif.
Livello 3: P1	9.50	9.13	7.94	7.43	1.56	1.70	7.63	10.41	Verif.	Verif.	No	Verif.	Verif.	Verif.
Livello 2: P2	9.24	10.02	6.88	8.72	2.36	1.30	7.65	11.64	No	Verif.	No	Verif.	No	Verif.

Tabella 4.1.1: risultati del controllo della simmetria e della compattezza della pianta

Si ricorda fin da ora invece l'importanza che la corretta caratterizzazione ed il corretto inserimento di tali elementi avrà nei confronti delle modellazioni tridimensionali per le analisi globali, effettuate in particolare con metodi non lineari. Per quanto risultante dalla tabella sopra riguardo il soddisfacimento della simmetria, e per il controllo di compattezza svolto anticipatamente, si può considerare il punto a) non superato positivamente

4.1.2 Rapporto tra i lati del rettangolo in cui la pianta è iscritta

Max 4: Verifica soddisfatta

Come si è visto l'edificio è a pianta pressoché quadrata quindi la verifica è automaticamente soddisfatta.

4.1.3 Massimo valore di rientri e sporgenze

Max 25%: Verifica soddisfatta

Per l'edificio in esame si ha che a tutti i piani non ci sono rientri o sporgenze significativi (in questo caso con esplicito riferimento al profilo che ricomprende la verticale delle strutture murarie), per cui la richiesta è soddisfatta automaticamente.

4.1.4 Solai ben collegati e con sufficiente rigidezza nel piano

Verifica soddisfatta

Al di là di opportune e necessarie considerazioni preliminari circa lo stato di conservazione e consistenza dei singoli elementi componenti il solaio (per il caso in esame riguardanti nervature, pignatte, solette, ecc...), per rispondere al quesito occorre anzitutto che siano soddisfatte le condizioni di stabilità generale sia nel piano che fuori del piano.

Riprendiamo anzitutto i passi del DM 14/01/2008 che riguardano le “prestazioni” dei solai:

“Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.”

D.M. 14/01/2008, § 7.2.2.

Nel caso di edifici esistenti non viene richiesto il requisito di infinita rigidezza ma basta che:

“d) i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano”

Circ. 02/02/2009, n.619, § C8.7.1.2

Come si è visto i solai sono stati accuratamente indagati e verificati per i sovraccarichi di esercizio di progetto di competenza. Si ricorda comunque che la verifica del punto in esame non riguarda l'individuazione delle caratteristiche flessionali, le quali non interessano gli aspetti di modellazione, in cui normalmente non viene simulata la prestazione flessionale dei solai, non significativa ai fini della risposta globale.

Per quanto riguarda la qualità del collegamento fra i solai del primo e secondo orizzontamento e le pareti, l'intervento di consolidamento sismico del 1987 ha comportato l'inserimento di una serie di incatenamenti orizzontali fra le varie putrelle in acciaio e le murature portanti in modo da conferire un comportamento globale più rigido dell'impalcato. Inoltre sempre a seguito di tale intervento è stata realizzata una soletta in c.a. dello spessore di 4 cm, armata con rete elettrosaldata, al di sopra delle putrelle in acciaio di rinforzo, in grado di conferire una buona rigidezza nel piano al solaio.

Solamente sulle volte del primo orizzontamento si hanno scarse informazioni costruttive ma vista la buona qualità delle stesse si esprime giudizio positivo, ritenendo tale orizzontamento risulta ben ammorsato alle murature e dotato di buona rigidezza.

Si tornerà comunque sull'argomento nella fase di modellazione della struttura, anche per stimare il disturbo nel funzionamento dell'orizzontamento causato dal foro in corrispondenza della sala del consiglio.

4.1.5 Minima estensione verticale di un elemento resistente

Verifica soddisfatta

Si tratta di verificare che tutte le strutture sismo-resistenti, quali le pareti murarie, si sviluppino a partire dalle fondazioni e senza interruzioni per tutta l'altezza dell'edificio, o fino alla sommità della rispettiva parte allorché fossero presenti arretramenti a differenti altezze.

Premesso che per le strutture murarie, contrariamente al caso del cemento armato, esprimere un giudizio “quantitativamente” oggettivo per questo requisito non risulta sempre univocamente possibile, si ritiene

comunque ammissibile (con riferimento al caso in esame e per i casi analoghi) formulare una valida opinione sulla significatività del contributo di alcuni elementi resistenti verticali, ai fini di un giudizio globale.



Figura 4.1.5: individuazione dei maschi murari che

Con riferimento alla figura 4.1.5, si nota che le pareti “cerchiate” non si estendono fino alla sommità dell’edificio, o comunque presentano una interruzione a partire da un determinato piano. Si deve però osservare anzitutto che, oltre ad essere caratterizzate da una ridotta estensione e dalla presenza di aperture

particolarmente ampie, c'è da notare soprattutto che non appartengono ad allineamenti murari che si estendano in continuità delle stesse, individuando così degli elementi sismo-resistenti percentualmente poco efficaci. Nel caso degli elementi evidenziati in rosso nella parte superiore della pianta, le pareti sono presenti al piano terra e al piano primo, e si interrompono in corrispondenza della sala del consiglio. Gli elementi in giallo invece si interrompono unicamente al piano sottotetto e inoltre tali elementi non risulterebbero caricati dalla copertura, che corre parallelamente alla direzione del loro sviluppo principale.

Pertanto, escludendo dal controllo le pareti di cui sopra per il ridotto contributo nel funzionamento complessivo verticale (chiaramente, ai fini del solo giudizio di merito riguardante questo punto), si esprime positività anche per tale controllo di regolarità.

4.1.6 Massima variazione da un piano all'altro di massa e rigidezza

Verifica non soddisfatta

Per verificare tale requisito è sufficiente utilizzare i risultati ottenuti con il foglio elettronico impiegato per la determinazione del CM e del CR.

In successione abbiamo i seguenti valori:

Livello	M [kg]	ΔM [%]	K_x [m]	ΔK_x	K_y [m]	ΔK_y
Livello 1: PT	697577	-	37735	-	23285	-
Livello 2: PR	1070876	+ 34.8 %	10578	- 72.0 %	5106	- 78.1 %
Livello 3: P1	632004	- 41.0 %	21172	+ 50.0 %	11358	+ 44.9 %
Livello 4: P2	507257	- 19.7 %	22504	+ 5.9 %	9732	+ 14.3 %
Livello 5: Altana	71258	- 85.9 %				

Tabella 4.1.2: risultati delle variazioni di massa e rigidezza ai vari piani

È da notare in particolare, nella variazione di massa e rigidezza ai piani, il disturbo causato dalla variazione di altezza del primo piano rispetto ai piani restanti. Inoltre risulta ovvio che il piano dell'altana non rispetta nessuno dei limiti imposti dalla normativa, anche se tale orizzontamento può essere considerato alla stregua di un elemento secondario, la cui massa viene portata dagli orizzontamenti inferiori.

Per lo stesso argomento di indagine le due versioni dell'Eurocodice 8 identicamente riportano:

"...Sia la rigidezza laterale che la massa di ogni orizzontamento dovranno rimanere costanti o ridursi gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio."

In questo caso l'Eurocodice, pur non indicando una percentuale ben definita, risulta più restrittivo nell'imporre comunque una costanza o riduzione delle grandezze in gioco salendo in verticale, contrariamente alle norme italiane che sembrano permettere una variazione, seppur controllata, anche in aumento.

4.1.7 Massimo restringimento della sezione dell'edificio

Verifica soddisfatta

Per l'edificio in esame si ha che a tutti i piani ad esclusione dell'ultimo orizzontamento, ovvero l'altana, come previsto dal D.M. non ci si hanno restringimenti della sezione orizzontale della costruzione (in questo caso con esplicito riferimento al profilo che ricomprende la verticale delle strutture murarie), per cui la richiesta è soddisfatta automaticamente.

4.1.8 Considerazioni finali sull'analisi di regolarità

Lo studio sulla regolarità strutturale di un edificio esistente, oltre che fornire alcune indicazioni preliminari sul comportamento sismico, è un passo decisamente importante perché vincola in modo determinante alcune scelte riguardanti i parametri di verifica nelle analisi di primo livello, come si vedrà nel paragrafo successivo, o nelle analisi lineari.

D'altronde, il rispetto dei requisiti richiesti dal D.M. 14/01/2008, se rigoroso, difficilmente potrebbe far sì che una struttura possa essere considerata regolare a meno che essa non sia identificabile come una sorta di "scatolone strutturale". E' necessario dunque valutare in maniera critica i vari punti, cercando di far pesare in maniera più importante i requisiti sismicamente più rilevanti.

Con questa considerazione non si vogliono certamente bypassare le indicazioni normative, dettate da motivate regole di corretta progettazione antisismica, ma si vuol far notare che nel caso di edifici esistenti e comunque importante che il professionista valuti in maniera critica e ingegneristica i vari aspetti dell'analisi. Nel caso del municipio di Bibbiano, si potrebbe concludere dopo una analisi sommaria che l'edificio presenta un buon grado di regolarità, essendo questo a pianta quadrata, pressoché simmetrica e non essendo in presenza di solai eccessivamente deformabili. Dopo una analisi approfondita però, si è visto che l'edificio non è dotato di tutte le caratteristiche richieste dalla normativa per ritenersi regolare, e tale irregolarità strutturale è strettamente sancita dai passaggi superiori in cui non risulta soddisfatta la verifica. Valutando criticamente tali punti si può osservare che:

1. La mancata compattezza e simmetria in pianta è determinata in gran parte dalla presenza del vano ascensore in c.a., il quale instaura una forte eccentricità tra centro di massa e centro delle rigidità. Dal punto di vista progettuale si può subito osservare che l'adozione di un vano ascensore in muratura sarebbe stata una scelta sicuramente più corretta. Verificando con l'ausilio dei fogli elettronici visti in precedenza si è infatti constatato che in assenza del vano ascensore il centro di rigidità e il centro di massa sono pressoché coincidenti e che l'inserimento di un vano ascensore in muratura avrebbe generato una eccentricità relativa di modesta entità. Si deve però constatare che, non essendo certo il grado di connessione tra vano ascensore ed impalcati, l'eccentricità potrebbe essere stata sovrastimata, in quanto le verifiche partono dal presupposto di impalcato perfettamente rigido e connessione completa tra solaio e vano in c.a., condizione estremamente difficile da raggiungere in caso di edificio esistente.
2. Sempre in relazione alla verifica di simmetria e di compattezza della pianta, la presenza del doppio volume della sala del consiglio si presenta come una situazione critica da valutare attentamente nelle analisi successive, sia per l'irregolarità strutturale generata, sia per la notevole altezza libera che presentano i maschi murari presenti. Inoltre come si può osservare dalla figura 4.1.5, la parete del lato est non presenta maschi murari trasversali in grado di irrigidirla sotto l'azione di forze ad essa ortogonali.
3. Infine è importante sottolineare l'irregolarità relativa a massa e rigidità per effetto della differenza di altezza di interpiano al piano primo, che rende tale piano elemento debole dell'edificio.

Più in generale resta comunque un margine, assegnato al professionista, in cui la eventuale "non ricomprensione" di alcune peculiarità della struttura in esame nei punti di giudizio superiori, deve portare a

considerazioni ben motivate che permettano infine di esprimere non solo un giudizio finale sulla regolarità o meno, ma anche “quantificarne” i diversi contributi.

Si può pertanto concludere che l'edificio è comunque dotato di un buon grado di regolarità, quindi nella scelta del fattore di struttura si può ragionevolmente adottare un coefficiente intermedio, valutato in maniera critica dal progettista a seconda della verifica da eseguire.

4.2 Analisi di tipo LV1

La conoscenza del livello di rischio cui è soggetto il patrimonio architettonico tutelato è prerogativa imprescindibile per la sua conservazione nel tempo e per una sua fruizione in sicurezza.

La valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo. Deve essere peraltro precisato che tale valore dell'accelerazione, rapportato all'accelerazione di picco caratteristica del sito, serve solamente a definire un indice di sicurezza sismica (I_s), utile a stabilire delle priorità di intervento; interventi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio saranno eventualmente realizzati, se risulteranno necessari, a valle di una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).

L'indice di sicurezza sismica I_s è così definito:

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}$$

dove: a_{SLU} è l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo; γ_I è il coefficiente di importanza; S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione e degli eventuali effetti morfologici; a_g è l'accelerazione di riferimento nel sito.

Valori dell'indice di sicurezza sismica maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona; al contrario se $I_s < 1$, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella auspicabile, coerentemente con i requisiti richiesti per le costruzioni adeguate.

La formulazione vista in precedenza, fornita dal D.P.C.M. 12/10/2007 “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”, è basata sullo spettro di risposta fornito dall'OPCM 3274 e successive modificazioni e, di conseguenza, deve essere leggermente modificata al fine di poter utilizzare lo spettro di risposta fornito dal DM 14/01/2008. In questo caso infatti non è più presente il fattore di importanza γ_I in quanto già contenuto nella definizione dell'accelerazione a_g , la quale dipende, oltre che dal sito del fabbricato, anche della classe d'uso e della vita utile del fabbricato. Per quanto riguarda il coefficiente S , definito come prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e del coefficiente di amplificazione topografica S_T , la sua formulazione resta pressoché invariata.

Nel caso di palazzi e ville che non presentino una tipologia costruttiva particolare, viene fornito un modello meccanico semplificato, che consente una valutazione quantitativa dell'accelerazione di collasso, nell'ipotesi

che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento complessivo del manufatto. Nel caso in cui l'edificio risultasse più vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale (per carenza di collegamenti), rispetto al suo comportamento globale, si dovrà valutare l'accelerazione orizzontale che porta allo stato limite ultimo quel macroelemento e confrontarla con quella ottenuta dal modello nel seguito illustrato.

L'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento delle condizioni limite di collasso è data da:

$$a_{SLU} = \frac{q \cdot F_{SLU}}{e^* \cdot M \cdot C(T)}$$

dove:

- F_{SLU} : è la resistenza a taglio dell'edificio;
- q : è il coefficiente di struttura, che può essere assunto pari a 3, per edifici regolari in elevazione, e 2.25 negli altri casi, avendo scelto un fattore di sovrarresistenza pari a 1.5;
- M : è la massa sismica totale;
- e^* : è la frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso;
- $C(T)$: è lo spettro normalizzato ottenuto come rapporto fra lo spettro di risposta e l'accelerazione massima del terreno che tiene conto delle caratteristiche del sito ($a_g \cdot S$).

4.2.1 Determinazione della resistenza a taglio ultima di piano

La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura. Considerando, a titolo di esempio, la direzione x ed un generico piano i dell'edificio, il taglio ultimo sopportabile dall'edificio è dato da:

$$F_{SLU,xi} = \frac{\mu_{xi} \cdot \xi_{xi} \cdot A_{xi} \cdot \tau_{di}}{\beta_{xi}}$$

In maniera del tutto analoga si determina il taglio ultimo per la direzione y ai vari piani dell'edificio. Di seguito si riportano la definizione dei vari parametri contenuti nella formula precedente.

AREA RESISTENTE A TAGLIO A_{xi}

Per ciascuna direzione si individuano le pareti che concorrono alla resistenza a taglio del piano: si tratta delle pareti con asse longitudinale parallelo alla supposta direzione dell'azione sismica e delle pareti il cui asse longitudinale forma con la direzione dell'azione sismica un angolo $\alpha_k = \pm 45^\circ$.

Di seguito si riporta per ciascun piano e per ciascuna direzione principale l'area resistente a taglio delle murature. L'area dei maschi murari è stata determinata sulla base degli schemi strutturali utilizzati precedentemente per la determinazione della posizione del centro delle rigidità.

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra [m ²]	Livello 2: piano rialzato [m ²]	Livello 3: piano primo [m ²]	Livello 4: piano secondo [m ²]	Livello 5: attico [m ²]
Direzione X	34.32	32.71	29.48	30.55	2.97
Direzione Y	30.55	27.38	24.67	20.60	3.02
Tot.	64.87	60.09	54.15	51.15	5.99

Tabella 4.2.1: determinazione dell'area resistente a taglio A_i a ciascun piano dell'edificio e per ciascuna direzione sismica

COEFFICIENTE DI IRREGOLARITÀ β_x

Il coefficiente β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo, associato alla eccentricità e_{yi} , del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse (la cui entità può essere stimata), ed alla distanza d_{yi} , tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

Nel caso in cui siano state rilevate tutte le pareti portanti, il coefficiente di irregolarità in pianta può essere valutato in modo più accurato; note per la generica parete k, in direzione x, l'area resistente in pianta $A_{xi,k}$ e la posizione y_k rispetto ad un sistema di riferimento, è possibile valutare il baricentro delle rigidezze (la sommatoria è estesa a tutte le pareti - $\sum_k A_{xi,k} = A_{xi}$):

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k \cdot A_{xi}}{A_{xi}}$$

Il coefficiente di irregolarità in pianta vale quindi:

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi} \cdot d_{yi} \cdot A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 \cdot A_{xi,k}} \leq 1.25$$

Sempre utilizzando gli schemi visti nel paragrafo precedente, di seguito si riportano i valori del coefficiente β per ciascuna direzione sismica e per ciascun livello dell'edificio

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: attico
e_{yi}	2.17	1.25	1.70	1.30	0
d_{yi}	11.57	11.24	11.33	9.95	4.48
Direzione X: β_{xi}	1.25	1.22	1.25	1.25	1
e_{xi}	1.93	1.72	1.56	2.36	0
d_{xi}	11.75	10.72	11.2	12.25	4.60
Direzione Y: β_{yi}	1.25	1.25	1.25	1.25	1

Tabella 4.2.2: determinazione della coefficiente di irregolarità β_i a ciascun piano dell'edificio e per ciascuna direzione sismica

COEFFICIENTE DI OMOGENEITÀ DI RIGIDEZZA E RESISTENZA μ_{xi}

Il coefficiente μ_{xi} considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, e può essere così valutato:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \cdot \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} \geq 0.8$$

dove:

- N_{mxi} : è il numero di maschi murari in direzione x , al piano i ;
- $A_{xi,j}$: è l'area del generico maschio j in direzione x al piano i ;

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: attico
N_{mxi}	25	25	24	21	-
$\sum_j A_{xi,j}^2$	67.184	73.24	55.39	112.51	-
A_{xi}^2	1032.85	1069.89	866.05	933.37	-
μ_{xi}	0.8 (0.75)	0.8 (0.74)	0.8 (0.75)	0.8 (0.68)	0.8
N_{myi}	23	26	23	22	-
$\sum_j A_{yi,j}^2$	49.97	38.48	34.84	36.83	-
A_{yi}^2	805.08	749.48	608.49	424.55	-
μ_{yi}	0.8 (0.76)	0.8 (0.77)	0.8 (0.77)	0.8 (0.74)	0.8

Tabella 4.2.3: coefficiente di rigidezza e resistenza μ a ciascun piano dell'edificio e per ciascuna direzione sismica

COEFFICIENTE DI ROTTURA ξ_{xi}

Il coefficiente ξ_{xi} è legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell' i -esimo piano. Esso viene assunto pari ad 1 nel caso di collasso per taglio, mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli o poco caricati verticalmente);

La valutazione del modo di crisi prevalente avviene in modo semplificato. Si valuta la snellezza $\lambda_{x,k}$ dei maschi appartenenti alle pareti resistenti in direzione x per ciascuna k -esima parete. Si ha in particolare:

$$\lambda_{x,k} = \begin{cases} - & \text{se } \alpha_k = 90 \\ \frac{h_i}{(L_k - L_{ap,k}) \cdot \cos \alpha_k} & \text{se } \alpha_k \neq 90 \end{cases}$$

dove: $N_{mx,k}$ è il numero dei maschi murari della k -esima parete.

Sulla base del valore di $\lambda_{x,k}$ si definisce il numero dei maschi snelli in direzione x della k -esima parete, indicato con $N_{snelli_x,k}$.

In particolare:

- se $\lambda_{x,k} \geq 1.5$ si pone $N_{mx,k} = N_{snelli_x,k}$;
- se $\lambda_{x,k} < 1.5$ si pone $N_{snelli_x,k} = 0$;

Si calcola la percentuale dei maschi snelli dell' i -esimo piano attraverso la:

$$\rho_{snelli_x_i} = \frac{N_{snelli_x_i}}{N_{mxi}}$$

dove:

$$N_{snelli_x_i} = \sum_k N_{snelli_x,k}$$

Si assume perciò:

$$\xi_{xi} = \begin{cases} 1 & \text{se } \rho_{snelli,xi} < 0.5 \\ 0.8 & \text{se } \rho_{snelli,xi} \geq 0.5 \end{cases}$$

Sempre utilizzando gli schemi visti nel paragrafo precedente, di seguito si riportano i valori del coefficiente β per ciascuna direzione sismica e per ciascun livello dell'edificio, determinati sulla base del procedimento di valutazione visto in precedenza.

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: altana
Direzione X: ξ_{xi}	1	0.8	1	1	1
Direzione Y: ξ_{yi}	1	0.8	1	1	1

Tabella 4.2.4: determinazione della coefficiente di rottura ξ_i a ciascun piano dell'edificio e per ciascuna direzione sismica

VALORE DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA MURATURA τ_{di}

Il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i viene determinato come segue:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \cdot \tau_{0d}}}$$

dove: τ_{0d} è valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del fattore di confidenza $FC=1.35$ secondo quanto visto al paragrafo 2.8) e σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all' i -esimo piano. Tale valore viene determinato come segue:

$$\sigma_{0i} = \frac{\sum (G_{n,1} + G_{n,2} + \sum_i \psi_{21} \cdot Q_{ki})}{\sum_k A_{k,i}}$$

Nella tabella seguente vengono riportati i valori di calcolo della resistenza a taglio della muratura a ciascun piano del municipio.

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: altana
Tipo muratura:	Pietrame disordinato non consolidata	Pietrame disordinato consolidata	Pietrame disordinato consolidata	Mattoni pieni e malta di calce	Mattoni pieni e malta di calce
τ_{0d}	1.48 N/mm ²	3.70 N/mm ²	3.70 N/mm ²	6.67 N/mm ²	6.67 N/mm ²
Sforzo normale in condizione sismica	2978972 kg	2281395 kg	1210519 kg	578515 kg	71258 kg
Area maschi murari	64.87 m ²	60.09 m ²	54.15 m ²	51.15 m ²	5.99 m ²
σ_{0i}	4.50 kg/cm ²	3.72 kg/cm ²	2.19 kg/cm ²	1.11 kg/cm ²	1.17 kg/cm ²
τ_{di}	2.58 kg/cm²	4.79 kg/cm²	4.37 kg/cm²	7.03 kg/cm²	7.04 kg/cm²

Tabella 4.2.5: determinazione della resistenza a taglio τ_{di} della muratura a ciascun piano dell'edificio

4.2.2 Determinazione della massa partecipante al modo di collasso

Per valutare la frazione di massa partecipante al moto dinamico e^* è necessario ipotizzare a priori un modo di collasso. Indicato con Φ il vettore che rappresenta lo spostamento dei diversi piani secondo la forma assunta come modo di collasso (adimensionalizzato al valore unitario in sommità dell'edificio), la frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso è data da:

$$e_i^* = \frac{\left(\sum_i m_i \cdot \phi_i\right)^2}{M \cdot \sum_i m_i \cdot \phi_i^2}$$

in cui (essendo le somme estese a tutti i piani dell'edificio): m_i è la massa del piano i -esimo; ϕ_i è lo spostamento orizzontale al piano i -esimo.

Nel caso in cui si possano assumere sostanzialmente costanti sia l'altezza di interpiano, sia la massa di piano, la formulazione può essere semplificata come segue:

$$e_i^* = \frac{\left(\sum_i \phi_i\right)^2}{N \cdot \sum_i \phi_i^2}$$

dove N è il numero totale di piani.

Nel caso in cui non venga definito con precisione il modo di collasso Φ , è possibile fare riferimento a due meccanismi di collasso ricorrenti nel caso dei palazzi. Per tutti i piani posti al di sopra del piano terra si ipotizza il “collasso per piano debole” attraverso la relazione :

$$e_i^* = \frac{N+1-k}{N}$$

dove N è il numero totale di piani k numero del piano in oggetto. Tale metodologia di collasso avviene quando un piano risulta decisamente più debole degli altri, per cui la costruzione non riesce a sfruttare le capacità dissipative e di spostamento degli altri piani, che restano in fase elastica. Questo meccanismo avviene anche in presenza di cordoli o altri elementi di irrigidimento nella parete muraria a livello degli orizzontamenti.

Per il piano terra invece si valuta sia il “collasso per piano debole”, con la formula vista in precedenza, sia il “collasso uniforme” di tipo uniforme, nel qual caso si utilizza la:

$$e^* = 0.75 + 0.25 \cdot N^{-0.75}$$

Si riportano nella tabella seguente i valori della massa partecipante per ciascun piano dell'edificio.

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: altana
Collasso uniforme	0.82	-	-	-	-
Piano debole	1	0.8	0.6	0.4	0.2

Tabella 4.2.6: determinazione della massa partecipante e^* a ciascun piano dell'edificio in funzione del modo di collasso

4.2.3 Determinazione della massa totale

La massa M da considerare per la valutazione dell'azione sismica di collasso è quella associata ai carichi gravitazionali in combinazione sismica secondo la seguente formulazione:

$$M = \frac{G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})}{g}$$

dove:

G_1 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 : valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_{ki} : valore caratteristico della i -esima azione variabile;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Direzioni sismiche	Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo	Livello 5: attana
Peso murature	493088 kg	943498 kg	541971 kg	435058 kg	56470 kg
Peso solai	204489 kg	127378 kg	90033 kg	72199 kg	14788 kg
Carico tot. di piano:	697577 kg	1070876 kg	632004 kg	507257 kg	71258 kg

Tabella 4.2.7: determinazione della resistenza a taglio τ_{di} della muratura a ciascun piano dell'edificio

La massa totale è quindi data da:

$$M = \frac{2978972 \text{ kg}}{g} = 303977 \text{ kN/m / s}^2$$

4.2.4 Definizione della domanda sismica

La valutazione della domanda sismica secondo quanto riportato al punto 5.4.2 delle Linee Guida ha richiesto la definizione:

- dell'accelerazione di riferimento del sito a_g ;
- del fattore amplificativo S .

Secondo quanto visto al paragrafo 1.6.1 i parametri per la definizione dello spettro di risposta allo stato limite di salvaguardia della vita nel caso di classe d'uso pari a **IV** sono i seguenti.

Stato limite	P_{VR}	T_R	a_g/g	F_o	T_c^*	S_s	C_c	T_B	T_c	T_D
SLV	10 %	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	0.153	0.458	2.384

Tabella 4.2.7: valore dei parametri da utilizzare nel caso di terreno di tipo C e di una classe d'uso pari a IV

Lo spettro normalizzato $C(T)$ è così definito dalla:

$$C(T) = \frac{S_e(T)}{a_g \cdot S}$$

Il periodo del primo modo di vibrare della struttura, secondo quanto specificato in caso di analisi statica lineare al punto 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008, può essere stimato in:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 21.5^{3/4} = 0.499$$

Essendo risultato $T_B \leq T_1 < T_C$, si è assunto:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right) = 6.08 \text{ m/s}^2$$

Quindi l'ordinata dello spettro normalizzato per il periodo del primo modo di vibrare della struttura è pari a:

$$C(T) = \frac{S_e(T)}{a_g \cdot S} = 2.236$$

Adottando una classe d'uso pari a **III** i parametri fondamentali dello spettro sono i seguenti:

Stato limite	P _{VR}	T _R	a _g /g	F ₀	T _C *	S _s	C _C	T _B	T _C	T _D
SLV	10 %	712	0.179	2.436	0.288	1.438	1.583	0.152	0.456	2.316

Tabella 4.2.7: valore dei parametri da utilizzare nel caso di terreno di tipo C e di una classe d'uso pari a III

In questo caso l'ordinata dello spettro normalizzato per il periodo del primo modo di vibrare è pari a:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right) = 5.60 \text{ m/s}^2$$

$$C(T) = \frac{S_e(T)}{a_g \cdot S} = 2.22$$

4.2.5 Determinazione dell'indice di sicurezza

Nelle tabelle seguenti vengono riportati tutti i parametri necessari per determinare l'accelerazione massima al suolo sostenibile ed il relativo indice di sicurezza sismica I_S , per ciascuna direzione principale, e per ognuno dei piani del fabbricato, nel caso si adotti un classe d'uso pari a **IV**.

Caratterizzazione sismica del sito	U.M.	
PGA adimensionalizzata: a _g /g	0.196	-
Fattore di sottosuolo: S	1.414	-
Parametri dell'edificio	U.M.	
Peso totale delle masse attivabili per sisma: P _{tot}	29223.71	kN
Massa totale attivabile per sisma: M	2978.97	KNs ² /m
Ordinata spettro di risposta elastico: S _e (T)	6.08	m/s ²
C(T)	2.236	-
Fattore di struttura: q	2.25	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano terra	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	34.32	30.55	m ²
Area resistente totale maschi murari	64.87	64.87	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.258	0.258	-
Frazione massa partecipante: e^*	1	1	-
F_{SLU}	5662	5036	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	1.912	1.701	m/s²
a_{SLU}/g	0.195	0.173	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	0.70	0.63	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano rialzato	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	32.71	27.38	m ²
Area resistente totale maschi murari	60.09	60.09	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.22	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	0.80	0.80	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.479	0.479	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.80	0.80	-
F_{SLU}	8214	6710	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	3.468	2.833	m/s²
a_{SLU}/g	0.354	0.289	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	1.28	1.04	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano primo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	29.48	24.67	m ²
Area resistente totale maschi murari	54.15	54.15	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.437	0.437	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.60	0.60	-
F_{SLU}	6602	5525	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	3.717	3.110	m/s²
a_{SLU}/g	0.379	0.317	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	1.37	1.14	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano secondo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	30.55	20.60	m ²
Area resistente totale maschi murari	51.15	51.15	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.703	0.703	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.40	0.40	-
F_{SLU}	10991	7411	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	9.282	6.259	m/s²
a_{SLU}/g	0.946	0.638	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	3.41	2.30	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano terzo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	2.97	3.02	m ²
Area resistente totale maschi murari	5.99	5.99	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	1.00	1.00	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.704	0.704	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.20	0.20	-
F_{SLU}	1339	1362	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	2.262	2.300	m/s²
a_{SLU}/g	0.231	0.234	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	0.83	0.85	-

L'accelerazione massima al suolo sostenibile ed il relativo indice di sicurezza sismica I_s , nel caso si adotti un classe d'uso pari a III, vengono riportate nelle tabelle seguenti

Caratterizzazione sismica del sito	U.M.
PGA adimensionalizzata: a_g/g	0.179
Fattore di sottosuolo: S	1.438

Parametri dell'edificio	U.M.
Peso totale delle masse attivabili per sisma: P_{tot}	29223.71
Massa totale attivabile per sisma: M	2978.97
Ordinata spettro di risposta elastico: $S_e(T)$	5.60
C(T)	2.22
Fattore di struttura: q	2.25

Calcolo indice di sicurezza per il piano terra	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	34.32	30.55	m ²
Area resistente totale maschi murari	64.87	64.87	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.253	0.253	-
Frazione massa partecipante: e^*	1	1	-
F_{SLU}	5662	5036	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	1.926	1.714	m/s²
a_{SLU}/g	0.196	0.175	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	0.76	0.68	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano rialzato	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	32.71	27.38	m ²
Area resistente totale maschi murari	60.09	60.09	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.22	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	0.80	0.80	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.479	0.479	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.80	0.80	-
F_{SLU}	8214	6710	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	3.493	2.854	m/s²
a_{SLU}/g	0.3566	0.291	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	1.38	1.13	-

Calcolo indice di sicurezza per il piano primo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	29.48	24.67	m ²
Area resistente totale maschi murari	54.15	54.15	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.437	0.437	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.60	0.60	-
F_{SLU}	6602	5525	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	3.744	3.133	m/s²
a_{SLU}/g	0.382	0.319	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	1.48	1.25	-
Calcolo indice di sicurezza per il piano secondo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	29.48	24.67	m ²
Area resistente totale maschi murari	54.15	54.15	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	0.80	0.80	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.703	0.703	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.40	0.40	-
F_{SLU}	10991	7411	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	9.348	6.304	m/s²
a_{SLU}/g	0.953	0.643	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	3.70	2.50	-
Calcolo indice di sicurezza per il piano terzo	Direzione X	Direzione Y	U.M.
Area resistente dei maschi murari nella direzione in esame: A_i	2.97	3.02	m ²
Area resistente totale maschi murari	5.99	5.99	m ²
Fattore di omogeneità di resistenza e rigidezza maschi: μ_{xi}	1.00	1.00	-
Coefficiente di irregolarità in pianta: β_{xi}	1.25	1.25	-
Coefficiente del tipo di rottura maschi murari: ξ_{xi}	1.00	1.00	-
Resistenza a taglio di calcolo maschi murari: τ_{di}	0.704	0.704	-
Frazione massa partecipante: e^*	0.60	0.20	-
F_{SLU}	1339	1362	kN
Accelerazione al suolo sostenibile: a_{SLU}	2.278	2.316	m/s²
a_{SLU}/g	0.232	0.236	-
Indice di sicurezza sismica: I_s	0.90	0.92	-

4.1.7 Considerazioni finali

La verifica svolta, seppure caratterizzata da elevate semplificazioni, permette di inquadrare anzitutto quali siano le risorse di massima del fabbricato nei confronti dell'azione sismica. Si può infatti concludere che:

- Il fabbricato, ad una stima semplificata, presenta una resistenza pari a circa il **65-70 %** dell'azione sismica di progetto prevista dal D.M. 14/01/2008 per una **classe d'uso** pari a **IV**, e si attesta intorno al **70-75 %** nel caso di **classe d'uso** pari a **III**.
- Come risultava chiaro anche dalla verifica di regolarità vista al paragrafo 4.1, la direzione più sfavorevole è la direzione Y, dove si ha il minor numero di pareti resistenti.
- Il collasso avverrà presumibilmente per piano debole, con superamento del taglio massimo a livello del piano terra. Questo risulta soprattutto influenzato dal fatto che l'intervento di consolidamento mediante

rete e betoncino è stato effettuato soltanto al piano rialzato e primo, mentre le murature del piano terra presentano ancora le caratteristiche meccaniche originali. Se da una parte l'intervento ha permesso di riparare le lesioni provocate dal sisma, createsi soprattutto nei piani dotati di maggiore snellezza, attualmente però la vulnerabilità del fabbricato è spostata a livello del piano terra, dove si hanno le sollecitazioni taglienti maggiori. Risulta quindi ovvio che un intervento di miglioramento dovrà anzitutto concentrarsi a questo livello.

- Ai piani superiori come si è detto l'intervento di rinforzo ha avuto i suoi effetti benefici, migliorando le caratteristiche della muratura nei piani dove la snellezza elevata aveva comportato i danni maggiori. Come si può osservare, allo stato attuale, i piani sono in grado di sopportare l'accelerazioni previste dalla normativa vigente.
- Il piano dell'altana si presenta come un elemento anomalo e di difficile caratterizzazione meccanica. Il modello semplificato non prevede infatti di cogliere la reale distribuzione delle azioni sismiche, soprattutto ad un livello dove si ha un cambio di sezione planimetrica piuttosto consistente e dove le murature sono quasi totalmente sorrette da travi in legno. Si ritiene pertanto che la verifica sismica sia poco significativa e che tale elemento debba essere considerato come un elemento secondario, il cui carico sismico viene sorretto dalle murature sottostanti.

4.4 Vulnerabilità non rilevabili ed elementi non strutturali sismicamente rilevanti

Durante il processo di verifica del fabbricato Le vulnerabilità non quantificabili del fabbricato, che a causa delle difficoltà incontrate nella stima delle caratteristiche di resistenza

Anzitutto si deve osservare che a proposito delle volte, a causa della scarsa conoscenza ottenuta a livello di dettaglio costruttivo, le formulazioni sulla verifica statica e sismica di tali strutture vengono demandate ad una fase successiva. Da quanto si è potuto ricavare dalle fonti archivistiche, nel corso degli anni non sono stati effettuati significativi interventi di consolidamento su queste strutture. Allo stesso modo si è deciso di non eseguire saggi per determinare le caratteristiche costruttive, in quanto una campagna di indagine significativa ed efficace avrebbe comportato un numero di saggi piuttosto elevato, non giustificato dal buono stato di conservazione in cui si trovano le strutture voltate del primo orizzontamento. Si ritiene quindi opportuno, rimandare tale verifica ad un momento successivo, facendo coincidere questa operazione con una eventuale fase di intervento strutturale ed architettonico complessivo a livello del piano rialzato.

Per quanto riguarda le strutture dei controsoffitti incannucciati si è potuto riscontrare che questi sono stati rinforzati e correttamente ancorati alle travi in legno a seguito dell'intervento di miglioramento avvenuto nel 1983. Non si sono comunque effettuate particolari verifiche in grado di confermare le reali condizioni di sicurezza di queste strutture, anche se non si è in presenza di alcun segno di degrado.

Per quanto riguarda le strutture di copertura si può confermare che in generale queste si trovano in un buono stato di conservazione. L'unica osservazione può essere fatta in merito ai correntini del piano di sottotetto, i quali risultano occultati dal controsoffitto coibentante intonacato. Si deve comunque osservare che la buona qualità delle parti a vista permette di formulare un giudizio globale positivo.

5 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA:

VERIFICA DI LIVELLO LV2 – MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

5.1 Introduzione alle verifiche di livello LV2 – Analisi per macroelementi

I danni rilevati sulle strutture murarie dopo gli eventi sismici mostrano che il sisma tende a selezionare le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli: l'analisi dell'organizzazione strutturale attuale consente così di prevedere i possibili danni o collassi futuri. A differenza di quanto avviene negli edifici con strutture a telaio, la carenza o la mancanza di connessione tra gli elementi strutturali delle costruzioni in muratura realizzate in assenza di norme specifiche permettono il verificarsi di collassi parziali; in generale il crollo della struttura muraria avviene per perdita dell'equilibrio di porzioni di essa. Per questo motivo, la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura esistenti va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche considerando i possibili meccanismi locali di collasso. Questo approccio richiede una osservazione accurata delle caratteristiche costruttive degli edifici da analizzare, per procedere ad una affidabile modellazione strutturale.

Spesso gli edifici storici hanno subito trasformazioni successive nel tempo tali da rendere incerta ed inadeguata una analisi condotta in termini di risposta globale. In tali edifici è necessario ricercare la presenza degli elementi caratteristici di vulnerabilità legati: alla qualità della connessione tra le pareti murarie e gli orizzontamenti; alla qualità e alla tessitura muraria; alle interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti. È così possibile ipotizzare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, i meccanismi locali ritenuti significativi. La presenza di quadri fessurativi e di dissesti prodotti dai terremoti passati fornisce una efficace indicazione per una corretta previsione degli incipienti meccanismi di collasso.

Individuati tali meccanismi, occorre poi definire uno o più modelli di analisi per valutare l'entità dell'azione sismica che ne determina l'attivazione provocando il collasso della costruzione. L'analisi è rivolta alla quantificazione del coefficiente sismico λ , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinematismo in questione.

A tal fine è possibile considerare le strutture murarie come costituite da corpi rigidi, i "macroelementi" coinvolti nei cinematismi; la valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta trascurando la resistenza a trazione della muratura. I valori dei moltiplicatori di collasso ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio analizzato, consentono di individuare

quello che determina la crisi della struttura, corrispondente al moltiplicatore minore, e l'entità dell'azione sismica che lo attiva; consentono anche di segnalare altre potenziali situazioni di pericolo dovute a possibili meccanismi associati ai più bassi valori del moltiplicatore λ .

Si osserva tuttavia che le verifiche sugli edifici in muratura eseguite attraverso l'analisi limite dell'equilibrio hanno significato solo se è garantita una adeguata monoliticità delle pareti murarie, tale da impedire collassi localizzati per disgregazione della muratura.

5.2 Analisi cinematica lineare

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono qui sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura. Come già detto, si considera nulla la resistenza a trazione della muratura; in genere si considera infinita la resistenza a compressione della stessa. I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo viene valutato il moltiplicatore orizzontale dei carichi λ che comporta la sua attivazione.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche.

Il moltiplicatore λ si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un atto di moto virtuale, al lavoro di eventuali forze interne:

$$\lambda \cdot \left[\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ix} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{jx} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{iy} + \sum_{h=1}^o F_h \cdot \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata al blocco;

- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- δ_x è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_x è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_y è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , positivo se verso l'alto;
- F_h è il valore assoluto della generica forza esterna applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell' h -esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- F_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze sono calcolati tenendo conto della geometria della struttura, assegnando una rotazione virtuale al generico blocco.

La relazione precedente si trasforma spesso in una equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante. Pertanto, ove non strettamente necessario, si omette il calcolo degli spostamenti virtuali e si scrivono direttamente le espressioni dei due momenti.

5.3 Meccanismi di ribaltamento composto di cuneo diagonale: verifica delle facciate

I meccanismi di ribaltamento composto si manifestano attraverso la rotazione rigida delle pareti investite dall'azione sismica attorno a cerniere cilindriche orizzontali ed il trascinamento di porzioni di muratura appartenenti alle pareti di controvento. L'attivazione di cinematismi di questo tipo richiede la presenza di un buon ammorsamento delle pareti ortogonali coinvolte, garantito da cantonali correttamente eseguiti, con assenza di connessioni efficaci in testa al macroelemento ribaltante, come per il caso di ribaltamento semplice. Il meccanismo è favorito poi, oltre che dalla presenza di coperture spingenti, anche dalla scadente fattura delle pareti di controvento.

La qualità della muratura costituente le pareti ortogonali alla facciata condiziona la definizione delle dimensioni del cuneo di distacco e quindi anche l'entità del coefficiente sismico λ associato al cinematismo; λ aumenta all'aumentare della porzione di muratura coinvolta nel ribaltamento.

Come per gli altri meccanismi esaminati occorre quindi innanzitutto definire una attendibile geometria dei macroelementi interessati dal cinematismo e lo schema di calcolo al quale fare riferimento. Anche in questo caso, la presenza di un quadro fessurativo prodotto da precedenti terremoti e caratterizzato da lesioni diagonali nella parete facilita l'individuazione dei macroelementi, ed è necessario solo il rilievo della loro geometria. Quando invece l'edificio da esaminare è ancora integro è necessario verificare la possibilità

dell'attivazione di un meccanismo di ribaltamento composto di una parte di esso sulla base delle condizioni di vincolo; solo successivamente si può definire la geometria dei corpi coinvolti tenendo conto delle caratteristiche dell'edificio. In particolare, la definizione del cuneo di distacco è fortemente influenzata, oltre che dalla qualità della muratura costituente la parete di controvento, anche dalla presenza di aperture in prossimità del nodo in cui confluiscono le murature ortogonali. Quanto peggiore è la qualità muraria tanto minore risulta, generalmente, l'angolo formato dalla diagonale del cuneo trascinato nel ribaltamento con la verticale: al limite, la porzione di parete di controvento trascinata nel cinematisimo si annulla ed il ribaltamento interessa la sola parete di facciata. Eventuali aperture in prossimità dei muri ortogonali, con connessione a martello o ad angolo, sono elementi di debolezza che vengono coinvolti nella lesione di distacco. Come nel caso di ribaltamento semplice bisogna poi considerare la possibilità che nel meccanismo siano compromessi diversi livelli di un edificio, in relazione all'assenza di efficaci vincoli di connessione tra la parete investita dal sisma ed i diversi solai intermedi.

5.3.1 Definizione della domanda sismica

La valutazione della domanda sismica per l'analisi cinematica ha richiesto la definizione dei seguenti parametri:

- dell'accelerazione di riferimento del sito a_g ;
- del fattore amplificativo S .
- dello spettro elastico SLV adimensionale $S_e(T_1)/a_g$

Secondo quanto visto al paragrafo 1.6.1 i parametri per la definizione dello spettro di risposta allo stato limite di salvaguardia della vita nel caso di classe d'uso pari a **IV** sono i seguenti.

Stato limite	P_{VR}	T_R	a_g/g	F_0	T_c^*	S_s	C_c	T_B	T_c	T_D
SLV	10 %	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	0.153	0.458	2.384

Tabella 5.3.1: valore dei parametri da utilizzare nel caso di terreno di tipo C e di una classe d'uso pari a IV

Il periodo del primo modo di vibrare della struttura, secondo quanto specificato in caso di analisi statica lineare al punto 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008, può essere stimato in:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 17.25^{3/4} = 0.423$$

Essendo risultato $T_B \leq T_1 < T_c$, si è assunto:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 6.62 \text{ m/s}^2$$

Quindi l'ordinata dello spettro normalizzato per il periodo del primo modo di vibrare della struttura è pari a:

$$C(T) = \frac{S_e(T)}{a_g \cdot S} = 2.435$$

5.3.2 Determinazione dello sforzo ultimo degli incatenamenti

Nel caso di inserimento di catene o collegamento delle travi dei solai alle pareti con funzioni di incatenamento, è necessario verificare:

- l'area resistente della catena tenendo conto anche delle tensioni indotte dalle variazioni termiche;
- a punzonamento la muratura;

La resistenza offerta dal sistema di ancoraggio sarà quella minima fornita dalle varie verifiche.

VERIFICA DEL TIRANTE

La verifica dell'area resistente dei tiranti può essere condotta valutando la massima trazione che può essere fornita tramite la relazione:

$$T = f_y \cdot \frac{A}{\gamma_m}$$

dove:

- f_y è la tensione di snervamento del tirante o delle armature del cordolo;
- A è la sezione del tirante o area complessiva delle armature longitudinali del cordolo;
- γ_m il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale (1,05).

Nel caso in esame i solai sono stati ancorati alle murature mediante due tipi di ancoraggio differente:

- a) Piatti in acciaio di sezione 45×12 cm, successivamente ancorate alle murature esterne mediante piastre lavorate in ferro delle dimensioni di $130 \times 130 \times 35$ mm
- b) Quattro barre filettate in acciaio $\varnothing 16$ saldate alle putrelle in acciaio e ancorate esternamente alle murature mediante piastre lavorate in ferro delle dimensioni di $130 \times 130 \times 35$ mm e relativo bullone autobloccante.

Sulla base delle considerazioni fatte e delle proprietà dei materiali viste al capitolo 2 si ha quindi che:

$$T_{\max} = A \cdot \frac{f_y}{FC \cdot \gamma_m} = 5,4 \cdot \frac{2350}{1,35 \cdot 1,05} = 8952 \text{ kg} \quad \text{per i piatti in acciaio}$$

$$T_{\max} = A \cdot \frac{f_y}{FC \cdot \gamma_m} = 6,15 \cdot \frac{2350}{1,35 \cdot 1,05} = 10195 \text{ kg} \quad \text{per l'ancoraggio con barre filettate}$$

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLE MURATURE

Le murature nella zona di ancoraggio saranno verificate principalmente nei confronti del punzonamento, considerando il meccanismo di estrazione di un concio individuato da un perimetro posto a distanza $t/2$ dall'elemento di collegamento, che resiste grazie alla tensione tangenziale scambiata con la muratura circostante. Sulle facce orizzontali si considererà la tensione tangenziale limite τ_u , sulle facce laterali la tensione τ_k . A favore di sicurezza si potrà trascurare il contributo delle facce laterali. Nel caso di muratura a blocchi quadrati è appropriato considerare un meccanismo di scorrimento dei blocchi direttamente caricati rispetto a quelli adiacenti, utilizzando come resistenza allo scorrimento quella a taglio dei letti di malta.

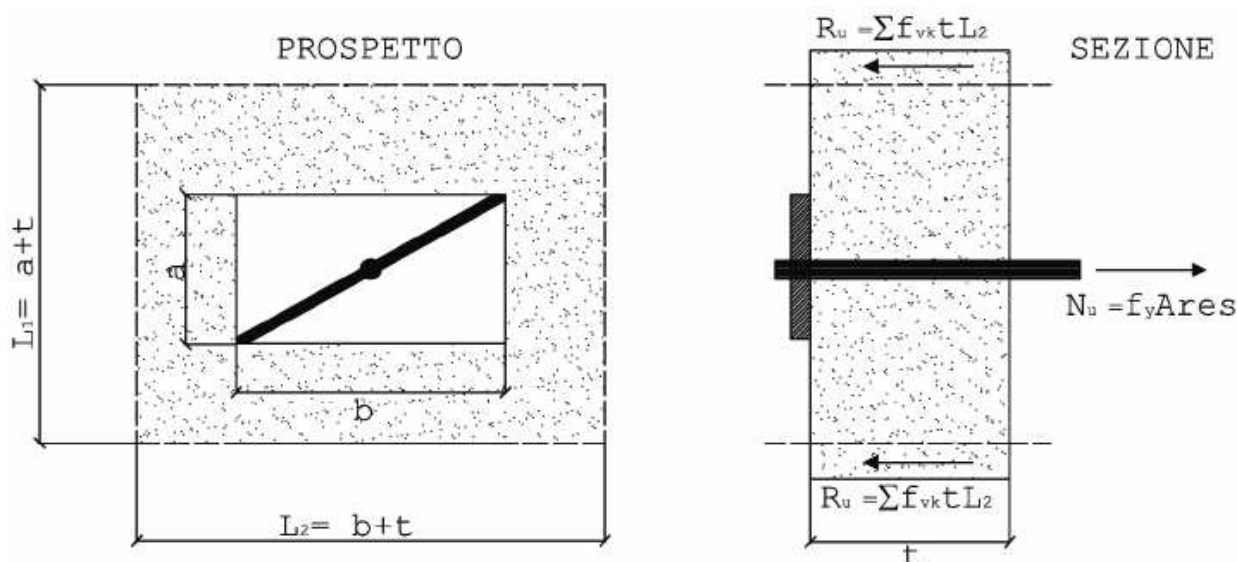


Figura 5.3.1: Schema di calcolo per il punzonamento della piastra

Nel caso in esame gli incatenamenti sono stati vincolati con piastre delle dimensioni di $130 \times 130 \times 35$ mm, le quali possono trasmettere, considerando il valore di resistenza a taglio della muratura non consolidata, uno sforzo massimo pari a:

$$T_{\max} = 2 \cdot L_2 \cdot t \cdot \frac{f_{vk}}{FC \cdot \gamma_m} = 2 \cdot (13.5 + 50) \cdot 60 \cdot \frac{0.2}{1.18 \cdot 2} = 640 \text{ kg}$$

5.3.3 Modalità di verifica

L'analisi dei cinematismi viene eseguita attraverso il software PCM-ESP, prodotto dalla "AEDES – Software per l'ingegneria civile", via F. Aporti 32 – 56028 San Miniato (PI). Le modalità seguite per l'inserimento dei dati all'interno del programma sono state:

- La geometria del cinematismo viene determinata sulla base del rilievo eseguito. In particolare per lo spessore delle murature viene assunto un valore medio, al netto dell'intonaco, mentre per l'inserimento delle dimensioni dei maschi murari si rimanda a quanto indicato nel capitolo precedente.
- Lo sforzo normale agente sulla parete ai vari livelli viene determinato sulla base dei carichi specificati nei capitoli precedenti, sulla base dell'orditura e dell'area di influenza relativa. In particolare quando in caso di solaio con orditura parallela al paramento murario è stato considerato comunque un carico dovuto all'effetto aderenza, ipotizzando una striscia di 50 cm di carico agente.
- Le eccentricità inserite corrispondono ad un terzo dello spessore del solaio.
- Per quanto riguarda invece i cunei trasversali, si adottato un angolo di inclinazione θ pari a 30° , in considerazione degli efficaci interventi di consolidamento effettuati (tiranti Dywidag e intonaco armato), mentre lo spessore equivalente viene determinato come somma dello spessore dei vari muri trasversali che irrigidiscono la parete. In caso di aperture in prossimità della parete o di scarso ammorsamento le pareti in questione non sono state computate nello spessore totale dell'irrigidimento.

5.3.4 Verifica di ribaltamento – Parete Lato Sud

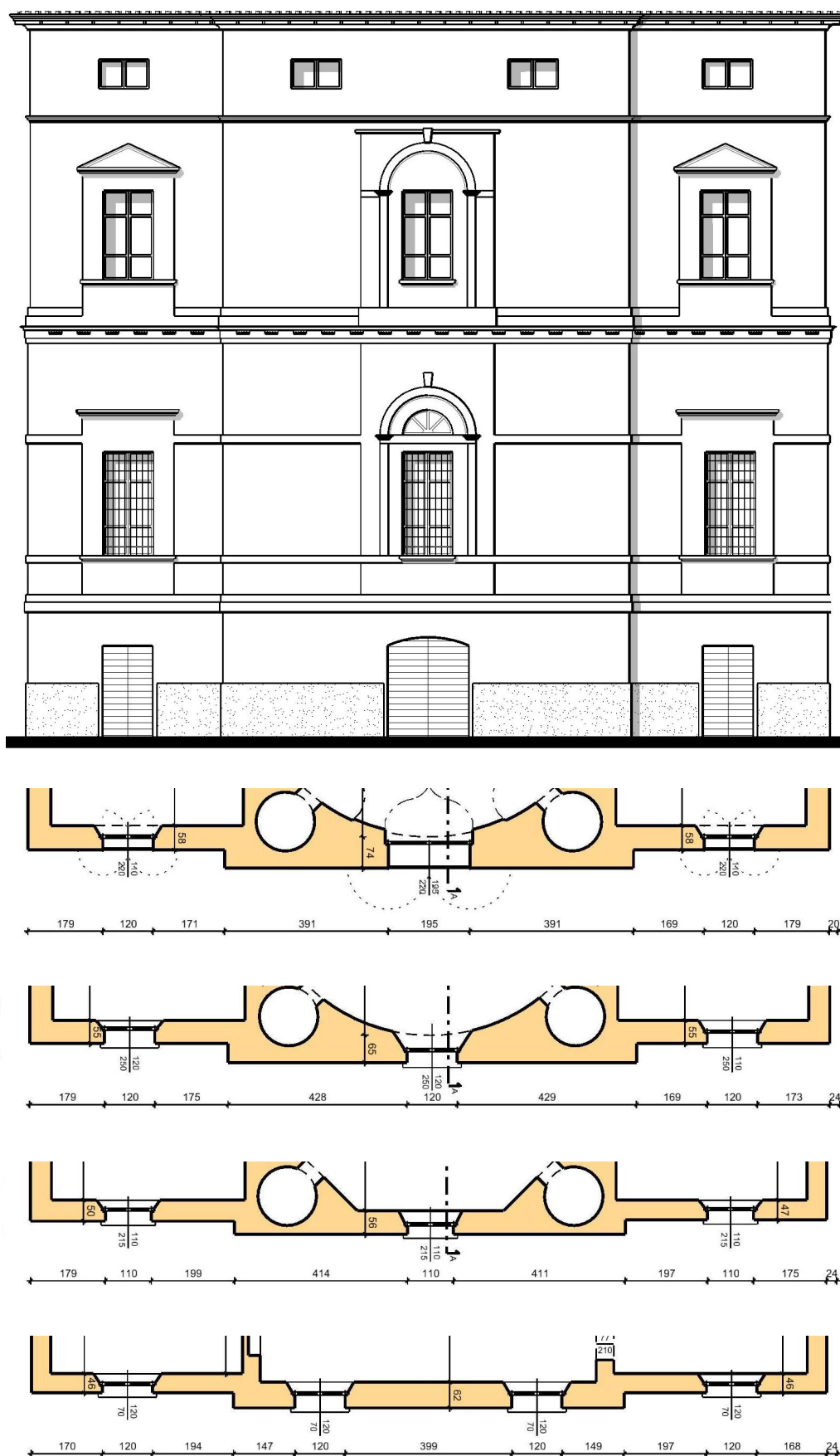
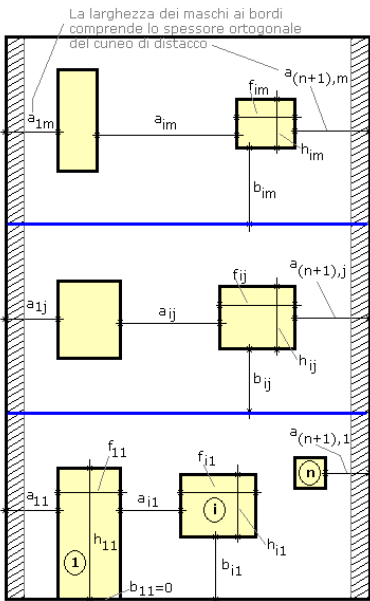


Figura 5.3.2: dati geometrici per la verifica a ribaltamento della parete del lato Sud

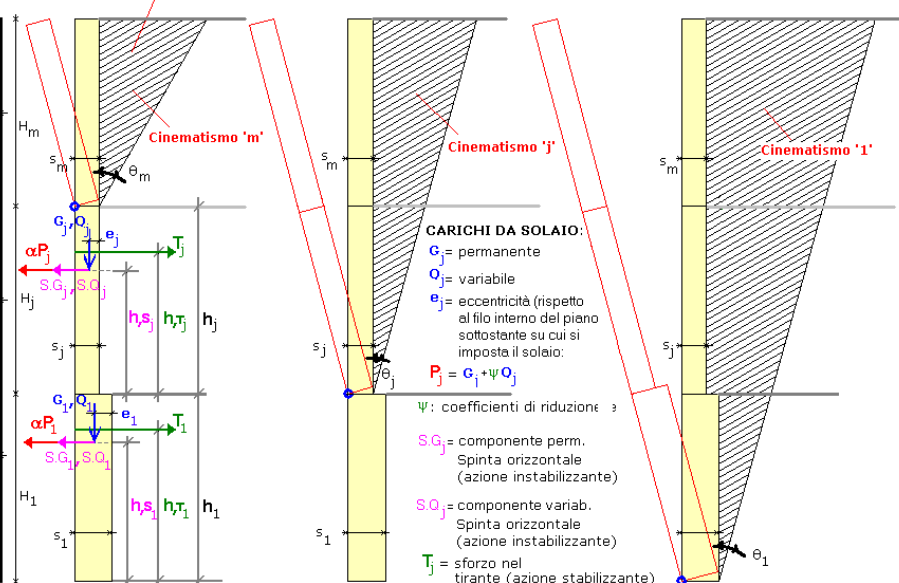
Cinematismo fuori piano di parete a N piani con aperture.
In figura: N=3. Numero max di aperture per piano: 4



Dati variabili per ogni piano sono i seguenti: spessore; altezza; numero (<=4) e posizione delle aperture; peso specifico della muratura; carichi e forze stabilizzanti da solaio; e per cinematismi composti (con cuneo di distacco): spessore equivalente del cuneo (=somma degli spessori dei cunei ortogonali considerati: normalmente 2, come in figura); angolo di definizione del cuneo di distacco.

La posizione della cerniera (polo di rotazione) può essere arretrata rispetto allo spigolo esterno qualora nel calcolo si tenga conto della resistenza a compressione

Il cinematismo "composto" considera il cuneo di distacco collaborante con la parete in ribaltamento. Il cuneo viene definito dall'angolo $\theta > 0$. Se $\theta = 0$, il ribaltamento fuori piano è definito "semplice" (non vi sono muri trasversali collaboranti).



Il ribaltamento fuori piano di una parete di N piani genera N possibili cinematismi.

Per un dato piano, il corrispondente cinematismo viene definito dalla rotazione (attorno allo spigolo di base esterno) della porzione muraria sovrastante alla base del piano considerato.

LEGENDA DEI PARAMETRI: le aperture sono numerate da sinistra a destra (1,...,i,...,n, n<=4); i maschi che ne risultano definiti sono numeri analogamente (1,...,j,...,n+1). i piani sono numerati dal basso verso l'alto (1,...,j,...,m).

a_{1,j} = larghezza del maschio i del piano j; f_{1,j} = larghezza dell'apertura i del piano j; h_{1,j} = altezza dell'apertura i del piano j; b_{1,j} = distanza dalla base del piano, dell'apertura i del piano j; s_{1,j} = spessore del piano j; H_{p,j} = altezza di interpiano del piano j; s_{c,j} = spessore del cuneo del piano j; $\theta_{1,j}$ = angolo di distacco del cinematismo del piano j.

CARICHI DA SOLAIO:

G_j = permanente

Q_j = variabile

e_j = eccentricità (rispetto al filo interno del piano sottostante su cui si imposta il solaio):

$P_j = G_j + \psi Q_j$

ψ : coefficienti di riduzione

SG_j = componente perm.

Spinta orizzontale

(azione instabilizzante)

SQ_j = componente variab.

Spinta orizzontale

(azione instabilizzante)

T_j = sforzo nel tirante

(azione stabilizzante)

Dimensione			Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo
Spessore	s ₁	cm	65	60	55	50
Altezza di piano	H _{p,1}	cm	325	660	440	300
Larghezza maschio 1	a _{1,1}	cm	180	180	185	170
Larghezza maschio 2	a _{2,1}	cm	560	597.5	607.5	547.5
Larghezza maschio 3	a _{3,1}	cm	560	597.5	607.5	547.5
Larghezza maschio 4	a _{4,1}	cm	180	180	185	170
Apertura 1: larghezza	f _{1,1}	cm	120	120	110	120
Apertura 1: altezza	h _{1,1}	cm	240	250	215	70
Apertura 1: distanza	b _{1,1}	cm	0	110	110	110
Apertura 2: larghezza	f _{2,1}	cm	195	120	110	120
Apertura 2: altezza	h _{2,1}	cm	240	250	215	70
Apertura 2: distanza	b _{2,1}	cm	0	110	110	110
Apertura 3: larghezza	f _{3,1}	cm	120	120	110	120
Apertura 3: altezza	h _{3,1}	cm	240	250	215	70
Apertura 3: distanza	b _{3,1}	cm	0	110	110	110
Apertura 4: larghezza	f _{4,1}	cm	-	-	-	120
Apertura 4: altezza	h _{4,1}	cm	-	-	-	70
Apertura 4: distanza	b _{4,1}	cm	-	-	-	110
Carico Permanente	G ₁	kg	11680	14620	11940	9195
Carico Variabile	Q ₁	kg	10305	13290	10380	7355
Coeff. di combinazione ψ_2 per Q1:	$\psi_{2,1}$	-	0.3	0.3	0.3	0
Eccentricità carico	e ₁	cm	0	20	18.3	16.7
Spinta Permanente	SG ₁	kg	13490	0	0	0
Spinta Variabile	SQ ₁	kg	11900	0	0	0
Quota carico da solaio	hS ₁	cm	220	660	440	300
Sforzo nel tirante	T ₁	kg	0	3840	3840	0
Quota del tirante	hT ₁	cm	0	660	440	0
Peso specifico muratura	p.s. ₁	Kg/m ³	1900	1900	1900	1800
Spessore equivalente cuneo	s.c. ₁	cm	185	190	180	170
Angolo di distacco del cuneo	$\theta_{1,1}$	°	30	30	30	30

RISULTATI:

Altezza della parete **H_{tot}** (cm) = $\Sigma H_{i,1}$ = **1725**

Larghezza della parete **L** (cm) = $\Sigma a_{i,1} + f_{j,1}$ = **1915**

Coefficiente di partecipazione modale **γ** = In input, o: $H_{tot} * \Sigma(W_{i,1} h_{i,1}) / \Sigma(W_{i,1} h_{i,1}^2)$, $h_{i,1}$ =altezza da fondazioni = **1.618**

Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = In input, oppure: $0.050 * H_{i,1}^{3/4}$ = **0.423**

Fattore di Confidenza **FC** = f(LC), §C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2 = **1.20**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = da dati sui Parametri Sismici = **100**

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = da dati sui Parametri Sismici = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = $-V_{R,1} / (1 - \ln(1 - PVR))$ = **949**

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (*g) = f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica = **0.196**

Carico di piano da solaio **P_{1,1}** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,1} * Q_{1,1}$ = **14772**

Peso proprio di piano **W_{1,1}** (kg) = $W_{1,1}$ = **63970**

Peso del cuneo fino al piano **PC_{1,1}** (kg) = $PC_{1,1}$ = **293058**

Peso totale fino al piano **W_{tot,1}** (kg) = $W_{tot,1}$ = **677799**

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C1** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,1} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2$ = **17.7**

Momento Stabilizzante **M_{S,1}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **1224169.00**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,1}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **6628582.00**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,1}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **37525.40**

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,1}$** (o: **$\lambda_{1,1}$**) = $(M_{S,1} - M_{R2,1}) / M_{R1,1}$ = **0.179**

Massa partecipante **M^{*},1** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=1,4) W_{i,1} z_{Gi} + P_{i,1} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=1,4) W_{i,1} z_{Gi}^2 + P_{i,1} h_{Si}^2))$ = **63415**

Peso totale **P_{tot,1}** (kg) = $\Sigma(i=1,4) W_{i,1} + P_{i,1}$ = **677799**

Frazione di massa partecipante **e^{*},1** = $g M^{*,1} / P_{tot,1}$ = **0.918**

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a_{0*,1}** (*g) = $\alpha_{0,1} g / (e^{*,1} FC)$ = **0.163**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a^{*},1Rig** (*g) = $\gamma_I PGA_{DLV} S / q$, con $q=2$ = **0.139**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a^{*},1Def** (*g) = $\gamma_I Se(T) (Z_b / H_{f1}) \gamma / q$, con $q=2$ = **0.000**

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a^{*},1** (*g) = $\max(a^{*,1Rig}; a^{*,1Def})$ = **0.139**

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,1** (*g) = $PGA_{CLV} t.c. a_{0*,1} = a^{*,1}$ = **0.243**

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,1** (anni) = TR_{CLV} corrispondente a PGA_{CLV} = **1969**

Probabilità PVR corrispondente a $TR_{CLV,1}$ **PVR,CLV,1** (%) = PVR_{CLV} corrispondente a TR_{CLV} = **4.952**

Indicatore di Rischio Sismico IRS_{PGA,1} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = **1.240**

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,1}** = TR_{CLV} / TR_{DLV} = **2.075**

Carico di piano da solaio **P_{2,2}** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,2} * Q_{1,1}$ = **18607**

Peso proprio di piano **W_{2,2}** (kg) = $W_{2,2}$ = **133825**

Peso del cuneo fino al piano **PC_{2,2}** (kg) = $PC_{2,2}$ = **189770**

Peso totale fino al piano **W_{tot,2}** (kg) = $W_{tot,2}$ = **495769**

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C2** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,2} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2$ = **12.9**

Momento Stabilizzante **M_{S,2}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **703864.30**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,2}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **3923714.00**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,2}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **0.00**

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,2}$** (o: **$\lambda_{2,2}$**) = $(M_{S,2} - M_{R2,2}) / M_{R1,2}$ = **0.179**

Massa partecipante **M^{*},2** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=2,4) W_{i,2} z_{Gi} + P_{i,2} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=2,4) W_{i,2} z_{Gi}^2 + P_{i,2} h_{Si}^2))$ = **47510**

Peso totale **P_{tot,2}** (kg) = $\Sigma(i=2,4) W_{i,2} + P_{i,2}$ = **495769**

Frazione di massa partecipante **e^{*},2** = $g M^{*,2} / P_{tot,2}$ = **0.940**

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,2** (* g) = $\alpha,0,2 \text{ g} / (e^*,2 \text{ FC}) = \mathbf{0.159}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,2Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,2Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) } (Zb / H, f2) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.103}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,2** (* g) = $\max(a^*,2Rig ; a^*,2Def) = \mathbf{0.139}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,2** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,2 = a^*,2 = \mathbf{0.235}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,2** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{1780}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,2 **PVR,CLV,2** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{5.464}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,2}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{1.199}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,2}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{1.875}$

Carico di piano da solaio **P,3** (kg) = $G,3 + \psi 2,3 * Q,3 = \mathbf{15054}$

Peso proprio di piano **W,3** (kg) = $W,3 = \mathbf{80637}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,3** (kg) = $PC,3 = \mathbf{50843}$

Peso totale fino al piano **Wtot,3** (kg) = $Wtot,3 = \mathbf{204410}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C3** (cm) = $k(\text{Polo}) * Wtot,3 / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{5.3}$

Momento Stabilizzante **M_{S,3}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **147462.70**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,3}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{846482.50}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,3}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,3$** (o: **$\lambda,3$**) = $(M_{S,3} - M_{R2,3}) / M_{R1,3} = \mathbf{0.174}$

Massa partecipante **M*,3** (kg s^2/m) = $(\sum(i=3,4) W_i z, Gi + P_i h, Si)^2 / (g (\sum(i=3,4) W_i z, Gi^2 + P_i h, Si^2)) = \mathbf{21070}$

Peso sismico totale **Ptot,3** (kg) = $\sum(i=3,4) W_i + P_i = \mathbf{204410}$

Frazione di massa partecipante **e*,3** = $g M^*,3 / Ptot,3 = \mathbf{1.011}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,3** (* g) = $\alpha,0,3 \text{ g} / (e^*,3 \text{ FC}) = \mathbf{0.144}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,3Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,3Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) } (Zb / H, f3) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.312}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,3** (* g) = $\max(a^*,3Rig ; a^*,3Def) = \mathbf{0.312}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,3** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,3 = a^*,3 = \mathbf{0.085}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,3** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{99}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,3 **PVR,CLV,3** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{63.543}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,3}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{0.434}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,3}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{0.104}$

Carico di piano da solaio **P,4** (kg) = $G,4 + \psi 2,4 * Q,4 = \mathbf{9195}$

Peso proprio di piano **W,4** (kg) = $W,4 = \mathbf{48681}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,4** (kg) = $PC,4 = \mathbf{7950}$

Peso totale fino al piano **Wtot,4** (kg) = $Wtot,4 = \mathbf{65826}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C4** (cm) = $k(\text{Polo}) * Wtot,4 / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{1.7}$

Momento Stabilizzante **M_{S,4}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **22665.89**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,4}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{116657.90}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,4}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,4$** (o: **$\lambda,4$**) = $(M_{S,4} - M_{R2,4}) / M_{R1,4} = \mathbf{0.194}$

Massa partecipante **M*,4** (kg s^2 / m) = $(W,4 z, G4 + P,4 h, S4)^2 / (g (W,4 z, G4^2 + P,4 h, S4^2)) = \mathbf{9788}$

Peso sismico totale **Ptot,4** (kg) = $W,4 + P,4 = \mathbf{65826}$

Frazione di massa partecipante **e*,4** = $g M^*,4 / Ptot,4 = \mathbf{1.458}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **$a_{0,4}^*$** (g) = $\alpha_{0,4} g / (e^*, 4 \text{ FC}) = \mathbf{0.111}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a_{4Rig}^*** (g) = $\gamma_I \text{ PGA}_{DLV} S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a_{4Def}^*** (g) = $\gamma_I \text{ Se}(T) (Z_b / H, f_4) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.451}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a_{4}^*** (g) = $\max(a_{4Rig}^*; a_{4Def}^*) = \mathbf{0.451}$

Capacità in termini di PGA per SLV **$\text{PGA}_{CLV,4}$** (g) = PGA_{CLV} t.c. $a_{0,4}^* = a_{4}^* = \mathbf{0.050}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **$\text{TR}_{CLV,4}$** (anni) = TR,CLV corrispondente a $\text{PGA}_{CLV} = \mathbf{30}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,4 **$\text{PVR}_{CLV,4}$** (%) = PVR,CLV corrispondente a TR,CLV = **96.433**

Indicatore di Rischio Sismico **$\text{IRS}_{\text{PGA},4}$** = $\text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} = \mathbf{0.255}$

Indicatore di Rischio Sismico **$\text{IRS}_{\text{TR},4}$** = $\text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} = \mathbf{0.001}$

5.3.5 Verifica di ribaltamento – Parete Lato Est

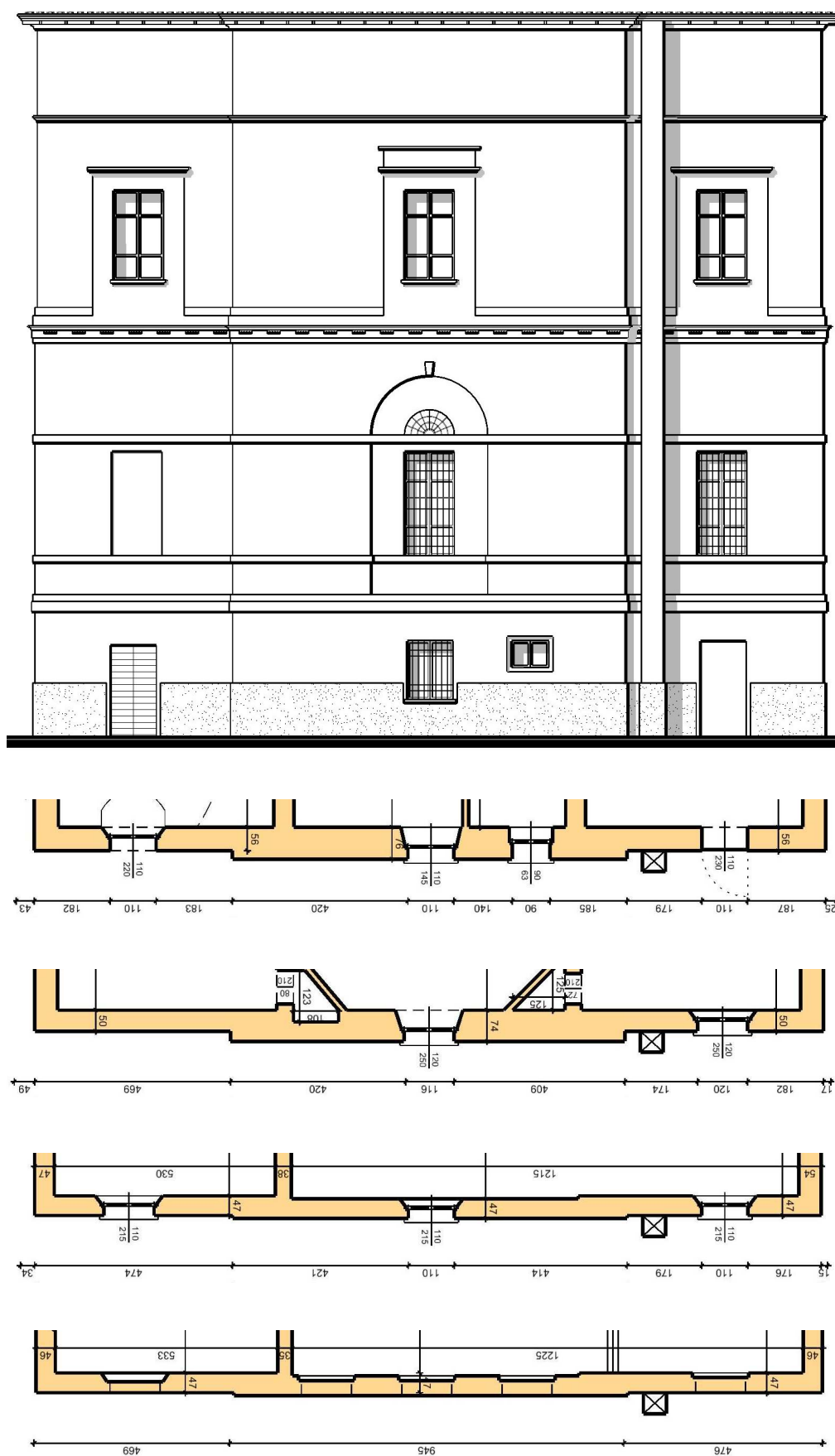
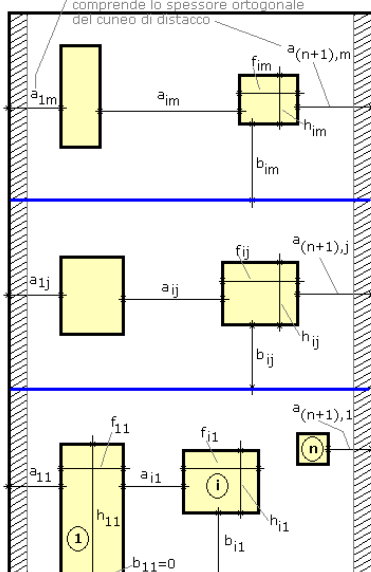


Figura 5.3.3: dati geometrici per la verifica a ribaltamento della parete del lato Est

Cinematismo fuori piano di parete a N piani con aperture.
In figura: N=3. Numero max di aperture per piano: 4

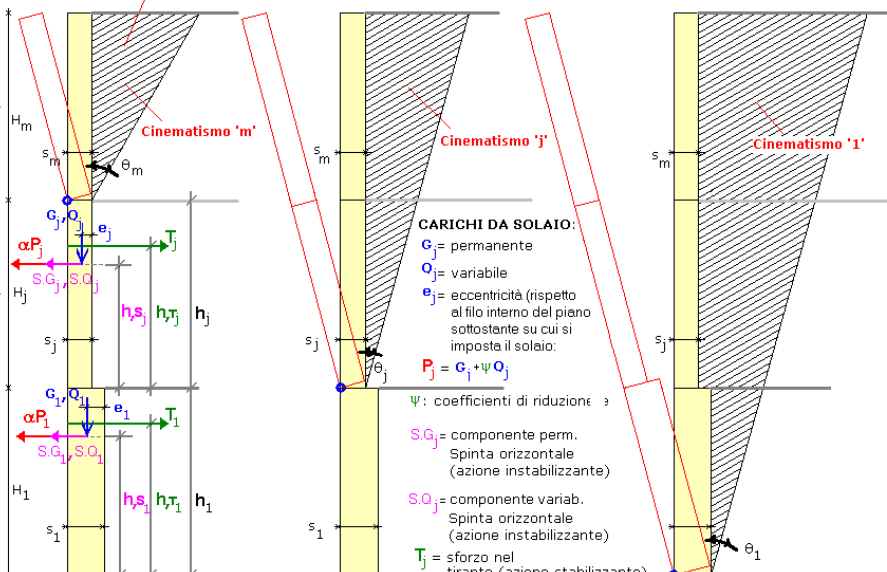
La larghezza dei maschi ai bordi
comprende lo spessore ortogonale
del cuneo di distacco



Dati variabili per ogni piano sono i seguenti: spessore; altezza; numero (<=4) e posizione delle aperture; peso specifico della muratura; carichi e forze stabilizzanti da solaio; e per cinematismi composti (con cuneo di distacco): spessore equivalente del cuneo (=somma degli spessori dei cunei ortogonali considerati: normalmente 2, come in figura); angolo di definizione del cuneo di distacco.

La posizione della cerniera (polo di rotazione) può essere arretrata rispetto allo spigolo esterno qualora nel calcolo si tenga conto della resistenza a compressione

Il cinematismo "composto" considera il cuneo di distacco collaborante con la parete in ribaltamento. Il cuneo viene definito dall'angolo $\theta > 0$. Se $\theta = 0$, il ribaltamento fuori piano è definito "semplice" (non vi sono muri trasversali collaboranti).



CARICHI DA SOLAIO:

G_j = permanente

Q_j = variabile

e_j = eccentricità (rispetto al filo interno del piano sottostante su cui si imposta il solaio)

$P_j = G_j + \psi Q_j$

ψ : coefficienti di riduzione

SG_j = componente perm.

Spinta orizzontale

(azione instabilizzante)

SQ_j = componente variab.

Spinta orizzontale

(azione instabilizzante)

T_j = sforzo nel

tirante (azione stabilizzante)

Il ribaltamento fuori piano di una parete di N piani genera N possibili cinematismi.

Per un dato piano, il corrispondente cinematismo viene definito dalla rotazione (attorno allo spigolo di base esterno) della porzione muraria sovrastante alla base del piano considerato.

LEGENDA DEI PARAMETRI: le aperture sono numerate da sinistra a destra (1,...,i,...,n, n<=4); i maschi che ne risultano definiti sono numeri analogamente (1,...,j,...,n+1). i piani sono numerati dal basso verso l'alto (1,...,j,...,m).

a_{ij} = larghezza del maschio i del piano j; f_{ij} = larghezza dell'apertura i del piano j;

h_{ij} = altezza dell'apertura i del piano j; b_{ij} = distanza dalla base del piano, dell'apertura i del piano j;

s_j = spessore del piano j; $H_{p,j}$ = altezza di interpiano del piano j; $s_{c,j}$ = spessore del cuneo del piano j;

θ_j = angolo di distacco del cinematismo del piano j.

Dimensione			Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3/4:
Spessore	s,i	cm	65	60	45
Altezza di piano	$H_{p,i}$	cm	325	660	740
Larghezza maschio 1	$a1,i$	cm	180	890	180
Larghezza maschio 2	$a2,i$	cm	605	580	605
Larghezza maschio 3	$a3,i$	cm	140	185	590
Larghezza maschio 4	$a4,i$	cm	360	-	190
Larghezza maschio 5	$a5,i$	cm	190	-	-
Apertura 1: larghezza	$f1,i$	cm	110	120	110
Apertura 1: altezza	$h1,i$	cm	220	250	215
Apertura 1: distanza	$b1,i$	cm	0	110	110
Apertura 2: larghezza	$f2,i$	cm	110	120	110
Apertura 2: altezza	$h2,i$	cm	145	250	215
Apertura 2: distanza	$b2,i$	cm	75	110	110
Apertura 3: larghezza	$f3,i$	cm	90	-	-
Apertura 3: altezza	$h3,i$	cm	63	-	-
Apertura 3: distanza	$b3,i$	cm	157	-	-
Apertura 4: larghezza	$f4,i$	cm	110	-	-
Apertura 4: altezza	$h4,i$	cm	230	-	-
Apertura 4: distanza	$b4,i$	cm	0	-	-
Carico Permanente	$G,1$	kg	7125	3070	9195
Carico Variabile	$Q,1$	kg	5345	2710	7355
Coeff. di combinazione ψ_2 per Q1:	$\psi_2,1$	-	0.3	0.3	0.3
Eccentricità carico	$e,1$	cm	0	20	15
Spinta Permanente	SG,i	kg	8227	0	0
Spinta Variabile	SQ,i	kg	6172	0	0
Quota carico da solaio	hS,i	cm	220	660	720
Sforzo nel tirante	T,i	kg	0	1280	1920
Quota del tirante	hT,i	cm	0	660	600
Peso specifico muratura	$p.s.,i$	Kg/m ³	1900	1900	1900
Spessore equivalente cuneo	s,c,i	cm	200	110	125
Angolo di distacco del cuneo	$\theta,1$	°	30	30	30

RISULTATI:

Altezza della parete **H_{tot}** (cm) = $\Sigma H_i = 1725$

Larghezza della parete **L** (cm) = $\Sigma a_i + f_j = 1895$

Coefficiente di partecipazione modale **γ** = In input, o: $H_{tot} * \Sigma(W_i h_i) / \Sigma(W_i h_i^2)$, h_i =altezza da fondazioni = **1.610**

Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = In input, oppure: $0.050 * H_i^{3/4} = 0.423$

Fattore di Confidenza **FC** = f(LC), §C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2 = **1.20**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = da dati sui Parametri Sismici = **100**

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = da dati sui Parametri Sismici = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = $-V_R / (1 - \ln(1 - PVR)) = 949$

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (*g) = f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica = **0.196**

Carico di piano da solaio **P₁** (kg) = $G_1 + \psi_2 * Q_1 = 8729$

Peso proprio di piano **W₁** (kg) = $W_1 = 67277$

Peso del cuneo fino al piano **PC₁** (kg) = $PC_1 = 205446$

Peso totale fino al piano **W_{tot,1}** (kg) = $W_{tot,1} = 539163$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C1** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,1} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2 = 14.2$

Momento Stabilizzante **M_{s,1}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **861977.90**

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : **M_{R1,1}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 5061115.00$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,1}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 22172.92$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,1}$** (o: **$\lambda_{1,1}$**) = $(M_{s,1} - M_{R2,1}) / M_{R1,1} = 0.166$

Massa partecipante **M*,1** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=1,3) W_i z_{Gi} + P_i h_i Si)^2 / (g (\Sigma(i=1,3) W_i z_{Gi}^2 + P_i h_i Si^2)) = 48161$

Peso totale **P_{tot,1}** (kg) = $\Sigma(i=1,3) W_i + P_i = 539163$

Frazione di massa partecipante **e*,1** = $g M^*,1 / P_{tot,1} = 0.876$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a_{0*,1}** (*g) = $\alpha_{0,1} g / (e^*,1 FC) = 0.158$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,1Rig** (*g) = $\gamma_I PGA_{DLV} S / q$, con $q=2 = 0.139$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,1Def** (*g) = $\gamma_I Se(T) (Z_b / H_{f1}) \gamma / q$, con $q=2 = 0.000$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,1** (*g) = $\max(a^*,1Rig; a^*,1Def) = 0.139$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,1** (*g) = $PGA_{CLV} t.c. a_{0*,1} = a^*,1 = 0.232$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,1** (anni) = TR,CLV corrispondente a $PGA_{CLV} = 1702$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,1 **PVR,CLV,1** (%) = PVR,CLV corrispondente a TR,CLV = **5.705**

Indicatore di Rischio Sismico IRS_{PGA,1} = $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 1.184$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,1}** = $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1.794$

Carico di piano da solaio **P₂** (kg) = $G_1 + \psi_2 * Q_1 = 3883$

Peso proprio di piano **W₂** (kg) = $W_2 = 135740$

Peso del cuneo fino al piano **PC₂** (kg) = $PC_2 = 133431$

Peso totale fino al piano **W_{tot,2}** (kg) = $W_{tot,2} = 391141$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C2** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,2} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2 = 10.3$

Momento Stabilizzante **M_{s,2}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **499171.60**

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : **M_{R1,2}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 3000303.00$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,2}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 0.00$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,2}$** (o: **$\lambda_{2,2}$**) = $(M_{s,2} - M_{R2,2}) / M_{R1,2} = 0.166$

Massa partecipante **M*,2** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=2,3) W_i z_{Gi} + P_i h_i Si)^2 / (g (\Sigma(i=2,3) W_i z_{Gi}^2 + P_i h_i Si^2)) = 35849$

Peso totale **P_{tot,2}** (kg) = $\Sigma(i=2,3) W_i + P_i = 391141$

Frazione di massa partecipante $e^*,2 = g M^*,2 / P_{tot,2} = 0.899$

Acc.spettrale attivazione meccanismo $a_{0,2} (*g) = \alpha_{0,2} g / (e^*,2 FC) = 0.154$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido $a^*,2Rig (*g) = \gamma_I PGA_{DLV} S / q$, con $q=2 = 0.139$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile $a^*,2Def (*g) = \gamma_I Se(T) (Z_b / H, f_2) \gamma / q$, con $q=2 = 0.102$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV $a^*,2 (*g) = \max(a^*,2Rig ; a^*,2Def) = 0.139$

Capacità in termini di PGA per SLV $PGA_{CLV,2} (*g) = PGA_{CLV}$ t.c. $a_{0,2} = a^*,2 = 0.226$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV $TR_{CLV,2} (anni) = TR_{CLV}$ corrispondente a $PGA_{CLV} = 1531$

Probabilità PVR corrispondente a $TR_{CLV,2}$ $PVR_{CLV,2} (%) = PVR_{CLV}$ corrispondente a $TR_{CLV} = 6.323$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{PGA,2} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 1.153$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{TR,2} = TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1.613$

Carico di piano da solaio $P_{,3} (kg) = G_{,3} + \psi_{2,3} * Q_{,3} = 9195$

Peso proprio di piano $W_{,3} (kg) = W_{,3} = 108893$

Peso del cuneo fino al piano $PC_{,3} (kg) = PC_{,3} = 37544$

Peso totale fino al piano $W_{tot,3} (kg) = W_{tot,3} = 155632$

Posiz.cerniera da spigolo esterno $x_{,C3} (cm) = k(Polo) * W_{tot,3} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2 = 4.1$

Momento Stabilizzante $M_{s,3} (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = 102750.30$

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : $M_{R1,3} (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai$, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 660490.10$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : $M_{R2,3} (kgm) = da: Spinte$, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 0.00$

Moltiplicatore di collasso $\alpha_{0,3}$ (o: $\lambda_{,3}$) $= (M_{s,3} - M_{R2,3}) / M_{R1,3} = 0.156$

Massa partecipante $M^*,3 (kg s^2 / m) = (W_{,3} z, G_3 + P_{,3} h, S_3)^2 / (g (W_{,3} z, G_3^2 + P_{,3} h, S_3^2)) = 18154$

Peso totale $P_{tot,3} (kg) = W_{,3} + P_{,3} = 155632$

Frazione di massa partecipante $e^*,3 = g M^*,3 / P_{tot,3} = 1.144$

Acc.spettrale attivazione meccanismo $a_{0,3} (*g) = \alpha_{0,3} g / (e^*,3 FC) = 0.113$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido $a^*,3Rig (*g) = \gamma_I PGA_{DLV} S / q$, con $q=2 = 0.139$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile $a^*,3Def (*g) = \gamma_I Se(T) (Z_b / H, f_3) \gamma / q$, con $q=2 = 0.310$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV $a^*,3 (*g) = \max(a^*,3Rig ; a^*,3Def) = 0.310$

Capacità in termini di PGA per SLV $PGA_{CLV,3} (*g) = PGA_{CLV}$ t.c. $a_{0,3} = a^*,3 = 0.066$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV $TR_{CLV,3} (anni) = TR_{CLV}$ corrispondente a $PGA_{CLV} = 58$

Probabilità PVR corrispondente a $TR_{CLV,3}$ $PVR_{CLV,3} (%) = PVR_{CLV}$ corrispondente a $TR_{CLV} = 82.262$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{PGA,3} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.337$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{TR,3} = TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0.061$

5.3.6 Verifica di ribaltamento – Parete Lato Nord

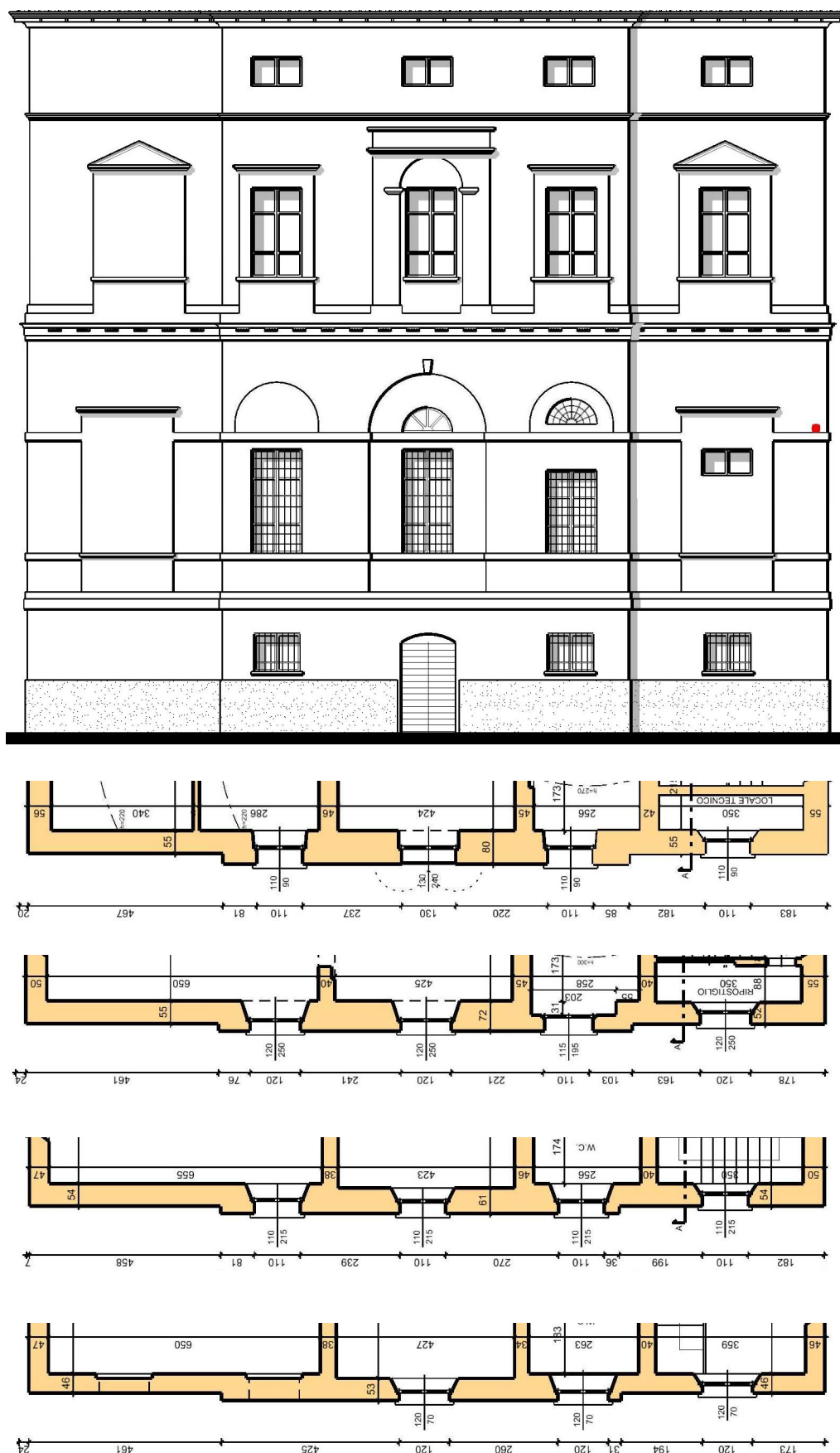
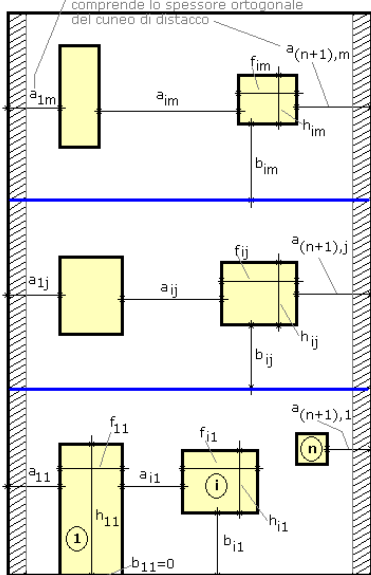


Figura 5.3.4: dati geometrici per la verifica a ribaltamento della parete del lato Nord

Cinematismo fuori piano di parete a N piani con aperture.
In figura: N=3. Numero max di aperture per piano: 4

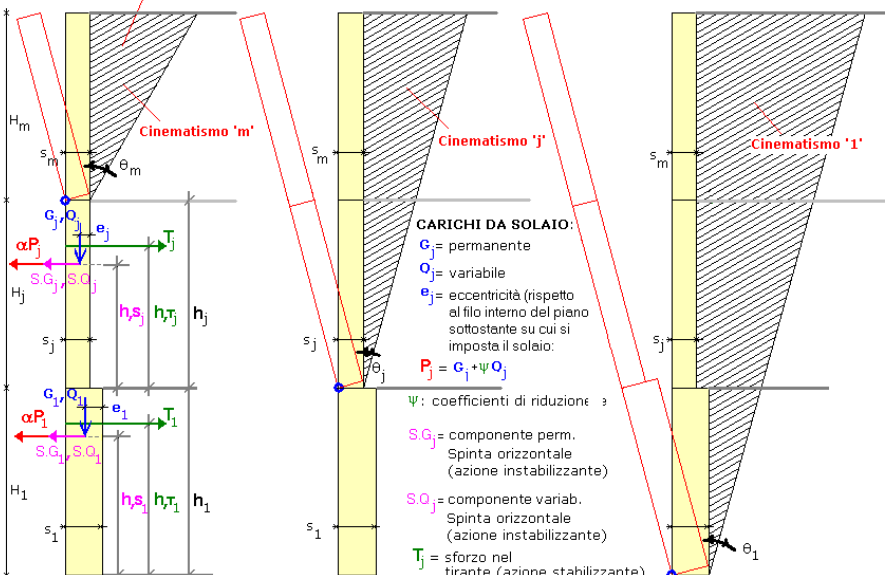
La larghezza dei maschi ai bordi / comprende lo spessore ortogonale del cuneo di distacco



Dati variabili per ogni piano sono i seguenti: spessore; altezza; numero (<=4) e posizione delle aperture; peso specifico della muratura; carichi e forze stabilizzanti da solaio; e per cinematismi composti (con cuneo di distacco): spessore equivalente del cuneo (=somma degli spessori dei cunei ortogonali considerati: normalmente 2, come in figura); angolo di definizione del cuneo di distacco.

La posizione della cerniera (polo di rotazione) può essere arretrata rispetto allo spigolo esterno qualora nel calcolo si tenga conto della resistenza a compressione

Il cinematismo "composto" considera il cuneo di distacco collaborante con la parete in ribaltamento. Il cuneo viene definito dall'angolo $\theta > 0$. Se $\theta = 0$, il ribaltamento fuori piano è definito "semplice" (non vi sono muri trasversali collaboranti).



Il ribaltamento fuori piano di una parete di N piani genera N possibili cinematismi. Per un dato piano, il corrispondente cinematismo viene definito dalla rotazione (attorno allo spigolo di base esterno) della porzione muraria sovrastante alla base del piano considerato.

LEGENDA DEI PARAMETRI: le aperture sono numerate da sinistra a destra (1,...,i,...,n, n<=4); i maschi che ne risultano definiti sono numeri analogamente (1,...,j,...,n+1). i piani sono numerati dal basso verso l'alto (1,...,j,...,m).

a_{ij} = larghezza del maschio i del piano j; f_{ij} = larghezza dell'apertura i del piano j; h_{ij} = altezza dell'apertura i del piano j; b_{ij} = distanza dalla base del piano, dell'apertura i del piano j; s_j = spessore del piano j; $h_{p,j}$ = altezza di interpiano del piano j; $s_{c,j}$ = spessore del cuneo del piano j; θ_j = angolo di distacco del cinematismo del piano j.

Dimensione			Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo
Spessore	s,i	cm	65	60	55	50
Altezza di piano	$H_{p,i}$	cm	325	660	440	300
Larghezza maschio 1	$a1,i$	cm	183	173	183	178
Larghezza maschio 2	$a2,i$	cm	267	262	267	257
Larghezza maschio 3	$a3,i$	cm	220	225	230	220
Larghezza maschio 4	$a4,i$	cm	235	235	245	900
Larghezza maschio 5	$a5,i$	cm	550	550	550	-
Apertura 1: larghezza	$f1,i$	cm	110	120	110	120
Apertura 1: altezza	$h1,i$	cm	240	250	215	70
Apertura 1: distanza	$b1,i$	cm	150	110	110	110
Apertura 2: larghezza	$f2,i$	cm	110	110	110	120
Apertura 2: altezza	$h2,i$	cm	240	250	215	70
Apertura 2: distanza	$b2,i$	cm	150	110	110	110
Apertura 3: larghezza	$f3,i$	cm	130	120	110	120
Apertura 3: altezza	$h3,i$	cm	240	250	215	70
Apertura 3: distanza	$b3,i$	cm	0	110	110	110
Apertura 4: larghezza	$f4,i$	cm	110	110	110	-
Apertura 4: altezza	$h4,i$	cm	240	250	215	-
Apertura 4: distanza	$b4,i$	cm	150	110	110	-
Carico Permanente	$G,1$	kg	8716	7410	1665	9195
Carico Variabile	$Q,1$	kg	6537	6537	1470	7355
Coeff. di combinazione ψ_2 per Q1:	$\psi_2,1$	-	0.3	0.3	0.3	0
Eccentricità carico	$e,1$	cm	0	20	18.3	16.7
Spinta Permanente	SG,i	kg	10065	0	0	0
Spinta Variabile	SQ,i	kg	7548	0	0	0
Quota carico da solaio	hS,i	cm	220	660	440	300
Sforzo nel tirante	T,i	kg	0	1280	1280	0
Quota del tirante	hT,i	cm	0	660	440	0
Peso specifico muratura	$p.s.,i$	Kg/m ³	1900	1900	1900	1800
Spessore equivalente cuneo	s,c,i	cm	240	230	215	200
Angolo di distacco del cuneo	$\theta,1$	°	30	30	30	30

Risultati:

Altezza della parete **H_{tot}** (cm) = $\Sigma H_{i,j} = 1725$

Larghezza della parete **L** (cm) = $\Sigma a_{i,j} + f_{j,j} = 1915$

Coefficiente di partecipazione modale **γ** = In input, o: $H_{tot} * \Sigma(W_{i,j} h_{i,j}) / \Sigma(W_{i,j} h_{i,j}^2)$, $h_{i,j}$ =altezza da fondazioni = **1.575**

Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = In input, oppure: $0.050 * H_{tot}^{3/4} = 0.423$

Fattore di Confidenza **FC** = f(LC), §C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2 = **1.20**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = da dati sui Parametri Sismici = **100**

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = da dati sui Parametri Sismici = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = $-V_{R1} / (1 - \ln(1 - PVR)) = 949$

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (*g) = f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica = **0.196**

Carico di piano da solaio **P₁** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,1} * Q_{1,1} = 10677$

Peso proprio di piano **W₁** (kg) = $W_{1,1} = 63229$

Peso del cuneo fino al piano **PC₁** (kg) = $PC_{1,1} = 351087$

Peso totale fino al piano **W_{tot,1}** (kg) = $W_{tot,1} = 703491$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C1** (cm) = $k(\text{Polo}) * W_{tot,1} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2 = 18.4$

Momento Stabilizzante **M_{S,1}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **1357637.00**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,1}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 6921186.00$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,1}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 27124.68$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,1}$** (o: **$\lambda_{1,1}$**) = $(M_{S,1} - M_{R2,1}) / M_{R1,1} = 0.192$

Massa partecipante **M*,1** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=1,4) W_{i,j} z_{Gi} + P_{i,j} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=1,4) W_{i,j} z_{Gi}^2 + P_{i,j} h_{Si}^2)) = 64423$

Peso totale **P_{tot,1}** (kg) = $\Sigma(i=1,4) W_{i,j} + P_{i,j} = 703491$

Frazione di massa partecipante **e*,1** = $g M^*,1 / P_{tot,1} = 0.898$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a_{0*,1}** (*g) = $\alpha_{0,1} g / (e^*,1 FC) = 0.178$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,1Rig** (*g) = $\gamma_{I1} PGA_{DLV} S / q$, con $q=2 = 0.139$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,1Def** (*g) = $\gamma_{I1} S_e(T) (Z_b / H_{f1}) \gamma / q$, con $q=2 = 0.000$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,1** (*g) = $\max(a^*,1Rig; a^*,1Def) = 0.139$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,1** (*g) = $PGA_{CLV} t.c. a_{0*,1} = a^*,1 = 0.259$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,1** (anni) = TR,CLV corrispondente a PGA,CLV = **2475**

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,1 **PVR,CLV,1** (%) = PVR,CLV corrispondente a TR,CLV = **3.960**

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,1}** = $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 1.321$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,1}** = $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2.634$

Carico di piano da solaio **P₂** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,2} * Q_{1,1} = 9371$

Peso proprio di piano **W₂** (kg) = $W_{2,2} = 130222$

Peso del cuneo fino al piano **PC₂** (kg) = $PC_{2,2} = 226193$

Peso totale fino al piano **W_{tot,2}** (kg) = $W_{tot,2} = 504690$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C2** (cm) = $k(\text{Polo}) * W_{tot,2} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2 = 13.2$

Momento Stabilizzante **M_{S,2}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **761382.60**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,2}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 4024626.00$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,2}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = 0.00$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,2}$** (o: **$\lambda_{2,2}$**) = $(M_{S,2} - M_{R2,2}) / M_{R1,2} = 0.189$

Massa partecipante **M*,2** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=2,4) W_{i,j} z_{Gi} + P_{i,j} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=2,4) W_{i,j} z_{Gi}^2 + P_{i,j} h_{Si}^2)) = 46794$

Peso totale **P_{tot,2}** (kg) = $\Sigma(i=2,4) W_{i,j} + P_{i,j} = 504690$

Frazione di massa partecipante **e*,2** = $g M^*,2 / P_{tot,2} = 0.909$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,2** (* g) = $\alpha,0,2 \text{ g} / (e^*,2 \text{ FC}) = \mathbf{0.173}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,2Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,2Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) } (Zb / H, f2) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.100}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,2** (* g) = $\max(a^*,2Rig ; a^*,2Def) = \mathbf{0.139}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,2** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,2 = a^*,2 = \mathbf{0.259}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,2** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{2475}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,2 **PVR,CLV,2** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{3.960}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,2}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{1.321}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,2}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{2.634}$

Carico di piano da solaio **P,3** (kg) = $G,3 + \psi 2,3 * Q,3 = \mathbf{2106}$

Peso proprio di piano **W,3** (kg) = $W,3 = \mathbf{78166}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,3** (kg) = $PC,3 = \mathbf{60159}$

Peso totale fino al piano **Wtot,3** (kg) = $Wtot,3 = \mathbf{199063}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C3** (cm) = $k(\text{Polo}) * Wtot,3 / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{5.2}$

Momento Stabilizzante **M_{S,3}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **149389.40**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,3}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{833197.80}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,3}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,3$** (o: **$\lambda,3$**) = $(M_{S,3} - M_{R2,3}) / M_{R1,3} = \mathbf{0.179}$

Massa partecipante **M*,3** ($kg \text{ s}^2/m$) = $(\sum(i=3,4) W, i \text{ z, Gi} + P, i \text{ h, Si})^2 / (g (\sum(i=3,4) W, i \text{ z, Gi}^2 + P, i \text{ h, Si}^2)) = \mathbf{19154}$

Peso sismico totale **Ptot,3** (kg) = $\sum(i=3,4) W, i + P, i = \mathbf{199063}$

Frazione di massa partecipante **e*,3** = $g M^*,3 / Ptot,3 = \mathbf{0.944}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,3** (* g) = $\alpha,0,3 \text{ g} / (e^*,3 \text{ FC}) = \mathbf{0.158}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,3Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,3Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) } (Zb / H, f3) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.304}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,3** (* g) = $\max(a^*,3Rig ; a^*,3Def) = \mathbf{0.304}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,3** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,3 = a^*,3 = \mathbf{0.096}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,3** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{135}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,3 **PVR,CLV,3** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{52.323}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,3}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{0.490}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,3}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{0.142}$

Carico di piano da solaio **P,4** (kg) = $G,4 + \psi 2,4 * Q,4 = \mathbf{9195}$

Peso proprio di piano **W,4** (kg) = $W,4 = \mathbf{49437}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,4** (kg) = $PC,4 = \mathbf{9353}$

Peso totale fino al piano **Wtot,4** (kg) = $Wtot,4 = \mathbf{67985}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C4** (cm) = $k(\text{Polo}) * Wtot,4 / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{1.8}$

Momento Stabilizzante **M_{S,4}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **24290.94**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,4}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{120560.00}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,4}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,4$** (o: **$\lambda,4$**) = $(M_{S,4} - M_{R2,4}) / M_{R1,4} = \mathbf{0.201}$

Massa partecipante **M*,4** ($kg \text{ s}^2 / m$) = $(W,4 \text{ z, G4} + P,4 \text{ h, S4})^2 / (g (W,4 \text{ z, G4}^2 + P,4 \text{ h, S4}^2)) = \mathbf{9948}$

Peso sismico totale **Ptot,4** (kg) = $W,4 + P,4 = \mathbf{67985}$

Frazione di massa partecipante **e*,4** = $g M^*,4 / Ptot,4 = \mathbf{1.435}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,4** (* g) = $\alpha,0,4 \text{ g} / (e^*,4 \text{ FC}) = \mathbf{0.117}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido $a^*,4Rig (*g) = \gamma, I_{PGA,DLV} S / q$, con $q=2 = 0.139$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile $a^*,4Def (*g) = \gamma, I_{Se(T)} (Z_b / H, f_4) \gamma / q$, con $q=2 = 0.439$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV $a^*,4 (*g) = \max (a^*,4Rig ; a^*,4Def) = 0.439$

Capacità in termini di PGA per SLV $PGA,CLV,4 (*g) = PGA,CLV$ t.c. $a_{0^*,4} = a^*,4 = 0.050$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV $TR,CLV,4 (anni) = TR,CLV$ corrispondente a $PGA,CLV = 30$

Probabilità PVR corrispondente a $TR,CLV,4$ $PVR,CLV,4 (\%) = PVR,CLV$ corrispondente a $TR,CLV = 96.433$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{PGA,4} = PGA,CLV / PGA,DLV = 0.255$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{TR,4} = TR,CLV / TR,DLV = 0.001$

5.3.7 Verifica di ribaltamento – Parete Lato Ovest

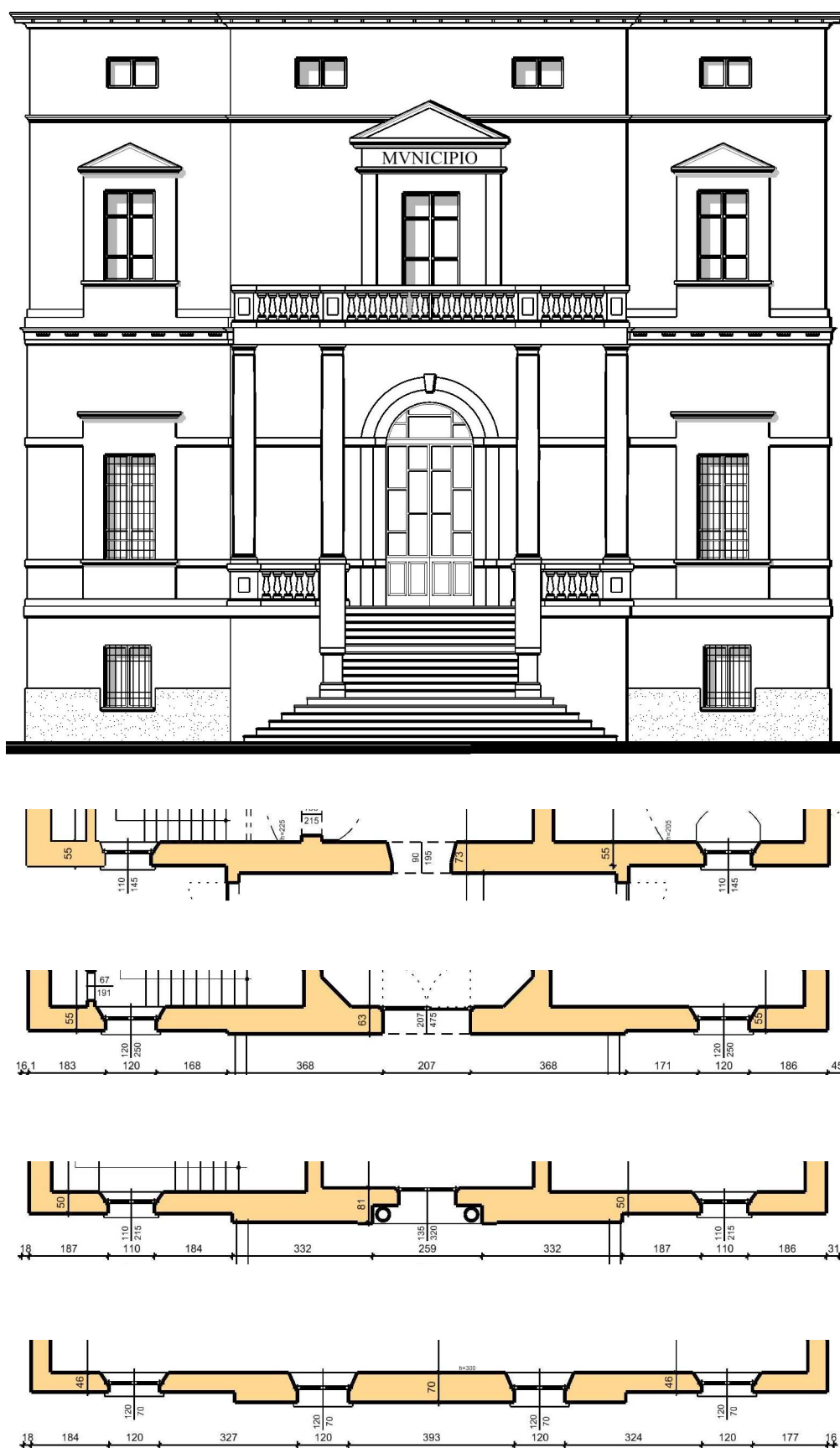
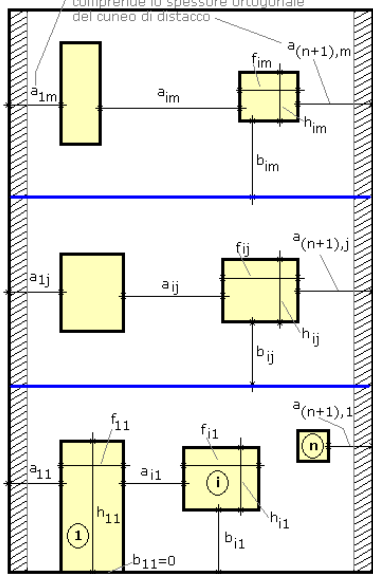


Figura 5.3.5: dati geometrici per la verifica a ribaltamento della parete del lato Ovest

Cinematismo fuori piano di parete a N piani con aperture.
In figura: N=3. Numero max di aperture per piano: 4

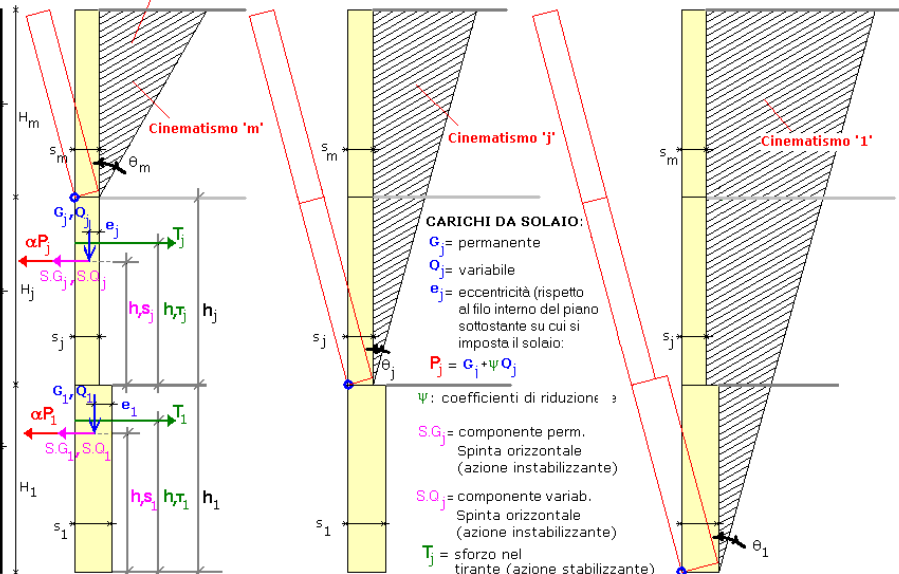
La larghezza dei maschi ai bordi
comprende lo spessore ortogonale
del cuneo di distacco



Dati variabili per ogni piano sono i seguenti: spessore; altezza; numero (<=4) e posizione delle aperture; peso specifico della muratura; carichi e forze stabilizzanti da solaio; e per cinematismi composti (con cuneo di distacco): spessore equivalente del cuneo (=somma degli spessori dei cunei ortogonali considerati: normalmente 2, come in figura); angolo di definizione del cuneo di distacco.

La posizione della cerniera (polo di rotazione) può essere arretrata rispetto allo spigolo esterno qualora nel calcolo si tenga conto della resistenza a compressione

Il cinematismo "composto" considera il cuneo di distacco collaborante con la parete in ribaltamento. Il cuneo viene definito dall'angolo $\theta > 0$. Se $\theta = 0$, il ribaltamento fuori piano è definito "semplice" (non vi sono muri trasversali collaboranti).



Il ribaltamento fuori piano di una parete di N piani genera N possibili cinematismi.

Per un dato piano, il corrispondente cinematismo viene definito dalla rotazione (attorno allo spigolo di base esterno) della porzione muraria sovrastante alla base del piano considerato.

LEGENDA DEI PARAMETRI: le aperture sono numerate da sinistra a destra (1,...,i,...,n, n<=4); i maschi che ne risultano definiti sono numeri analogamente (1,...,j,...,n+1). i piani sono numerati dal basso verso l'alto (1,...,j,...,m).

a_{ij} = larghezza del maschio i del piano j; f_{ij} = larghezza dell'apertura i del piano j;
 h_{ij} = altezza dell'apertura i del piano j; b_{ij} = distanza dalla base del piano, dell'apertura i del piano j;
 s_j = spessore del piano j; $H_{p,j}$ = altezza di interpiano del piano j; $s_{c,j}$ = spessore del cuneo del piano j;
 θ_j = angolo di distacco del cinematismo del piano j.

CARICHI DA SOLAIO:

G_j = permanente

Q_j = variabile

e_j = eccentricità (rispetto al filo interno del piano sottostante su cui si imposta il solaio):

$P_j = G_j + \psi Q_j$

ψ : coefficienti di riduzione

SG_j = componente perm. Spinta orizzontale (azione instabilizzante)

SQ_j = componente variab. Spinta orizzontale (azione instabilizzante)

T_j = sforzo nel tirante (azione stabilizzante)

Dimensione			Livello 1: piano terra	Livello 2: piano rialzato	Livello 3: piano primo	Livello 4: piano secondo
Spessore	s,i	cm	65	60	55	50
Altezza di piano	$H_{p,i}$	cm	325	660	440	300
Larghezza maschio 1	$a1,i$	cm	185	180	185	180
Larghezza maschio 2	$a2,i$	cm	598	540	575	325
Larghezza maschio 3	$a3,i$	cm	568	512	547	356
Larghezza maschio 4	$a4,i$	cm	185	180	185	325
Larghezza maschio 5	$a5,i$	cm	-	-	-	180
Apertura 1: larghezza	$f1,i$	cm	110	120	110	120
Apertura 1: altezza	$h1,i$	cm	145	250	215	70
Apertura 1: distanza	$b1,i$	cm	95	110	110	110
Apertura 2: larghezza	$f2,i$	cm	90	205	135	120
Apertura 2: altezza	$h2,i$	cm	240	475	320	70
Apertura 2: distanza	$b2,i$	cm	0	0	0	110
Apertura 3: larghezza	$f3,i$	cm	110	120	110	120
Apertura 3: altezza	$h3,i$	cm	145	250	215	70
Apertura 3: distanza	$b3,i$	cm	95	110	110	110
Apertura 4: larghezza	$f4,i$	cm	-	-	-	120
Apertura 4: altezza	$h4,i$	cm	-	-	-	70
Apertura 4: distanza	$b4,i$	cm	-	-	-	110
Carico Permanente	$G,1$	kg	11343	9750	9775	9195
Carico Variabile	$Q,1$	kg	9165	9165	9165	7355
Coeff. di combinazione ψ_2 per Q1:	$\psi_2,1$	-	0.3	0.3	0.3	0
Eccentricità carico	$e,1$	cm	0	20	18.3	16.7
Spinta Permanente	SG,i	kg	13098	0	0	0
Spinta Variabile	SQ,i	kg	13740	0	0	0
Quota carico da solaio	hS,i	cm	220	660	440	300
Sforzo nel tirante	T,i	kg	0	560	1920	0
Quota del tirante	hT,i	cm	0	660	440	0
Peso specifico muratura	$p.s.,i$	Kg/m ³	1900	1900	1900	1800
Spessore equivalente cuneo	s,c,i	cm	155	185	175	90
Angolo di distacco del cuneo	$\theta,1$	°	30	30	30	30

RISULTATI:

Altezza della parete **H_{tot}** (cm) = $\Sigma H_{i,1}$ = **1725**

Larghezza della parete **L** (cm) = $\Sigma a_{i,1} + f_{j,1}$ = **1846**

Coefficiente di partecipazione modale **γ** = In input, o: $H_{tot} * \Sigma(W_{i,1} h_{i,1}) / \Sigma(W_{i,1} h_{i,1}^2)$, $h_{i,1}$ =altezza da fondazioni = **1.652**

Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = In input, oppure: $0.050 * H_{i,1}^{3/4}$ = **0.423**

Fattore di Confidenza **FC** = f(LC), §C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2 = **1.20**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = da dati sui Parametri Sismici = **100**

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = da dati sui Parametri Sismici = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = $-V_{R,1} / (1 - \ln(1 - PVR))$ = **949**

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (*g) = f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica = **0.196**

Carico di piano da solaio **P_{1,1}** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,1} * Q_{1,1}$ = **14093**

Peso proprio di piano **W_{1,1}** (kg) = $W_{1,1}$ = **67487**

Peso del cuneo fino al piano **PC_{1,1}** (kg) = $PC_{1,1}$ = **246037**

Peso totale fino al piano **W_{tot,1}** (kg) = $W_{tot,1}$ = **605901**

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C1** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,1} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2$ = **32.5**

Momento Stabilizzante **M_{S,1}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **873227.50**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,1}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **5683660.00**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,1}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **37884.66**

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,1}$** (o: **$\lambda_{1,1}$**) = $(M_{S,1} - M_{R2,1}) / M_{R1,1}$ = **0.147**

Massa partecipante **M^{*},1** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=1,4) W_{i,1} z_{Gi} + P_{i,1} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=1,4) W_{i,1} z_{Gi}^2 + P_{i,1} h_{Si}^2))$ = **55515**

Peso totale **P_{tot,1}** (kg) = $\Sigma(i=1,4) W_{i,1} + P_{i,1}$ = **605901**

Frazione di massa partecipante **e^{*},1** = $g M^{*,1} / P_{tot,1}$ = **0.899**

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a_{0*,1}** (*g) = $\alpha_{0,1} g / (e^{*,1} FC)$ = **0.136**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a^{*},1Rig** (*g) = $\gamma_{I,1} PGA_{DLV} S / q$, con $q=2$ = **0.139**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a^{*},1Def** (*g) = $\gamma_{I,1} Se(T) (Z_b / H_{f1}) \gamma / q$, con $q=2$ = **0.000**

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a^{*},1** (*g) = $\max(a^{*,1}Rig; a^{*,1}Def)$ = **0.139**

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,1** (*g) = PGA_{CLV} t.c. $a_{0*,1} = a^{*,1}$ = **0.192**

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,1** (anni) = TR_{CLV} corrispondente a PGA_{CLV} = **894**

Probabilità PVR corrispondente a $TR_{CLV,1}$ **PVR,CLV,1** (%) = PVR_{CLV} corrispondente a TR_{CLV} = **10.580**

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,1}** = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = **0.980**

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,1}** = TR_{CLV} / TR_{DLV} = **0.942**

Carico di piano da solaio **P_{2,2}** (kg) = $G_{1,1} + \psi_{2,2} * Q_{1,1}$ = **12500**

Peso proprio di piano **W_{2,2}** (kg) = $W_{2,2}$ = **121780**

Peso del cuneo fino al piano **PC_{2,2}** (kg) = $PC_{2,2}$ = **154822**

Peso totale fino al piano **W_{tot,2}** (kg) = $W_{tot,2}$ = **433107**

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C2** (cm) = $k(Polo) * W_{tot,2} / (L * \sigma_c)$, con: $k(1)=0$, $k(2)=1/2$, $k(3)=1$, $k(4)=2/3$, $k(5)=2$ = **30.0**

Momento Stabilizzante **M_{S,2}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **458654.90**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,2}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **3335218.00**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,2}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2}$ = **0.00**

Moltiplicatore di collasso **$\alpha_{0,2}$** (o: **$\lambda_{2,2}$**) = $(M_{S,2} - M_{R2,2}) / M_{R1,2}$ = **0.138**

Massa partecipante **M^{*},2** (kg s²/m) = $(\Sigma(i=2,4) W_{i,2} z_{Gi} + P_{i,2} h_{Si})^2 / (g (\Sigma(i=2,4) W_{i,2} z_{Gi}^2 + P_{i,2} h_{Si}^2))$ = **41271**

Peso totale **P_{tot,2}** (kg) = $\Sigma(i=2,4) W_{i,2} + P_{i,2}$ = **433107**

Frazione di massa partecipante **e^{*},2** = $g M^{*,2} / P_{tot,2}$ = **0.934**

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,2** (* g) = $\alpha,0,2 \text{ g} / (e^*,2 \text{ FC}) = \mathbf{0.123}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,2Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,2Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) (Zb / H,f2) } \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.105}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,2** (* g) = $\max(a^*,2\text{Rig}; a^*,2\text{Def}) = \mathbf{0.139}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,2** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,2 = a^*,2 = \mathbf{0.169}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,2** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{591}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,2 **PVR,CLV,2** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{15.569}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,2}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{0.862}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,2}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{0.623}$

Carico di piano da solaio **P,3** (kg) = $G,3 + \psi,3 * Q,3 = \mathbf{12525}$

Peso proprio di piano **W,3** (kg) = $W,3 = \mathbf{75468}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,3** (kg) = $PC,3 = \mathbf{35381}$

Peso totale fino al piano **Wtot,3** (kg) = $W_{\text{tot},3} = \mathbf{179386}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C3** (cm) = $k(\text{Polo}) * W_{\text{tot},3} / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{27.5}$

Momento Stabilizzante **M_{S,3}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **63225.66**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,3}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{724110.80}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,3}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,3$** (o: **$\lambda,3$**) = $(M_{S,3} - M_{R2,3}) / M_{R1,3} = \mathbf{0.087}$

Massa partecipante **M*,3** (kg s²/m) = $(\sum_{i=3,4} W_{i,z,Gi} + P_{i,h,Si})^2 / (g (\sum_{i=3,4} W_{i,z,Gi}^2 + P_{i,h,Si}^2)) = \mathbf{18612}$

Peso sismico totale **Ptot,3** (kg) = $\sum_{i=3,4} W_{i,z,Gi} + P_{i,h,Si} = \mathbf{179386}$

Frazione di massa partecipante **e*,3** = $g M^*,3 / P_{\text{tot},3} = \mathbf{1.017}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a*,3** (* g) = $\alpha,0,3 \text{ g} / (e^*,3 \text{ FC}) = \mathbf{0.072}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,3Rig** (* g) = $\gamma, I \text{ PGA,DLV } S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,3Def** (* g) = $\gamma, I \text{ Se(T) (Zb / H,f3) } \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.318}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*,3** (* g) = $\max(a^*,3\text{Rig}; a^*,3\text{Def}) = \mathbf{0.318}$

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV,3** (* g) = $\text{PGA,CLV t.c. } a,0^*,3 = a^*,3 = \mathbf{0.050}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV,3** (anni) = $\text{TR,CLV corrispondente a PGA,CLV} = \mathbf{30}$

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV,3 **PVR,CLV,3** (%) = $\text{PVR,CLV corrispondente a TR,CLV} = \mathbf{96.433}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA,3}** = $\text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \mathbf{0.255}$

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR,3}** = $\text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} = \mathbf{0.001}$

Carico di piano da solaio **P,4** (kg) = $G,4 + \psi,4 * Q,4 = \mathbf{9195}$

Peso proprio di piano **W,4** (kg) = $W,4 = \mathbf{46818}$

Peso del cuneo fino al piano **PC,4** (kg) = $PC,4 = \mathbf{4209}$

Peso totale fino al piano **Wtot,4** (kg) = $W_{\text{tot},4} = \mathbf{60222}$

Posiz.cerniera da spigolo esterno **x,C4** (cm) = $k(\text{Polo}) * W_{\text{tot},4} / (L * \sigma, c)$, con: $k(1)=0, k(2)=1/2, k(3)=1, k(4)=2/3, k(5)=2 = \mathbf{25.0}$

Momento Stabilizzante **M_{S,4}** (kgm) = da: P.pr., Car.stat.solai e Tiranti = **4245.41**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1,4}** (kgm) = da: P.pr. e Car.sism.solai, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{106381.00}$

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2,4}** (kgm) = da: Spinte, con: $M_R = \alpha * M_{R1} + M_{R2} = \mathbf{0.00}$

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0,4$** (o: **$\lambda,4$**) = $(M_{S,4} - M_{R2,4}) / M_{R1,4} = \mathbf{0.040}$

Massa partecipante **M*,4** (kg s² / m) = $(W,4 z, G4 + P,4 h, S4)^2 / (g (W,4 z, G4^2 + P,4 h, S4^2)) = \mathbf{9410}$

Peso sismico totale **Ptot,4** (kg) = $W,4 + P,4 = \mathbf{60222}$

Frazione di massa partecipante **e*,4** = $g M^*,4 / P_{\text{tot},4} = \mathbf{1.532}$

Acc.spettrale attivazione meccanismo **$a_{0,4}^*$** (g) = $\alpha_{0,4} g / (e_{0,4}^{FC}) = \mathbf{0.022}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a_{4Rig}^*** (g) = $\gamma_I PGA_{DLV} S / q$, con $q=2 = \mathbf{0.139}$

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a_{4Def}^*** (g) = $\gamma_I Se(T) (Z_b / H, f_4) \gamma / q$, con $q=2 = \mathbf{0.461}$

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a_{4}^*** (g) = $\max(a_{4Rig}^*; a_{4Def}^*) = \mathbf{0.461}$

Capacità in termini di PGA per SLV **$PGA_{CLV,4}$** (g) = PGA_{CLV} t.c. $a_{0,4}^* = a_{4}^* = \mathbf{0.050}$

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **$TR_{CLV,4}$** (anni) = TR_{CLV} corrispondente a $PGA_{CLV} = \mathbf{30}$

Probabilità PVR corrispondente a $TR_{CLV,4}$ **$PVR_{CLV,4}$** (%) = PVR_{CLV} corrispondente a $TR_{CLV} = \mathbf{96.433}$

Indicatore di Rischio Sismico **$IRS_{PGA,4}$** = $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \mathbf{0.255}$

Indicatore di Rischio Sismico **$IRS_{TR,4}$** = $TR_{CLV} / TR_{DLV} = \mathbf{0.001}$

5.6 Conclusioni

Dalle analisi eseguite sui ribaltamenti di facciata si può concludere che:

- Il fabbricato, grazie agli interventi di miglioramento effettuati (connessione tra pareti ortogonali mediante intonaco armato, tiranti dywidag e incatenamenti di piano), presenta una buona resistenza d'insieme, in quanto risulta impedito il ribaltamento delle facciate. Generalmente nei primi tre livelli, ad esclusione quindi dell'ultimo piano in corrispondenza della copertura, le analisi risultano soddisfatte, con un coefficiente di sicurezza che si attesta intorno al valore di **1.2 -1.3**.
- Uno degli elementi di vulnerabilità emerso dalle analisi è costituito dal doppio volume della sala del consiglio, per il quale le verifiche a ribaltamento non risultano soddisfatte. Questo per effetto dell'elevata snellezza e della mancanza di un vincolo intermedio costituito dal solaio di piano. Inoltre è facilmente riscontrabile che le pareti di controvento trasversali al piano rialzato risultano indebolite da aperture situate in prossimità della facciata esterna.
- Altro elemento di vulnerabilità è costituito, come spesso accade in fabbricati di questo tipo, dall'orizzontamento ligneo di copertura, che a causa del suo peso ridotto e della mancanza di vincoli efficaci, non impedisce il ribaltamento dei paramenti murari posti in sommità al fabbricato. Si deve comunque osservare tale stima è piuttosto cautelativa, in quanto non tiene conto di eventuali elementi metallici (capochiave) posti alle estremità delle capriate o dei puntoni, e di effetti d'attrito che si instaurano tra elementi lignei e strutture murarie.

6 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA: VERIFICA DI LIVELLO LV3 – ANALISI PUSHOVER

6.1 Predisposizione del modello di calcolo

Per le finalità di predisposizione di un modello analitico capace di definire un comportamento globale, si vuol partire da considerazioni che ne permettano una scelta corretta su base anticipatamente geometrica.

Si vuole far cogliere cioè come la conferma della scelta del tipo di analisi e del modello che questa può sottintendere, sia strettamente correlata alla possibilità di implementazione di tale modello sulla geometria restituita dal rilievo. Tale opinione prende spunto dalla varietà di configurazioni geometriche con cui può presentarsi una struttura muraria, anche e soprattutto in termini di irregolarità di disposizione (in pianta e verticale) e di conformazione degli elementi resistenti murari. Per meglio apprezzare la problematica che questo origina ci si riferisca al successivo capitolo sulla muratura, dove si esplicitano meglio i limiti della applicabilità della modellazione desiderata a configurazioni geometriche complesse. Nel caso in esame, la volontà di adottare per la struttura una metodologia di analisi di tipo non lineare con le modalità di norma, implica la necessità di “applicazione” alla stessa di un modello spaziale a telaio equivalente. Ebbene, per la considerevole regolarità figurativa del fabbricato, la scelta del telaio che adotta elementi finiti di tipo monodimensionale sembra corretta e conseguentemente la applicazione di un’analisi statica non lineare sullo stesso.

Il municipio è stato pertanto modellato sia come singoli paramenti murari analizzati nel loro piano, sia come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai), utilizzando il codice di calcolo PCM-PCE ver. 2010 prodotto dalla AEDES. Tale scelta è stata dettata dal fatto di poter cogliere i due comportamenti strutturali estremi dell’edificio: sia il caso di solai completamente deformabili, nel quale l’analisi più significativa è quella dei singoli paramenti murari, sia il caso di solai pressoché rigidi nel piano, analizzato mediante un modello globale a telaio equivalente.

Si descrivono in dettaglio le generalità di applicazione della modellazione a telaio equivalente e le particolarità del software adottato.

SOFTWARE

In questa fase di approfondimento del comportamento del modello la struttura portante è costituita dalle sole pareti murarie e dal nucleo ascensore, escludendo quindi i contributi delle altre presenze verticali od

orizzontali in c.a.. Le pareti, secondo la schematizzazione a telaio equivalente, sono suddivise in pannelli di maschio, pannelli di fascia e di nodo. Come detto, i pannelli sono caratterizzati da un comportamento elastico-perfettamente plastico con modalità di crisi considerate a pressoflessione ed a taglio, in accordo con i criteri di resistenza proposti dal D.M. 14/01/2008, con il raggiungimento delle condizioni di collasso controllate attraverso il drift, il cui valore è imposto dalla stessa ordinanza. Pur avendo assunto il comportamento dei pannelli di fascia alla stregua dei pannelli di maschio, si ricorda che tale ipotesi è valida solo nel caso di azione assiale nota. Le fasce, fornendo l'accoppiamento fra i maschi murari, possono influenzare notevolmente il meccanismo di risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani di un edificio. L'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Anche per i cordoli si può adottare un comportamento bilineare. Infine, basandosi sulle osservazioni dei danni post-sisma, si è visto che i pannelli di nodo presentano solo raramente dei danni, e questo comporta il trascurare la deformazione di tali elementi, che pertanto vengono assunti rigidi.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali in gioco prendono spunto da quanto discusso nei paragrafi precedenti, con in più la necessità di definire i parametri per l'acciaio delle catene e profilati, e per le componenti del c.a..

L'edificio in muratura viene modellato a telaio rispettando le zone rigide (intersezioni tra maschi e fasce di piano), zone distinte nei piani complanare e ortogonale della singola parete. L'input viene quindi completato, definendo ad esempio opportuni collegamenti (link) aggiuntivi e ridefinendo in modo adeguato le condizioni di carico e i vincoli esterni dei nodi ed interni delle aste. La configurazione tridimensionale più appropriata e completa della struttura, unitamente ad una modalità di modellazione conveniente (ad aste monodimensionali) e sufficientemente idonea alla descrizione del comportamento della muratura.

L'esecuzione di mesh bi o tridimensionali, che non siano associate a sofisticate leggi costitutive non lineari (e la non linearità della muratura dipende soprattutto da motivi di non resistenza a trazione, e di comportamento rigido-fragile), possono essere considerate onerose e inopportune. Esse corrispondono di fatto ad una trattazione troppo complessa, applicabile solo con grande difficoltà a murature irregolari e con aperture disallineate, quali sono quelle caratterizzanti gli edifici esistenti. Se unite a non appropriate ipotesi di comportamento del materiale, possono indurre a ritenere esatti i risultati, mentre tutto il corretto approccio verso l'edificio in muratura prevede che i valori ottenuti dall'analisi siano considerati come ordine di grandezza, e preferibilmente indagati nella loro dipendenza dai parametri più incerti. Anche per tale motivo, l'adozione di una metodologia più semplice è preferibile.

Le aste possono essere variamente vincolate; ad esempio le murature meno significative possono essere modellate come bielle in modo da non assumere forze orizzontali. I nodi possono essere anch'essi vincolati a piacere; nodi baricentrici vengono utilizzati nella schematizzazione master/slave per la rappresentazione dei piani rigidi. Nel caso di piani flessibili, le masse sono considerate agenti localmente, e l'analisi pushover può comunque essere condotta con successo: lo spostamento del centro di massa equivarrà, in tal caso, al baricentro delle masse nella configurazione deformata.

MODELLO DEL TELAIO EQUIVALENTE

Sulle caratteristiche del metodo a telaio a telaio equivalente (schema ad aste monodimensionali) applicato agli edifici in muratura autorevoli studiosi (Calvi, Magenes) hanno indagato approfonditamente, proponendo algoritmi per l'analisi e la verifica di tali fabbricati. Con riferimento costante a tali fonti, e alla ricerca operata nel settore, P.C.E. ha sviluppato l'analisi pushover sul telaio equivalente seguendo una metodologia che ha il grande vantaggio di costituire una comprensibile evoluzione dei metodi POR, i quali di fatto diventano un sottoinsieme di tutte le ipotesi possibili in questa metodologia.

Nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli. In particolare dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come tipicamente il danneggiamento sia concentrato in porzioni ben definite della parete: i pannelli murari verticali (maschi murari) e le travi di accoppiamento in muratura (fasce di piano); di contro nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno.

LA MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata partendo dall'analisi del rilievo restituito, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture. Sono state fatte le seguenti assunzioni:

1. **Pareti simicamente resistenti:** sono state modellate tutte le pareti con funzione strutturale, mentre si sono trascurati normalmente tutti i divisori di spessore 10÷15 cm, il cui contributo irrigidente per la compagine strutturale si può ritenere non significativo.
2. **Sezione dei maschi murari:** Il profilo della sezione trasversale è depurato dello spessore medio dell'intonaco. Nell'attribuire sezione rettangolare a maschi murari che non la hanno (presenza di sguinci per le aperture, o simili problematiche), si è operato mantenendo fisso lo spessore della parete e attribuendo la lunghezza tale da eguagliare l'area sottesa dai due perimetri. In tal modo si è visto che l'errore generato per il contributo (inerzia) flessionale è mediamente di ridotta entità (circa 1-2%) ed a favore di sicurezza (minore rigidità);
3. **Eventuali irregolarità nell'allineamento delle aperture:** nel momento in cui si presenti un non allineamento netto fra due aperture sulla verticale, o in presenza di un'interruzione nella sequenza delle stesse, è consigliabile non inserire alcuna fascia e modellare l'intera porzione come nodo rigido.
4. **Aperture originarie murate:** si suggerisce di simulare delle aperture, in quanto tale condizione appare più conservativa anche per una ridistribuzione delle tensioni quanto mai incerta nella situazione reale.
5. **Modellazione della copertura:** nel caso specifico, tale orizzontamento non viene preso in conto nel modello, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.
6. **Modellazione della altana:** anche in questo caso si è optato di non modellare tale elemento, considerandolo simicamente trascurabile, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.

7. **Modellazione dei vani scala:** il contributo da essi fornito in termini di massa eccitabile sotto l'azione sismica si può tenere in conto applicando un'azione concentrata nei nodi sui quali grava, in ragione dell'area d'influenza di ciascuno di essi.
8. **Vano ascensore:** si è considerata la presenza del nucleo ascensore, risultando esplicito e consistente il contributo inerziale offerto, sebbene il vincolo espresso ad ogni orizzontamento non si possa considerare pienamente efficace. In questo modo si valuta la situazione più sfavorevole di maggiore eccentricità tra CM e CR, in quanto l'assenza del vano ascensore porterebbe in posizione centrale il centro di rigidità. Si deve comunque osservare, al fine di valutare in maniera critica i risultati ottenuti, che la situazione reale si viene a trovare in una situazione intermedia fra gli estremi di massima e minima eccentricità visti poc'anzi.
9. **Comportamento d'insieme:** il modello deve tener conto della variazione di forze assiali nei pannelli, prodotta dalle forze orizzontali; deve essere garantito l'equilibrio locale e globale (non rispettato, ad esempio, dal POR). E' per tener conto di tali fenomeni e per garantire anche il rispetto di equilibri globali e locali che risulta necessario avere dei modelli completi dell'edificio.

6.2 Verifica di singole pareti nel piano

Come indicato nella Circ. nr 609 del 02/02/2009, quando la costruzione, come nel caso in esame, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è infatti il caso di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, o di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti.

In questi casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

Si è quindi deciso di verificare singolarmente i paramenti murari esterno più significativi, e di seguito verranno riportati i risultati delle analisi pushover condotte.

6.2.1 Modalità di verifica

L'analisi pushover delle pareti viene eseguita attraverso il software PCM-PCE, prodotto dalla "AEDES – Software per l'ingegneria civile", via F. Aporti 32 – 56028 San Miniato (PI). Le modalità seguite per l'inserimento dei dati all'interno del programma sono state:

- La geometria viene determinata sulla base del rilievo eseguito e con le indicazioni viste al paragrafo precedente.
- I carichi agenti sulla parete ai vari livelli vengono determinati sulla base dei carichi elementari specificati nei capitoli precedenti, sulla base dell'orditura e dell'area di influenza relativa. In particolare quando in caso di solaio con orditura parallela al paramento murario è stato considerato comunque un carico dovuto all'effetto aderenza, ipotizzando una striscia di 50 cm di carico agente.

6.2.2 Verifica pushover parete Lato Nord

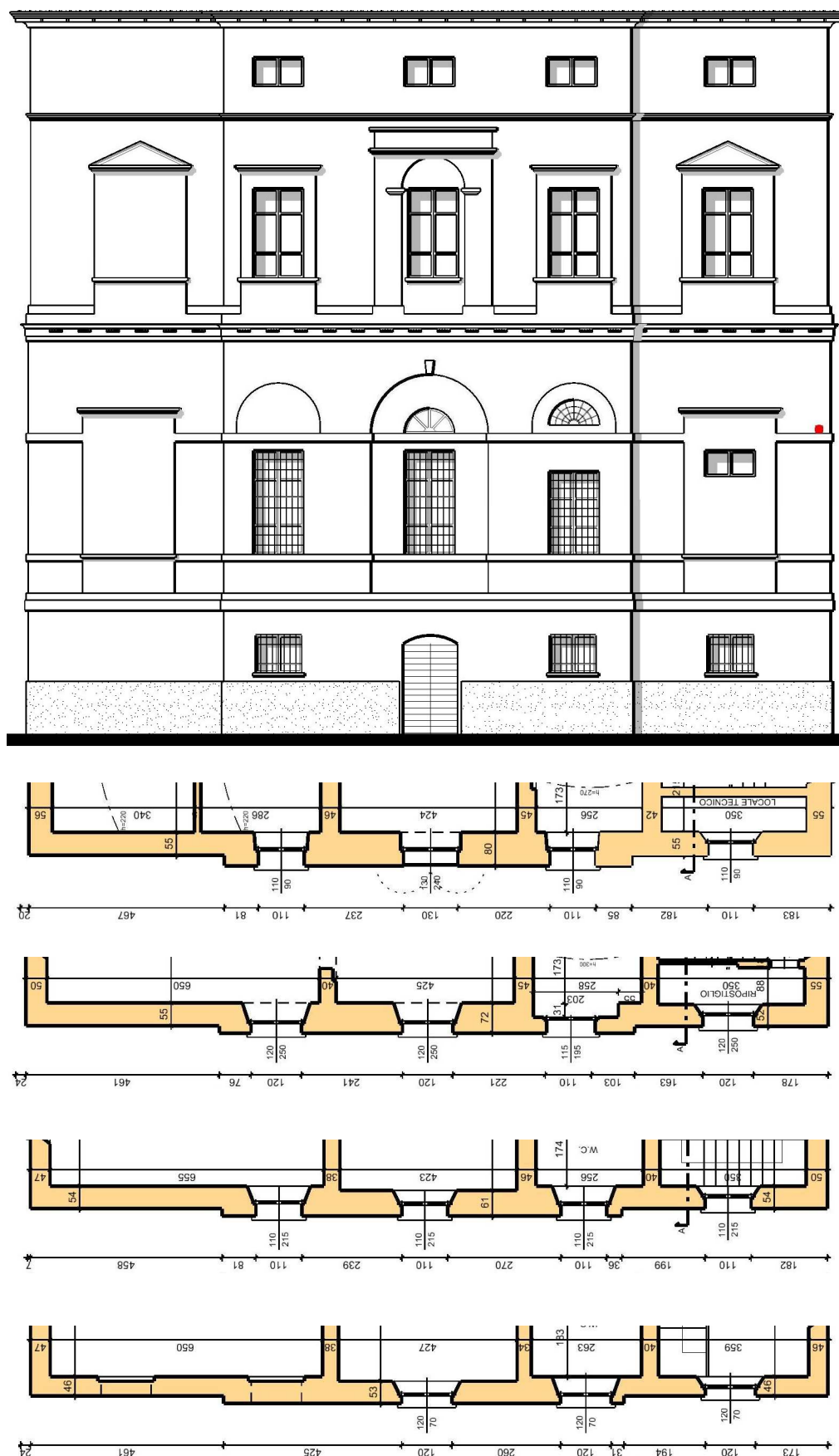


Figura 6.2.1: dati geometrici della parete del lato Nord

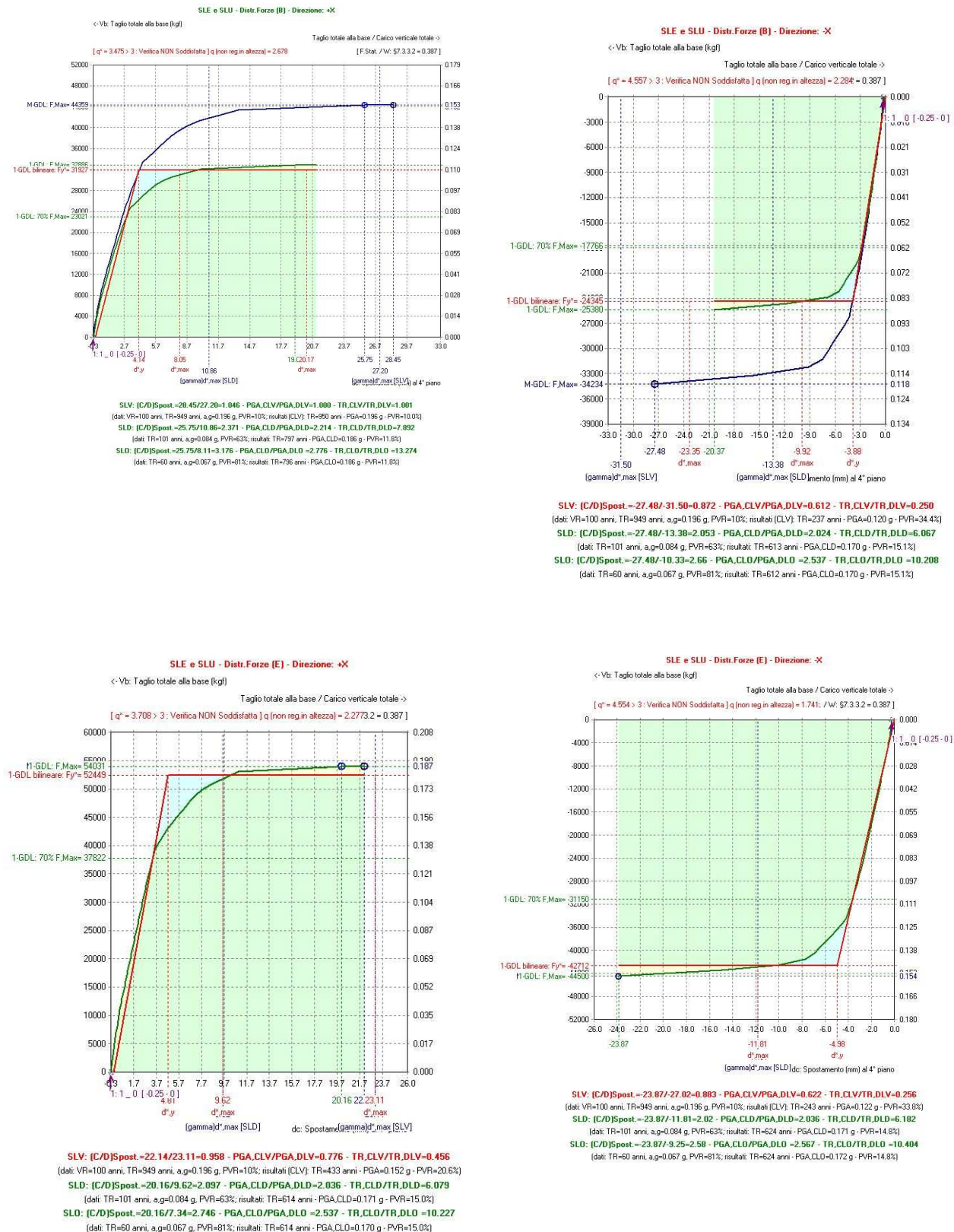


Figura 6.2.2: risultati dell'analisi pushover della parete lato Nord

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) – DISTR.FORZE (B) – DIREZIONE: +X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 14031110

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = 44359Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = 44359Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = -0.25

- al limite ultimo: $d_{c,SLV,M-GDL}$ = 28.45, di cui dovuto alle forze orizzontali = 28.70**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 le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano m_i traslazionali;- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale

nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1

con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 76.9%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidità considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindiconto dell'eventuale rigidità fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo

(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano

e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		9328	1.37		0.153
2		10674	5.56		0.621
3		6195	7.93		0.885
4		3280	8.96	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$ (kgf/m * sec²) = 16813Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \phi_i^2) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.349$ Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 32886Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 32886Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 21.09**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = 23021Rigidità elastica: $k^* = 7712916$ (=54.970% della rigidità elastica del sistema M-GDL)Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.293Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.14forza Fy^* (kgf) = 31927

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 10\%$ Da PVR e V_R , per SLV risulta definito il valore di T_R (§ All. A)attraverso la relazione: $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$ Valori dei parametri ag , F_0 , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:

 ag = accelerazione orizzontale massima al sito, F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	F ₀	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.426	0.291	1.415	1.578	1.415	0.153	0.459	2.384	1.450

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.673 g$ - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 14.38- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 110935

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 31927

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 3.475$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
risultato: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*, \max \text{ (mm)} = 20.17$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 27.20$

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) = 27.20

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 28.45

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.046: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.196 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 950 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 9.994 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	950	0.196	10.0

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.196/0.196 = 1.000$
- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 950/949 = 1.001$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.196/0.196 = 1.000$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 950; TR, DLV = 949
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 22359

90% del Taglio massimo (kgf) = 39923

Rapporto $\alpha, u / \alpha, l = 1.786$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.678$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (B) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, \text{SLD, M-GDL (kgf)} = 44359$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: $d_c \text{ (mm)}$:

- iniziale = -0.25
- al limite di danno: $d_c, \text{SLD, M-GDL} = 25.75$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 26.00

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %
 Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_0, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
 F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	F_0	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.084	2.465	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.936	0.964

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.311 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*, e, \max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 6.64$
- forza di risposta elastica $= S_e(T^*) m^* \text{ (kgf)} = 51210$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kgf)} = 31927$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.604$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*, \max \text{ (mm)} = 8.05$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 10.86$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 10.86

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 25.75

Rapporto: Capacità / Domanda = 2.371: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.186 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 797.0874$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 11.791 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.084	63.0
Risultati	797	0.186	11.8

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = PGA, CLD / PGA, DLD (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.186/0.084 = 2.214$

- secondo TR: $\alpha_D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 797/101 = 7.892$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 14031200

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max, M-GDL} \text{ (kgf)} = -34234$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV, M-GDL} \text{ (kgf)} = -34234$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: $dc \text{ (mm)}$:

- iniziale = -0.25

- al limite ultimo: $dc, SLV, M-GDL = -27.48$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.23

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 le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 76.9%
(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec^2)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		9328	1.37		0.153
2		10674	5.56		0.621
3		6195	7.93		0.885
4		3280	8.96	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi, i)$ (kgf/m * sec²) = 16813

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi, i) / \Sigma(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.349$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max, 1-GDL} = (F_{Max, M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -25380

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -25380

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV, 1-GDL} = (d_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -20.37

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max, 1-GDL}$ (kgf) = -17766

Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 6275175 (=44.723% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.325

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.88
forza Fy^* (kgf) = -24345

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10 \%$

Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ (§3.2.3), dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.426	0.291	1.415	1.578	1.415	0.153	0.459	2.384	1.450

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.673 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -17.68

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 110935

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -24345

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.557$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -23.35

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -31.50

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) = -31.50

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -27.48

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.872: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.120 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 237$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 34.386 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	237	0.120	34.4

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.120/0.196 = 0.612$

- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 237/949 = 0.250$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.120/0.196 = 0.612$

- periodi di ritorno: $TR, CLV = 237$; $TR, DLV = 949$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -20234

90% del Taglio massimo (kgf) = -30811

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.523$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.284$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (B) - Direzione: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kgf) = -34234

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = -0.25

- al limite di danno: $d_c, SLD, M-GDL = -27.48$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.23

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63\%$

Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri $a_g, F_o, T C^*$ per i periodi di ritorno $T R$ associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, T B, T C, T D, F_v$ [§3.2.3], dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T C^*$ = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per $T C$ dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$T B, T C, T D$ = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	$T R$ (anni)	a, g (*g)	F_o	$T C^*$ (sec)	SS	CC	S	$T B$ (sec)	$T C$ (sec)	$T D$ (sec)	F_v
SLE - SLD	101	0.084	2.465	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.936	0.964

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.311 g$

- in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*)$ (mm) = -8.16

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 51210

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = -24345

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.104$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = -9.92

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = -13.38

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -13.38

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -27.48

Rapporto: Capacità / Domanda = 2.053: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA, CLD) = 0.170 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T R = 612.7778$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V R = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 15.057\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente $T R$ minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e $T R$ maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	$T R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.084	63.0
Risultati	613	0.170	15.1

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = PGA, CLD / PGA, DLD (= a, g \text{ in input per SLD}) = 0.170/0.084 = 2.024$

- secondo TR: $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 613/101 = 6.067$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 18686560
 Resistenza massima (taglio alla base): $F, Max, M-GDL$ (kgf) = 54031
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, M-GDL$ (kgf) = 54031

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):
 - iniziale = -0.25
 - al limite ultimo: $d_c, SLV, M-GDL = 22.14$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 22.40

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 $m^* = \Sigma(m, i)$ (kgf/m * sec²) = 29476
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = 54031
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = 54031
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 22.14

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F, Max, 1-GDL$ (kgf) = 37822
 Rigidità elastica: k^* (kgf/m) = 10908000 (=58.374% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.327
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.81
 forza Fy^* (kgf) = 52449

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$
 Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.426	0.291	1.415	1.578	1.415	0.153	0.459	2.384	1.450

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.673$ g
 - in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 17.83
 - forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 194488
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kgf) = 52449
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 3.708$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
risultato: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 23.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 23.11

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) = 23.11
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 22.14

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.958: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.152 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 433$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 20.624\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	433	0.152	20.6

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.152/0.196 = 0.776$
- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 433/949 = 0.456$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.152/0.196 = 0.776$
- periodi di ritorno: $TR, CLV = 433$; $TR, DLV = 949$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 32031

90% del Taglio massimo (kgf) = 48628

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.518$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.277$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, SLD, M-GDL$ (kgf) = 54031

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.25
- al limite di danno: $dc, SLD, M-GDL = 20.16$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 20.42

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63 \%$

Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ (§3.2.3), dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.084	2.465	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.936	0.964

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.311 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 8.23
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 89779
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 52449
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.712$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 9.62

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 9.62

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) = 9.62

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 20.16

Rapporto: Capacità / Domanda = 2.097: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA, CLD) = 0.171 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 613.937$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 15.031\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.084	63.0
Risultati	614	0.171	15.0

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.171/0.084 = 2.036$
 - secondo TR: $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 614/101 = 6.079$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 18686730
 Resistenza massima (taglio alla base): $F, Max, M-GDL$ (kgf) = -44500
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, M-GDL$ (kgf) = -44500

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.25
 - al limite ultimo: $dc, SLV, M-GDL = -23.87$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -23.62

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 $m^* = \Sigma(m, i)$ (kgf/m * sec²) = 29476

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = -44500

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = -44500

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -23.87

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F, Max, 1-GDL$ (kgf) = -31150
 Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 8581515 (=45.923% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.368
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -4.98
 forza Fy^* (kgf) = -42712

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$

Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.426	0.291	1.415	1.578	1.415	0.153	0.459	2.384	1.450

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.673 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -22.66

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 194488

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -42712

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.554$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -27.02

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -27.02

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 – §7.8.1.5.4 – §C7.3.4.1 – §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento: (mm) = -27.02
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -23.87

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.883: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.122 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 243 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 33.77 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV – sopra riportati – deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	243	0.122	33.8

Verifiche di vulnerabilità – Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.122/0.196 = 0.622$
- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 243/949 = 0.256$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.122/0.196 = 0.622$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 243; TR, DLV = 949
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 – §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -34500
 90% del Taglio massimo (kgf) = -40050
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l = 1.161$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 1.741$

SLE di Danno (SLD) – Distr.Forze (E) – Direzione: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = -44500

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.25
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -23.87, di cui dovuto alle forze orizzontali = -23.62

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.084	2.465	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.936	0.964

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.311 g$
- in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = -10.46$
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^* \text{ (kgf)} = 89779$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kgf)} = -42712$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.102$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*, \max \text{ (mm)} = -11.81$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = -11.81$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -11.81

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -23.87

Rapporto: Capacità / Domanda = 2.02: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.171 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 624.3696

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 14.799 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.084	63.0
Risultati	624	0.171	14.8

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.171/0.084 = 2.036$
- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 624/101 = 6.182$

6.2.3 Analisi pushover parete lato Ovest

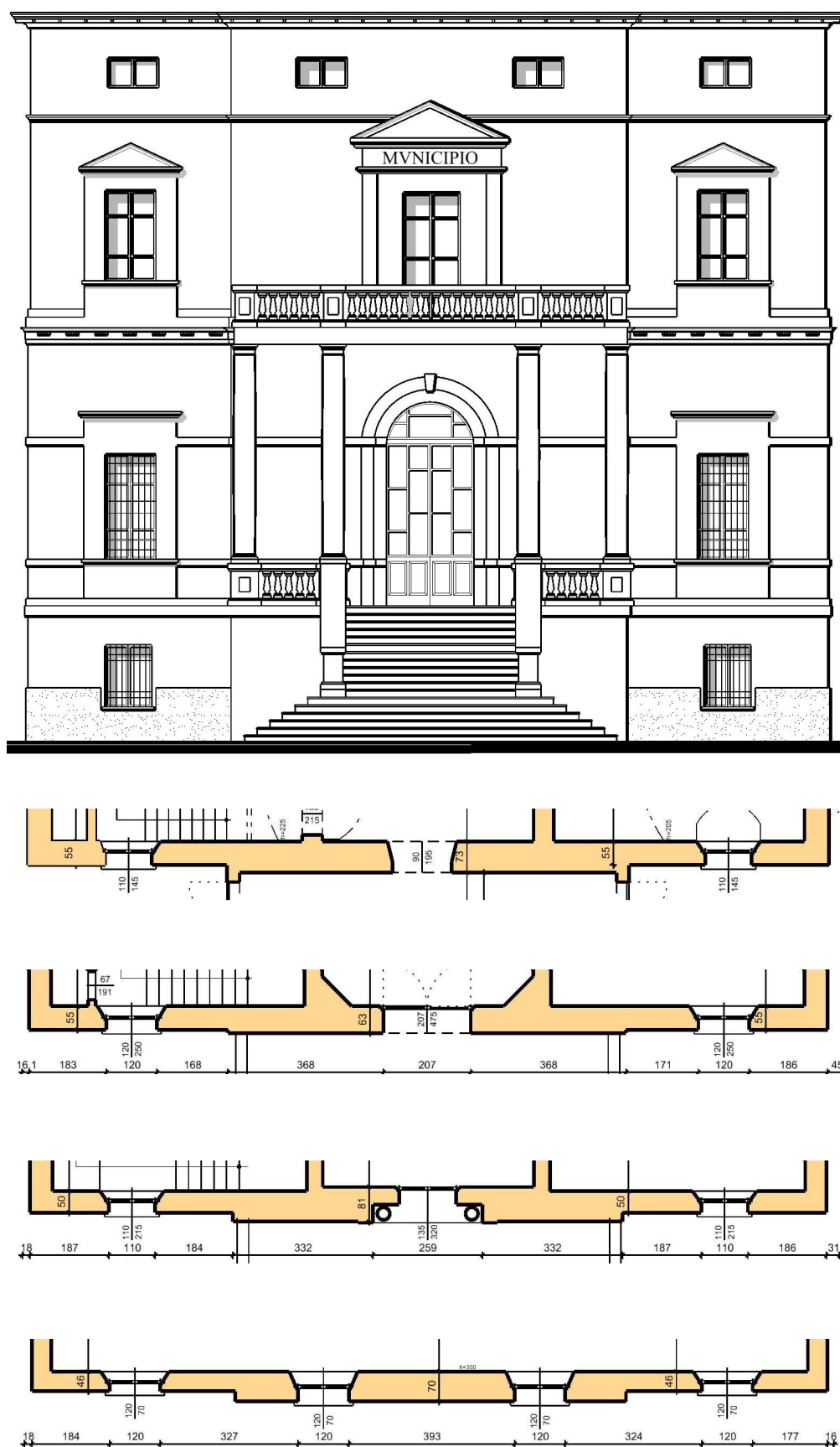


Figura 6.2.3: dati geometrici della parete del lato Ovest

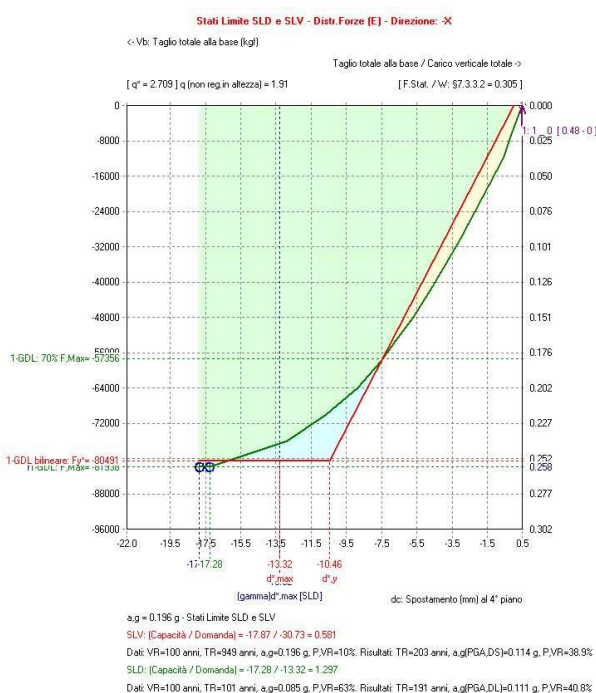
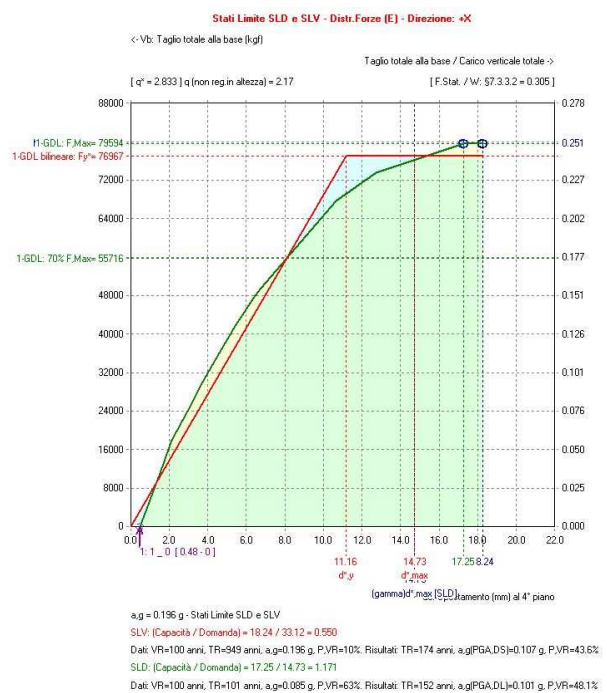
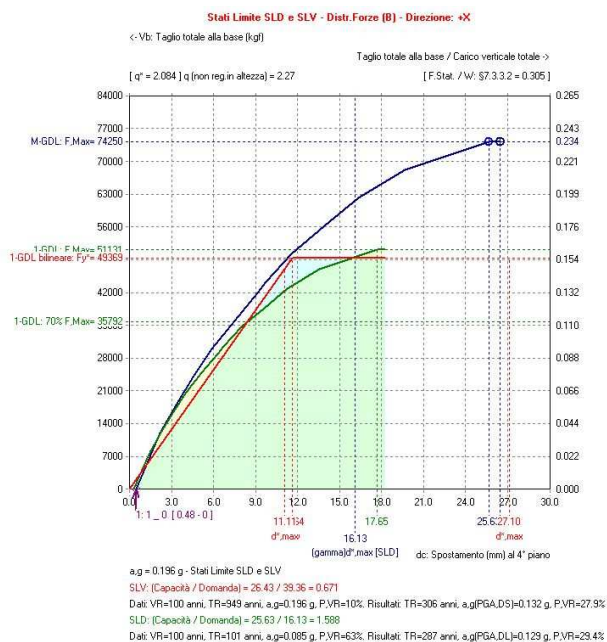


Figura 6.2.4: risultati dell'analisi pushover della parete lato Ovest

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) – DISTR.FORZE (B) – DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 7125620
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = 74250
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = 74250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.48
- al limite ultimo: $d_{c,SLV,M-GDL}$ = 26.43, di cui dovuto alle forze orizzontali = 25.96

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 le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo fondamentale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo fondamentale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.5% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		10032	0.70		0.072
2		11534	4.46		0.458
3		7457	7.74		0.794
4		3354	9.75	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$ (kgf/m * sec²) = 15275
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \phi_i^2) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.452$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 51131
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 51131
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 18.20

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = 35792
 Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 4241271 (=59.521% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.377
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 11.64
 forza Fy^* (kgf) = 49369

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
 Da P_{VR} e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - P_{VR})]$

Valori dei parametri a_g , F_o , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , F_v (§3.2.3), dove:
 a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
 F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB , TC , TD = periodi di spettro;
 F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_o	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F_v
SLU - SLV	949	0.196	2.437	0.292	1.413	1.576	1.438	0.154	0.462	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.687 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 24.26
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 102890 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = 49369
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.084$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 27.10

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 39.36

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 39.36

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 26.43

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.671: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003, §3.2.2):

Accelerazione sostenibile a_g per SLV (Danno Severo: PGA, DS) = 0.132 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 306$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $P, VR = 27.9\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, a_g sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente P, VR maggiore; per verifica soddisfatta, a_g sost.e TR maggiori, e P, VR minore).

Riepilogo per SLV (per i Risultati: $a_g = PGA, DS$):

	TR (anni)	a_g (*g)	P, VR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	306	0.132	27.9

Indicatore del rischio di collasso (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA: $\alpha_u = PGA, DS / PGA10\% = 0.132/0.196 = 0.673$

- secondo TR: $\alpha_u = TR, DS / TR, SLV = 306/949 = 0.322$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 44250

90% del Taglio massimo (kgf) = 66825

Rapporto $\alpha_u / \alpha_1 = 1.510$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.27$

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) - Distr.Forze (B) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, SLD, M-GDL$ (kgf) = 74250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite di danno: $dc, SLD, M-GDL = 25.63$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 25.16

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P, VR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63\%$

Da P, VR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - P, VR)]$

Valori dei parametri a_g, F_0, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, F_v$ (§3.2.3), dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_0	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F_v
SLD - SLD	101	0.085	2.467	0.272	1.500	1.614	1.500	0.147	0.441	1.940	0.971

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.315 g$

- in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*)$ (mm) = 11.11

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 47117

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = 49369

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.954$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 11.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 16.13

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 16.13

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 25.63

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.588: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003, 3.2.2):

Accelerazione sostenibile ag per SLD (Danno Limitato: PGA, DL) = 0.129 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 287.2742$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $P, VR = 29.4 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, ag sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente P, VR maggiore; per verifica soddisfatta, ag sost.e TR maggiori, e P, VR minore).

Riepilogo per SLD (per i Risultati: $a, g = PGA, DL$):

	TR (anni)	a, g (*g)	P, VR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	287	0.129	29.4

Indicatore del rischio di inagibilità (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA: $\alpha, e = PGA, DL / PGA63\% = 0.129/0.085 = 1.518$

- secondo TR: $\alpha, e = TR, DL / TR, SLD = 287/101 = 2.844$

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 7125816

Resistenza massima (taglio alla base): $F, \max, M-GDL$ (kgf) = -78375

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, M-GDL$ (kgf) = -78375

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite ultimo: $dc, SLV, M-GDL = -27.39$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.87

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 stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano m, i traslazionali;

- corrispondenti spostamenti modali ϕ, i secondo il modo fondamentale

nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo fondamentale è il modo 1

con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.5%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidità considerate corrispondono al parametro $\%K, \text{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi

conto dell'eventuale rigidità fessurata ($\%K, \text{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo $\%K, \text{elast} = 100\%$ per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo

(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano

e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		10032	0.70		0.072
2		11534	4.46		0.458
3		7457	7.74		0.794
4		3354	9.75	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m, i \cdot \phi, i)$ (kgf/m * sec²) = 15275

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m, i \cdot \phi, i) / \sum(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.452$

Resistenza massima (taglio alla base): $F, \max, 1-GDL = (F, \max, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = -53971

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kgf) = -53971

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -18.86

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = -37780
 Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 4618129 (=64.808% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.361
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -11.40
 forza Fy^* (kgf) = -52654

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 10\%$
 Da P_{VR} e V_R , per SLV risulta definito il valore di T_R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - P_{VR})]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB , TC , TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.437	0.292	1.413	1.576	1.438	0.154	0.462	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.687 g$
 - in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -22.28
 - forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 102890
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kgf) = -52654
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.954$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -25.31

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -36.75

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -36.75

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -27.39

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.745: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003, §3.2.2):

Accelerazione sostenibile ag per SLV (Danno Severo: PGA_{DS}) = 0.149 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 411$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $P_{VR} = 21.6\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, ag sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente P_{VR} maggiore; per verifica soddisfatta, ag sost.e TR maggiori, e P_{VR} minore).

Riepilogo per SLV (per i Risultati: $a, g = PGA_{DS}$):

	TR (anni)	a, g (*g)	P_{VR} (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	411	0.149	21.6

Indicatore del rischio di collasso (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA : $\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%} = 0.149 / 0.196 = 0.760$

- secondo TR : $\alpha_u = TR_{DS} / TR_{SLV} = 411 / 949 = 0.434$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -42375

90% del Taglio massimo (kgf) = -70538

Rapporto $\alpha_u / \alpha_1 = 1.665$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.50$

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) - Distr.Forze (B) - Direzione: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):Resistenza a SLD: $F,SLD,M-GDL$ (kgf) = -78375Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite di danno: $dc,SLD,M-GDL$ = -26.87, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.35

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

 P,VR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %Da P,VR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)attraverso la relazione: $T,R = V,R / [1 - \ln(1 - P,VR)]$ Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLDe: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv (§3.2.3), dove: ag = accelerazione orizzontale massima al sito, Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, SS = coefficiente di sottosuolo; CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo; S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; TB , TC , TD = periodi di spettro; Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.467	0.272	1.500	1.614	1.500	0.147	0.441	1.940	0.971

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*)$ = 0.315 g- in spostamento: d^*,e,max = $S,De(T^*)$ (mm) = -10.20- forza di risposta elastica = $S,e(T^*)$ m^* (kgf) = 47117

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -52654

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q^* = 0.895Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita. $q^* \leq 1$, e quindi: d^*,max = d^*,e,max Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -10.20**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -14.82**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) = -14.82

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = -26.87

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.813: Capacità > Domanda**Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003,3.2.2):**Accelerazione sostenibile ag per SLD (Danno Limitato: PGA,DL) = 0.146 gcorrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 388.7512Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,ha la probabilità di essere superata pari a: P,VR = 22.7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, ag sostenibile ed il corrispondente TR minori,e la corrispondente P,VR maggiore; per verifica soddisfatta, ag sost.e TR maggiori, e P,VR minore).**Riepilogo per SLD** (per i Risultati: $a,g=PGA,DL$):

	TR (anni)	a,g (*g)	P,VR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	389	0.146	22.7

Indicatore del rischio di inagibilità (ex OPCM 3362/2004):- secondo PGA : α,e = $PGA,DL / PGA63\%$ = 0.146/0.085 = 1.718- secondo TR : α,e = $TR,DL / TR,SLD$ = 389/101 = 3.849**SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 10702210

Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kgf) = 79594Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kgf) = 79594Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL$ = 18.24, di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.77**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):

$$\text{Massa } m^* = \Sigma(m,i) \text{ (kgf/m} \cdot \text{sec}^2) = 32377$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = 1.000$$

$$\text{Resistenza massima (taglio alla base): } F_{\text{Max},1\text{-GDL}} = (F_{\text{Max},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kgf)} = 79594$$

$$\text{Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): } F_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (F_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kgf)} = 79594$$

$$\text{Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): } d_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (d_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (mm)} = 18.24$$

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

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F_{\text{Max},1\text{-GDL}} \text{ (kgf)} = 55716$$

$$\text{Rigidezza elastica: } k^* \text{ (kgf/m)} = 6895231 \text{ (=64.428\% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2\pi\sqrt{(m^*/k^*)} \text{ (sec)} = 0.431$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = 11.16$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kgf)} = 76967$$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P,VR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %

Da P,VR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - P,VR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.437	0.292	1.413	1.576	1.438	0.154	0.462	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.687 g$

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = 31.63$

- forza di risposta elastica $= S,e(T^*) m^* \text{ (kgf)} = 218086$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kgf)} = 76967$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.833$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 33.12$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 33.12$

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) = 33.12

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 18.24

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.550: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003, §3.2.2):

Accelerazione sostenibile ag per SLV (Danno Severo: PGA,DS) = 0.107 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 174 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: P,VR = 43.6 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, ag sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente P,VR maggiore; per verifica soddisfatta, ag sost.e TR maggiori, e P,VR minore).

Riepilogo per SLV (per i Risultati: $a,g=PGA,DS$):

	TR (anni)	a,g (*g)	P,VR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	174	0.107	43.6

Indicatore del rischio di collasso (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA: $\alpha_u = PGA,DS / PGA10\% = 0.107/0.196 = 0.546$

- secondo TR: $\alpha_u = TR,DS / TR,SLV = 174/949 = 0.184$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 49594

90% del Taglio massimo (kgf) = 71634

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.444$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.17$

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) – Distr.Forze (E) – Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kgf) = 79594

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite di danno: $d_c, SLD, M-GDL$ = 17.25, di cui dovuto alle forze orizzontali = 16.78

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da P_{VR} e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - P_{VR})]$

Valori dei parametri a_g , F_o , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , F_v (§3.2.3), dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB , TC , TD = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_o	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F_v
SLE - SLD	101	0.085	2.467	0.272	1.500	1.614	1.500	0.147	0.441	1.940	0.971

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*)$ = 0.315 g

- in spostamento: d^*,e,max = $S_{De}(T^*)$ (mm) = 14.48

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 99870

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = 76967

(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^* = 1.298

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 14.73

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 14.73

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) = 14.73

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 17.25

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.171: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003,3.2.2):

Accelerazione sostenibile a_g per SLD (Danno Limitato: PGA_{DL}) = 0.101 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 152.3694

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: P_{VR} = 48.1 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, a_g sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente P_{VR} maggiore; per verifica soddisfatta, a_g sost.e TR maggiori, e P_{VR} minore).

Riepilogo per SLD (per i Risultati: $a_g=PGA_{DL}$):

	TR (anni)	a_g (*g)	P_{VR} (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	152	0.101	48.1

Indicatore del rischio di inagibilità (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA : $\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{63\%} = 0.101/0.085 = 1.188$

- secondo TR : $\alpha_e = TR_{DL} / TR_{SLD} = 152/101 = 1.509$

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) – DISTR.FORZE (E) – DIREZIONE: -X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 10706070

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = -81938

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = -81938

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):
 - iniziale = 0.48
 - al limite ultimo: $d_c, SLV, M-GDL = -17.87$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -18.35

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 $m^* = \sum(m_i)$ (kgf/m * sec²) = 32377

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max, 1-GDL} = (F_{Max, M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -81938

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -81938

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV, 1-GDL} = (d_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -17.87

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max, 1-GDL}$ (kgf) = -57356

Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 7694280 (=71.868% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.408

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -10.46
 forza Fy^* (kgf) = -80491

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

P, VR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$

Da P, VR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - P, VR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	949	0.196	2.437	0.292	1.413	1.576	1.438	0.154	0.462	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.687 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -28.34

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 218086

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -80491

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.709$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -30.73

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -30.73

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) = -30.73

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -17.87

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.581: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003, §3.2.2):

Accelerazione sostenibile ag per SLV (Danno Severo: PGA, DS) = 0.114 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 203$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $P, VR = 38.9\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, ag sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente P, VR maggiore; per verifica soddisfatta, ag sost.e TR maggiori, e P, VR minore).

Riepilogo per SLV (per i Risultati: $a, g=PGA, DS$):

	TR	a, g	P, VR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	203	0.114	38.9

Indicatore del rischio di collasso (ex OPCM 3362/2004):

- secondo PGA : $\alpha, u = PGA, DS / PGA10\% = 0.114/0.196 = 0.582$

- secondo TR : $\alpha, u = TR, DS / TR, SLV = 203/949 = 0.214$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 – §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -57938

90% del Taglio massimo (kgf) = -73744

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.273$ Edificio non regolare in altezza: $q = 1.91$ **SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) – Distr.Forze (E) – Direzione: -X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kgf) = -81938Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.48

- al limite di danno: $d_{c,SLD,M-GDL} = -17.28$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.76

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

 P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 63\%$ Da P_{VR} e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - P_{VR})]$ Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati allo Stato Limite SLDe: SS , CC , S , T_B , T_C , T_D , F_v (§3.2.3), dove: a_g = accelerazione orizzontale massima al sito, F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, SS = coefficiente di sottosuolo; CC = coefficiente per T_C dipendente dal sottosuolo; S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; T_B , T_C , T_D = periodi di spettro; F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (*g)	F_o	T_C^* (sec)	SS	CC	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	F_v
SLE - SLD	101	0.085	2.467	0.272	1.500	1.614	1.500	0.147	0.441	1.940	0.971

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)} = 0.315 g$ - in spostamento: $d_{e,max}^* = S_{De(T^*)}$ (mm) = -12.98- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kgf) = 99870

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_{y^*} (kgf) = -80491

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.241$ Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{e,max}^*$ (mm) = -13.32**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{e,max}^*$ (mm) = -13.32**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 – §7.8.1.5.4 – §C7.3.4.1 – §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -13.32

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = -17.28

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.297: Capacità > Domanda**Verifiche per edifici strategici o importanti (ex DPCM 21.10.2003,3.2.2):**Accelerazione sostenibile a_g per SLD (Danno Limitato: PGA_{DL}) = 0.111 gCorrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R = 190.5725$ Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,ha la probabilità di essere superata pari a: $P_{VR} = 40.8\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, a_g sostenibile ed il corrispondente T_R minori,e la corrispondente P_{VR} maggiore; per verifica soddisfatta, a_g sost.e T_R maggiori, e P_{VR} minore).**Riepilogo per SLD (per i Risultati: $a_g=PGA_{DL}$):**

	T_R (anni)	a_g (*g)	P_{VR} (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	191	0.111	40.8

Indicatore del rischio di inagibilità (ex OPCM 3362/2004):- secondo PGA : $\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{63\%} = 0.111/0.085 = 1.306$ - secondo T_R : $\alpha_e = T_{R,DL} / T_{R,SLD} = 191/101 = 1.887$

6.2.4 Analisi pushover parete lato Est

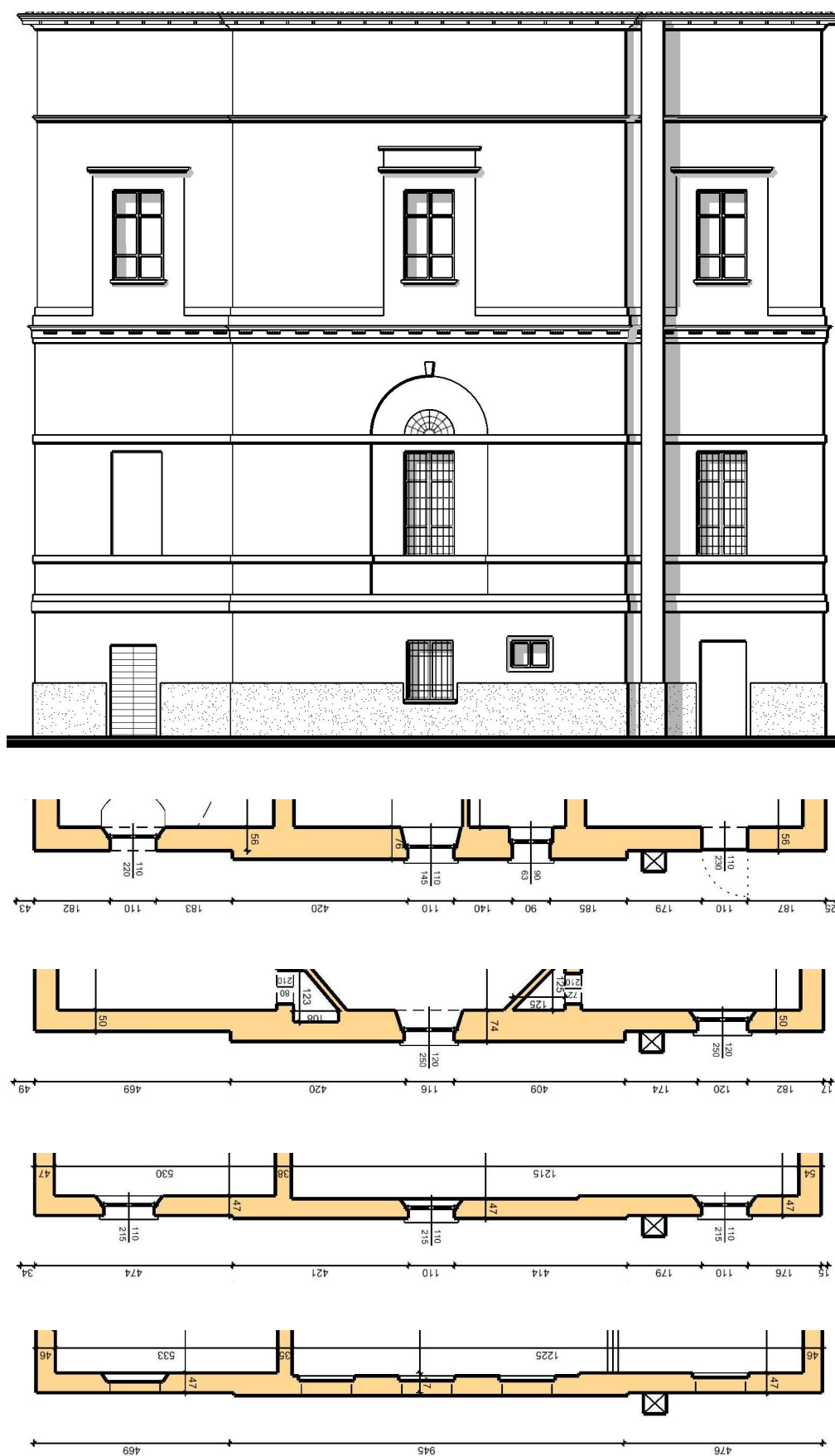


Figura 6.2.5: dati geometrici della parete del lato Est



Figura 6.2.6: risultati dell'analisi pushover della parete lato Est

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 46450540
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kgf) = 71250
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kgf) = 71250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.09
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 3.77, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.68

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 le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 89.9% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro K_{elast} dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ($K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo $K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		9720	2.99		0.380
2		11048	5.98		0.761
3		6082	7.25		0.922
4		3195	7.86	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$ (kgf/m * sec²) = 20904

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \phi_i) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.293$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kgf) = 55104

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kgf) = 55104

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 2.92

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kgf) = 38573

Rigidità elastica: k^* (kgf/m) = 41543060 (=89.435% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.141

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.24
 forza Fy^* (kgf) = 51405

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.438	0.290	1.000	1.000	1.413	0.153	0.458	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.644 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_d(T^*)$ (mm) = 3.18
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 131982 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 51405

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.568$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 7.54

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 9.75

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 – §7.8.1.5.4 – §C7.3.4.1 – §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 9.75

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 3.77

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.387: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.101 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 153 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 47.993 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV – sopra riportati – deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	153	0.101	48.0

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA}, \text{CLV} / \text{PGA}, \text{DLV}$ (=a, g in input per SLV) = $0.101/0.196 = 0.515$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR}, \text{CLV} / \text{TR}, \text{DLV}$ (=TR in input per SLV) = $153/949 = 0.161$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = \text{PGA}, \text{CLV} / \text{PGA}, \text{DLV}$ (=a, g in input per SLV) = $0.101/0.196 = 0.515$

- periodi di ritorno: TR, CLV = 153; TR, DLV = 949

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 – §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 47250

90% del Taglio massimo (kgf) = 64125

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.357$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.036$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (B) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, \text{SLD}, \text{M-GDL}$ (kgf) = 71250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.09

- al limite di danno: $d_c, \text{SLD}, \text{M-GDL} = 3.02$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 2.93

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %

Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A) attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	F_o	T_C^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.000	1.000	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.308 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.52$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kgf)} = 63077$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_{y^*} \text{ (kgf)} = 51405$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.227$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 2.15$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 2.78$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.78

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.02

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.085: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.089 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 114.3306$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 58.299 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	114	0.089	58.3

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.089/0.085 = 1.047$

- secondo TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 114/101 = 1.132$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 46439770

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL} \text{ (kgf)} = -73500$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kgf)} = -73500$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: $dc \text{ (mm)}$:

- iniziale = 0.09

- al limite ultimo: $dc_{SLV,M-GDL} = -5.50$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.59

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 le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano $m_{i,traslazionali}$;
- corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,secondo \text{ il modo principale}}$ nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 89.9%
(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec^2)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		9720	2.99		0.380
2		11048	5.98		0.761
3		6082	7.25		0.922
4		3195	7.86	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi, i)$ (kgf/m * sec²) = 20904

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi, i) / \Sigma(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.293$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -56844

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -56844

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -4.25

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = -39791

Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 44122380 (=95.010% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.137

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -1.23

forza Fy^* (kgf) = -54233

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$

Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.438	0.290	1.000	1.000	1.413	0.153	0.458	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.633 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -2.94

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 129751

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -54233

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.393$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -6.96

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -9.00

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -9.00

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.50

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.611: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.134 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 311 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 27.504 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	311	0.134	27.5

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.134/0.196 = 0.684$

- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 311/949 = 0.328$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.134/0.196 = 0.684$

- periodi di ritorno: TR, CLV = 311; TR, DLV = 949

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -55500

90% del Taglio massimo (kgf) = -66150

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.192$

Edificio non regolare in altezza: $q = 1.788$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (B) - Direzione: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kgf) = -73500

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.09

- al limite di danno: $d_{c,SLD,M-GDL} = -3.75$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.84

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 63\%$

Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$ (§3.2.3), dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per T_C dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

T_B, T_C, T_D = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (*g)	F_o	T_C^* (sec)	SS	CC	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	F_v
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.000	1.000	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.302 g$

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = -1.40

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 61981

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = -54233

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.143$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -1.82

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -2.35

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.35

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.75

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.595: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.106 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R = 174.6079$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 43.601\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente T_R minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e T_R maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	T_R (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	175	0.106	43.6

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.106/0.085 = 1.247$
- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 175/101 = 1.729$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) – DISTR.FORZE (E) – DIREZIONE: +X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 53633660
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{\text{Max, M-GDL}}$ (kgf) = 71813
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{\text{SLV, M-GDL}}$ (kgf) = 71813

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.09
- al limite ultimo: $d_c, \text{SLV, M-GDL} = 3.57$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.48

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 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 $m^* = \Sigma(m, i)$ (kgf/m * sec²) = 30045

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{\text{Max, 1-GDL}} = (F_{\text{Max, M-GDL}} / \Gamma)$ (kgf) = 71813

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{\text{SLV, 1-GDL}} = (F_{\text{SLV, M-GDL}} / \Gamma)$ (kgf) = 71813

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{\text{SLV, 1-GDL}} = (d_{\text{SLV, M-GDL}} / \Gamma)$ (mm) = 3.57

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{\text{Max, 1-GDL}}$ (kgf) = 50269
 Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 47507730 (=88.578% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{(m^*/k^*)}$ (sec) = 0.158
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.41
 forza Fy^* (kgf) = 67011

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$

Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.438	0.290	1.000	1.000	1.413	0.153	0.458	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.675 g$
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 4.19
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 198941
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 67011
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.969$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 9.46

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \text{max}$ (mm) = 9.46

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 9.46

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 3.57

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.377: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 135$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 52.323\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	135	0.096	52.3

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.096/0.196 = 0.490$
- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 135/949 = 0.142$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.096/0.196 = 0.490$
- periodi di ritorno: $TR, CLV = 135$; $TR, DLV = 949$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 59813

90% del Taglio massimo (kgf) = 64631

Rapporto $\alpha, u/\alpha, l = 1.081$

Edificio non regolare in altezza: $q = 1.621$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, SLD, M-GDL$ (kgf) = 71813

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.09
- al limite di danno: $dc, SLD, M-GDL = 2.80$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 2.71

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63 \%$

Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.000	1.000	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.314 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 1.95
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 92564
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 67011
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.381$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 2.97

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 2.97

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.97

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 2.80

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.943: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.084 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 97.11719
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 64.288 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	97	0.084	64.3

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.084/0.085 = 0.988$
- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 97/101 = 0.962$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 53619310
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kgf) = -73875
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kgf) = -73875

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.09
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -5.29, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.38

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* = $\Sigma(m, i)$ (kgf/m * sec²) = 30045
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kgf) = -73875
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kgf) = -73875
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -5.29

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kgf) = -51713
 Rigidità elastica: k* (kgf/m) = 50917880 (=94.962% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = $2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.153
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -1.38
 forza Fy* (kgf) = -70520

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.438	0.290	1.000	1.000	1.413	0.153	0.458	2.384	1.457

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.674 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -3.90
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kgf) = 198655
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kgf) = -70520
 (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* = 2.817

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* ≤ 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = -8.94

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,_{max}$ (mm) = -8.94

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -8.94

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.29

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.592: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.129 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 282 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 29.839 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	282	0.129	29.8

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.129/0.196 = 0.658$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 282/949 = 0.297$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.129/0.196 = 0.658$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 282; TR,DLV = 949

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -55875

90% del Taglio massimo (kgf) = -66488

Rapporto $\alpha, u/\alpha, l = 1.190$

Edificio non regolare in altezza: $q = 1.785$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = -73875

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.09

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -3.51, di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.60

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.000	1.000	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.314$ g

- in spostamento: $d^*, e,_{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -1.82

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*)$ m* (kgf) = 92564

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = -70520
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.313$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = -2.68

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = -2.68

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) = -2.68

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.51

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.309: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.099 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 149.106$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 48.863\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	149	0.099	48.9

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.099/0.085 = 1.165$

- secondo TR: $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 149/101 = 1.476$

Parete	Distrib.	Analisi	Direzione	Cap/Dom	PGA sost.	TR	PVR
Nord	B	SLV	+X	1.046	0.196 g	950 anni	10.0 %
		SLV	-X	0.872	0.120 g	237 anni	34.4 %
		SLD	+X	2.371	0.186 g	797 anni	11.8 %
		SLD	-X	2.053	0.170 g	613 anni	15.1 %
	E	SLV	+X	0.958	0.152 g	433 anni	20.6 %
		SLV	-X	0.883	0.122 g	243 anni	33.8 %
		SLD	+X	2.097	0.171 g	614 anni	15.0 %
		SLD	-X	2.020	0.171 g	624 anni	14.8 %
Ovest	B	SLV	+X	0.671	0.132 g	306 anni	27.9 %
		SLV	-X	0.745	0.149 g	411	21.6 %
		SLD	+X	1.588	0.129 g	287 anni	29.4 %
		SLD	-X	1.813	0.146 g	389 anni	22.7 %
	E	SLV	+X	0.550	0.107 g	174 anni	43.6 %
		SLV	-X	0.581	0.114 g	203 anni	38.9 %
		SLD	+X	1.171	0.101 g	152 anni	48.1 %
		SLD	-X	1.297	0.111 g	190 anni	40.8 %
Est	B	SLV	+X	0.387	0.101 g	153 anni	48.0 %
		SLV	-X	0.611	0.134 g	311 anni	27.5 %
		SLD	+X	1.085	0.089 g	114 anni	58.3 %
		SLD	-X	1.595	0.106 g	175 anni	43.6 %
	E	SLV	+X	0.377	0.096 g	135 anni	52.3 %
		SLV	-X	0.592	0.129 g	282 anni	29.8 %
		SLD	+X	0.943	0.084 g	97 anni	64.3 %
		SLD	-X	1.309	0.099 g	149 anni	48.9 %

6.3 Analisi pushover globale

Come si è visto oltre all'analisi dei singoli paramenti murari, è stata effettuata una modellazione dell'edificio intesa come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai), utilizzando il codice di calcolo e le assunzioni fatte in precedenza. Si riportano nelle pagine successive i tabulati di verifica.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio. Si calcola così il valore del taglio massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore del tagliante 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.

Il tracciamento della curva di capacità viene eseguito con lo scopo di determinare il taglio massimo che può essere sopportato dalla struttura, da confrontarsi con l'azione sismica da applicarsi alla struttura, calcolata in base alla categoria sismica del sito.

Le verifiche richieste, sono definite dal confronto tra il valore del taglio massimo (massima azione orizzontale che la struttura è in grado di sopportare) con le forze orizzontali spingenti richieste dalla normativa.

Secondo le indicazioni da normativa, viene eseguita la seguente verifica:

$$F_h < F_u$$

F_h : Carico sismico agente sulla struttura (individuato secondo le indicazioni da normativa)

F_u : Massimo carico sismico sopportabile (taglio massimo, corrispondente al valore di picco della curva).

RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Parametri sismici:

Valori dei parametri a_g , F_0 , TC^* per i periodi di ritorno TR di riferimento
(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a_g (*g)	F_0	TC^* (sec)
30	0.050	2.470	0.247
50	0.063	2.494	0.260
72	0.073	2.470	0.270
101	0.085	2.464	0.270
140	0.097	2.457	0.274
201	0.113	2.449	0.280
475	0.157	2.431	0.280
975	0.198	2.436	0.290
2475	0.259	2.477	0.310

Vita Nominale, Classi d'uso e Periodo di riferimento (§2.4)

Vita Nominale V_N (anni) = 50

Classe d'uso = IV

Coefficiente d'uso C_U = 2.0

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 100$

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2):

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

h/H (h = quota sito, H =altezza rilievo topografico) = 0.000

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1.0

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 220321100

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = 380625

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = 380625

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL = 7.19$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 7.19

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 stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano $m_{,i}$ traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali $\phi_{,i}$ secondo il modo principale
nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2
con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 91.9%
(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,
che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale
le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{,elast}$ dei dati Aste e tengono quindi
conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{,elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di
comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,
ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{,elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano
e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate
-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	79916	1.16		0.449
2	X	87113	2.04		0.794
3	X	52564	2.41		0.935
4		32962	2.57	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_{,i}\phi_{,i})$ (kgf/m * sec²) = 187201

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_{,i}\phi_{,i}) / \sum(m_{,i}\phi_{,i}^2) = 1.248$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 304998

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 304998

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 5.76

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = 213498

Rigidezza elastica: $k^* = 122737000$ (=55.708% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.245

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.41

forza Fy^* (kgf) = 296242

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv (§3.2.3), dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB , TC , TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	1.414	0.153	0.458	2.384	1.456

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{,e}(T^*) = 0.675$ g

- in spostamento: $d_{,e,max}^* = S_{,e}(T^*)$ (mm) = 10.10

- forza di risposta elastica = $S_{,e}(T^*) m^*$ (kgf) = 1239400

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 296242

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.184$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{,max}^*$ (mm) = 16.76

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{,max}^*$ (mm) = 20.91

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 20.91

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 7.19

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.344: Capacità < Domanda**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.077 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 83 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 70 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	83	0.077	70.0

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a,g \text{ in input per SLV})10\% = 0.077/0.196 = 0.393$ - secondo TR: $\alpha_v = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 83/949 = 0.087$ **Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a,g \text{ in input per SLV}) = 0.077/0.196 = 0.393$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 83; TR,DLV = 949

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 36625

90% del Taglio massimo (kgf) = 342563

Rapporto $\alpha_u/\alpha_{u,1}$ calcolato = 9.353Rapporto $\alpha_u/\alpha_{u,1}$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.75

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) - Distr.Forze (B) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = 380625

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 5.33, di cui dovuto alle forze orizzontali = 5.32

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.314$ g- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 4.70- forza di risposta elastica = $S_e(T^*)$ m* (kgf) = 576740

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kgf) = 296242
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.947$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,_{max}$ (mm) = 6.68

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,_{max}$ (mm) = 8.34

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.34

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 5.33

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.639: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.062 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 49.41406$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 86.8\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	49	0.062	86.8

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=a, g \text{ in input per SLD}) 63\% = 0.062/0.085 = 0.729$
 - secondo TR: $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 49/101 = 0.489$

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 180159200
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = 323875
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = 323875

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite ultimo: $dc_{SLV,M-GDL} = 9.17$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.19

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 stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 80.8%
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,
 che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale
 le rigidità considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi
 conto dell'eventuale rigidità fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche,
 ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec ²)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	79916	1.14		0.473
2	X	87113	1.87		0.780
3	X	52564	2.26		0.942
4		32962	2.40	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$ (kgf/m * sec²) = 188211

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \phi_i^2) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.251$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 258940

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kgf)} = 258940$

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 7.34$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL} \text{ (kgf)} = 181258$

Rigidità elastica: $k^* \text{ (kgf/m)} = 114445400 \text{ (=63,525\% della rigidità elastica del sistema M-GDL)}$

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*} \text{ (sec)} = 0.255$

Punto di snervamento: spostamento $dy^* \text{ (mm)} = 2.10$

forza $Fy^* \text{ (kgf)} = 240847$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10 \%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB , TC , TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	1.414	0.153	0.458	2.384	1.456

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.675 g$

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = 10.89$

- forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^* \text{ (kgf)} = 1246087$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kgf)} = 240847$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 5.174$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 17.89$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 22.38$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: $(mm) = 22.38$

Capacità di spostamento a SLV: $(mm) = 9.17$

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.41: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = $0.087 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 106$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 61 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	106	0.087	61.0

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA : $\alpha_v = PGA,CLV / PGA,DLV (=a,g \text{ in input per SLV}) 10\% = 0.087/0.196 = 0.444$

- secondo TR : $\alpha_v = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 106/949 = 0.112$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA :

- $\alpha_v = PGA,CLV / PGA,DLV (=a,g \text{ in input per SLV}) = 0.087/0.196 = 0.444$

- periodi di ritorno: $TR,CLV = 106$; $TR,DLV = 949$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione $(kgf) = 43875$

90% del Taglio massimo $(kgf) = 291488$

Rapporto α_u/α_l calcolato = 6.644
 Rapporto α_u/α_l effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.75$

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) – Distr.Forze (B) – Direzione: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
 Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kgf) = 323875

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):
 - iniziale = -0.01
 - al limite di danno: $d_c,SLD,M-GDL = 7.88$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 7.90

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 63\%$
 Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_o, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD
 e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, F_v$ [§3.2.3], dove:
 a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
 F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_o	TC^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F_v
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.314 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 5.07
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 579851
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento F_y^* (kgf) = 240847
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.408$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 7.43

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 9.29

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) = 9.29
 Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 7.88

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.849: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.077 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 79.36719$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 71.6\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	79	0.077	71.6

Indicatore di rischio:

- secondo PGA : $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=a_g \text{ in input per SLD}) 63\% = 0.077/0.085 = 0.906$
 - secondo TR : $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 79/101 = 0.786$

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) – DISTR.FORZE (E) – DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 245957200
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kgf) = 380500
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kgf) = 380500

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: $d_{c,SLV,M-GDL}$ = 5.79, di cui dovuto alle forze orizzontali = 5.78

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 $m^* = \Sigma(m_i)$ (kgf/m * sec²) = 252555
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 380500
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 380500
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 5.79

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = 266350
 Rigidità elastica: k^* (kgf/m) = 148409400 (=60.340% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.259
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.51
 forza Fy^* (kgf) = 372279

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB , TC , TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	1.414	0.153	0.458	2.384	1.456

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.675 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 11.27
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kgf) = 1672089
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kgf) = 372279
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.491$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 17.98

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 17.98

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 17.98

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 5.79

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.322: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.073 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 70$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 75.8\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	70	0.073	75.8

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) 10\% = 0.073/0.196 = 0.372$
- secondo TR: $\alpha_v = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 70/949 = 0.074$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.073/0.196 = 0.372$
 - periodi di ritorno: TR,CLV = 70; TR,DLV = 949
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 52500

90% del Taglio massimo (kgf) = 342450

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 6.523

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.75

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) - Distr.Forze (E) - Direzione: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = 380500

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 3.93, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.93

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_o	T_C^* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.314 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = 5.24$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* (kgf) = 778086$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* (kgf) = 372279$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.090$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max (mm) = 7.34$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max (mm) = 7.34$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 7.34

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 3.93

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.536: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.054 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 36.10156

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 93.7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	36	0.054	93.7

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) 63\% = 0.054/0.085 = 0.635$
- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 36/101 = 0.357$

SLV (STATO LIMITE ULTIMO: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 202561300
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kgf) = 323250
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kgf) = 323250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = -0.01
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 6.29, di cui dovuto alle forze orizzontali = 6.30

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 $m^* = \Sigma(m, i)$ (kgf/m * sec²) = 252555
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kgf) = 323250
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kgf) = 323250
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 6.29

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kgf) = 226275
 Rigidità elastica: k^* (kgf/m) = 136925300 (=67.597% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.270
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.25
 forza Fy^* (kgf) = 308551

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	949	0.196	2.436	0.290	1.414	1.580	1.414	0.153	0.458	2.384	1.456

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.675 g$
 - in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*)$ (mm) = 12.21
 - forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 1672089
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kgf) = 308551
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 5.419$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
risulta: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 19.16

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 19.16

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 19.16
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 6.29

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.328: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.071 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 67 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 77.6 %
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	949	0.196	10.0
Risultati	67	0.071	77.6

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a, g \text{ in input per SLV})10\% = 0.071/0.196 = 0.362$
- secondo TR: $\alpha_v = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 67/949 = 0.070$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.071/0.196 = 0.362$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 67; TR,DLV = 949
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 35250

90% del Taglio massimo (kgf) = 290925

Rapporto α_u/α_l calcolato = 8.253

Rapporto α_u/α_l effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.75

SLD (Stato Limite di Esercizio: Stato Limite di Danno) - Distr.Forze (E) - Direzione: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = 323250

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 5.02, di cui dovuto alle forze orizzontali = 5.03

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	101	0.085	2.464	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.940	0.970

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.314 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = 5.68$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* (kgf) = 778086$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $F_y^* (kgf) = 308551$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.522$
- Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 8.07

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 8.07

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.07

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 5.02

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.622: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.060 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 43.86719

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 89.8 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	101	0.085	63.0
Risultati	44	0.060	89.8

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) 63\% = 0.060/0.085 = 0.706$

- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 44/101 = 0.434$

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

7.1 Sintesi del percorso conoscitivo

Viene sintetizzato in questo paragrafo il percorso conoscitivo, dai sopralluoghi preliminari, al materiale informativo reperito, alle modalità di rilievo geometrico e del quadro di danneggiamento, ai saggi effettuati, alle prove specialistiche.

7.1.1 Sopralluoghi

Sono stati effettuati diversi sopralluoghi al fine di redigere un accurato rilievo delle strutture. La buona disponibilità di materiale reperito presso l'archivio dell'ufficio tecnico del Comune di Bibbiano ha consentito di ricostruire in maniera molto accurata la storia, i dettagli costruttivi e gli interventi di consolidamento eseguiti. Non è stato possibile recuperare i disegni originali del progetto, ad eccezione di alcuni elaborati cartacei parziali e non aggiornati, quindi è stata eseguita una accurata campagna di rilievo. Tali operazioni hanno interessato il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante, alzati e sezioni. Particolare attenzione è stata inoltre posta nel rilievo visivo delle tecniche costruttive utilizzate, della qualità dei materiali e delle strutture, con particolare riferimento allo stato di conservazione del fabbricato. Inoltre si è cercato di individuare tutte le possibili fonti di vulnerabilità, anche dovute a elementi non strettamente legati alla struttura principale, quali controsoffittature, tamponamenti, cornicioni, rivestimenti ed impianti.

7.1.2 Materiale reperito

Sulla base delle pratiche depositate è stato possibile descrivere completamente la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, ed individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. Da una ricerca archivistica è stato possibile reperire le seguenti pratiche edilizie:

- *Riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale del comune di Bibbiano – Primo stralcio - 1979*
- *Riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale del comune di Bibbiano – Sec. stralcio - 1979*
- *Riattamento e sistemazione dell'edificio sede Municipale del comune di Bibbiano – Terzo stralcio – 1983*
- *Lavori di consolidamento e adeguamento antisismico – 1987*

- *Ristrutturazione uffici e archivi – 1987*
- *Consolidamento e adeguamento antisismico – Perizia suppletiva e di variante – 1989*
- *Ristrutturazione uffici e archivi – Perizia suppletiva e di variante – 1989*

In generale è stato recuperato materiale di vario tipo, ma ai fini del presente studio sono state particolarmente utili le relazioni illustrative dei lavori, i libretti delle misure e gli schemi della contabilità, per mezzo dei quali è stato possibile ricostruire la quasi totalità dei dettagli costruttivi e degli interventi di consolidamento eseguiti.

7.1.3 Rilievo geometrico

Mediante le operazioni di rilievo e ricerca archivistica svolte in precedenza si sono raccolti i seguenti dati:

- il rilievo di tutti i piani dell'edificio e di tutti gli elementi in muratura;
- identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- tessitura dei solai;
- dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- possibili eccentricità fra pareti.
- l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete;

7.1.4 Quadro di danneggiamento

Al seguito delle citate operazioni non sono stati rilevati particolari fenomeni fessurativi o deformativi della struttura. Bisogna sottolineare che il fabbricato ed in particolare le strutture in muratura che lo compongono non presentano segni particolari di dissesto o degrado.

7.1.5 Saggi effettuati

Per quanto riguarda le murature realizzate in pietrame dei primi tre piani dell'edificio, si deve far presente che gli interventi di consolidamento mediante intonaco armato con rete e betoncino hanno reso difficile lo svolgimento di indagini volte ad accertare la reale consistenza dell'impianto murario, a meno di ingenti rimozioni di intonaco. Inoltre anche la presenza di stucchi e pareti con finitura pittorica hanno limitato enormemente la possibilità di svolgimento di indagini di tipo visivo. Ci si è così affidati soprattutto all'analisi della documentazione esistente.

Per quanto riguarda la determinazione del tipo e delle relative caratteristiche meccaniche delle murature del sottotetto e dell'altana ci si è invece affidati sia all'analisi della documentazione esistente che ad analisi e saggi di tipo visivo, effettuati mediante la rimozione di intonaco. Da questi è emerso che le murature sono costituite da mattoni pieni in laterizio e malta di calce.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti si sono effettuati saggi unicamente all'estradosso delle volte del primo orizzontamento, al fine di determinare l'effettiva disposizione e le dimensioni degli elementi in laterizio che le costituiscono. Per i restanti orizzontamenti, la documentazione d'archivio reperita è risultata sufficiente a descrivere completamente la struttura.

7.1.6 Prove specialistiche

In accordo con l'amministrazione comunale è stata condotta una prospezione MASW (Multichannel Acquisition Surf Wave) utilizzando un sismografo a 24 canali prodotto dalla Ditta PASI di Torino attrezzato con

24 geofoni orizzontali di ricezione, dotati di preamplificatori di segnale, disposti ad interasse di 2m l'uno dall'altro. L'indagine consente di valutare, nei primi 30 m. di profondità, la distribuzione della velocità delle onde di taglio S per la definizione della categoria del terreno.

L'esposizione della metodica ed i risultati del lavoro sono nel dossier allegato; come si vede, il valore medio del parametro V_{S30} è pari a 285 m/s, quindi il suolo di fondazione appartiene alla **Categoria C**, *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

Dal punto di vista delle proprietà dei materiali si è optato per effettuare limitate prove in situ, limitandosi a verificare visivamente la reale qualità delle strutture. Questo perché l'esecuzione di prove per determinare le caratteristiche di resistenza, a causa della tipologia della muratura in esame, dotata di una elevata disomogeneità, e della variabilità dell'efficacia e della consistenza degli interventi realizzati, non avrebbe fornito dati attendibili, a meno di una campagna sistematica d'indagine su tutto il fabbricato, la quale avrebbe comportato costi elevati e benefici di modesta entità.

Inoltre si è proceduto dapprima a verificare numericamente le sollecitazioni agenti sulle strutture e le risorse disponibili valutando la reale necessità di approfondire le indagini, valutando i costi ed i benefici. Questo in accordo con quanto contenuto nel Sub-Allegato 3A del DGR 936 del 23/06/2008:

7.2 Sintesi descrittiva della struttura

Di seguito viene fornita una sintesi descrittiva della struttura, della qualità dei materiali, dell'eventuale quadro fessurativo con la relativa interpretazione.

7.2.1 Descrizione della struttura

L'edificio oggetto del presente documento di studio è ubicato nel centro di Bibbiano di fronte a piazza Damiano Chiesa nr. 2 ed è sede degli uffici dell'Amministrazione Comunale di Bibbiano.

Lo stabile, isolato e di forma pressoché quadrata in pianta, si affaccia verso nord-ovest su piazza Damiano Chiesa ed è costeggiato verso sud-ovest da via Antonio Gramsci. Come desumibile dalle planimetrie l'edificio municipale risulta isolato ed eretto su di un lotto autonomo, non vi sono quindi interazioni con altre costruzioni.

Complessivamente la costruzione è costituita da cinque piani fuori terra, compresa l'altana, delle dimensioni di 19.15×18.9 m circa, per una superficie coperta di 360 m^2 ed un volume complessivo di 6255 m^3 . L'altezza media di piano è di circa 4.80 m, mentre l'altezza in gronda, escludendo il piano dell'altana, è di circa 18 m.

Il fabbricato in muratura, nato come casino residenziale, risale ai primi anni del '900 ed ha subito interventi di modifica ancor prima di essere terminato, a seguito dell'acquisto da parte dell'Amministrazione Comunale avvenuta nel 1920. Nel 1979 vennero poi realizzati degli interventi di sistemazione dell'edificio municipale,

lavori poi interrotti a seguito dell'evento sismico del 9 novembre 1983. A seguito di questo evento l'edificio subì danni di notevole entità, tali da richiedere un tempestivo intervento di consolidamento ed una riorganizzazione più funzionale e simicamente più corretta delle destinazioni d'uso. Tali lavori proseguirono attraverso numerose fasi esecutive e subirono diverse modifiche in corso d'opera, come documentato dalle perizie suppletive e di variante depositate, e terminarono nel marzo del 1989.



Figura 7.1.1: vista del fronte principale del Municipio di Bibbiano

Attualmente il piano terra è destinato ad archivi, mentre nei piani rialzato e primo si trovano diversi uffici aperti al pubblico. Al piano secondo, parzialmente di sottotetto, si trova invece l'ufficio tecnico, mentre l'altana è stata destinata a sala riunioni per la commissione edilizia. Ai vari piani si accede mediante la scala situata sul lato Nord-Ovest o attraverso l'adiacente ascensore di recente realizzazione. L'accesso all'edificio avviene attraverso la scalinata principale, la quale è sormontata da una balconata, sostenuta da quattro alte colonne erette sopra l'ingresso.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è costituito da muratura in pietrame a sacco di spessore variabile per i primi 3 piani, mentre il sottotetto e l'altana sono costituiti da muratura laterizia tradizionale. Si vuole subito anticipare che, come si vedrà in seguito, le murature sono state rinforzate a seguito dell'evento sismico avvenuto nel 1983, mediante l'inserimento nelle murature perimetrali di tiranti Dywidag e attraverso un

intonaco armato costituito da betoncino, realizzato invece sulle pareti interne. Tutti i solai sono a struttura portante in legno, rinforzati con putrelle in acciaio e collegati alle murature attraverso una serie di catene in acciaio. La copertura è anch'essa in legno, con sovrastante tavellonatura, caldana e manto di coppi.

La costruzione rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, conseguentemente la sua tutela è disciplinata dalla relativa normativa vigente, in particolare dal “Codice dei beni culturali e del paesaggio”, Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n.42.

7.2.2 Qualità dei materiali e quadro fessurativo

Il fabbricato non presenta segni particolari di dissesto o degrado. Si è comunque proceduto a verificare, mediante saggi l'effettivo stato delle strutture riscontrando una buona qualità dei materiali.

Inoltre si è verificato a quali e quanti eventi tellurici è stato sottoposto il fabbricato nel corso della sua vita. Nell'interrogazione si è fatto riferimento a sismi di intensità epicentrale tra 1 e 11 avvenuti in un'area circolare di raggio 50 km centrata nel municipio (lat. 44.663 – long. 10.473) nell'intervallo temporale 01/01/1900 – 04/03/2009. Come si è visto, l'evento sismico del 09/11/1983 è l'unico di cui si hanno notizie in merito al danneggiamento subito dall'edificio. Tale sisma di magnitudo pari a 5.10 della scala Richter provocò una serie di lesioni tali da comportare un intervento di riparazione piuttosto ingente.

Gli eventi sismici occorsi a seguito dell'intervento, di magnitudo equivalente o di poco superiore al sisma del 1983, non fecero registrare danneggiamenti degni di nota, segno della corretta esecuzione delle opere di rafforzamento strutturale e miglioramento sismico.

7.3 Verifiche numeriche effettuate

Verranno elencate le verifiche numeriche condotte, indicando per ciascuna di esse le principali ipotesi che la caratterizzano (grado di affidabilità, eventuali ipotesi “limite”, etc.).

Si ricorda che, alla luce dei dati disponibili e dei sopralluoghi effettuati, nel caso oggetto della presente relazione si è deciso di adottare i seguenti fattori di confidenza:

- **Verifica statica degli orizzontamenti: $FC = 1.24$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.12$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C3}=0.00$)
- **Verifica statica del fabbricato: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C3}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV1 Analisi semplificata: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C3}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV2 Analisi dei cinematismi: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C3}=0.00$)
- **Verifica sismica – LV3 Analisi pushover: $FC = 1.20$** – ($F_{C1}=0.00$, $F_{C2}=0.06$, $F_{C3}=0.12$, $F_{C3}=0.00$)

7.3.1 Verifica statica del fabbricato

Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il software di calcolo strutturale **P.C.M. 2010**, prodotto da **AEDES**, Via F. Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).

Sono stati applicati tutti i carichi sulle pareti, cioè carichi verticali, vento, e successivamente si sono eseguite tutti i tipi di Verifiche Globali dell'intero edificio e di Verifiche Locali delle singole pareti, per azioni complanari e ortogonali, e per tutte le Combinazioni di Carico previste dalla Normativa.

7.3.3 Verifica sismica di tipo LV1

La valutazione della sicurezza sismica è stata prima di tutto condotta con riferimento a metodi semplificati, in grado comunque di stimare l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo. È stato quindi definito un indice di sicurezza sismica (I_S), utile a stabilire e la priorità di un intervento di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio.

La formulazione di tale indice di sicurezza è stata ottenuta secondo le procedure esposte nel *D.P.C.M. 12/10/2007 "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni"*, modificata al fine di poter utilizzare lo spettro di risposta fornito dal DM 14/01/2008.

7.3.3 Verifica sismica di tipo LV2 – Analisi dei meccanismi locali

L'analisi dei cinematismi di ribaltamento semplice delle facciate del municipio, è stata eseguita attraverso il software PCM-ESP, prodotto dalla *"AEDES – Software per l'ingegneria civile"*, via F. Aporti 32 – 56028 San Miniato (PI). Le modalità seguite per l'inserimento dei dati all'interno del programma sono state:

- La geometria del cinematismo è stata determinata sulla base del rilievo eseguito.
- Lo sforzo normale agente sulla parete ai vari livelli viene determinato sulla base dei carichi, dell'orditura e dell'area di influenza relativa, secondo quanto
- Le eccentricità inserite corrispondono ad un terzo dello spessore del solaio.
- Per quanto riguarda invece i cunei trasversali, si adottato un angolo di inclinazione θ pari a 30° , in considerazione degli efficaci interventi di consolidamento effettuati (tiranti Dywidag e intonaco armato).

7.3.3 Verifica sismica di tipo LV3 – Analisi pushover

Il municipio è stato modellato sia come singoli paramenti murari analizzati nel loro piano, sia come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai), utilizzando il codice di calcolo PCM-PCE ver. 2010 prodotto dalla AEDES.

Tale scelta è stata dettata dal fatto di poter cogliere i due comportamenti strutturali estremi dell'edificio: sia il caso di solai completamente deformabili, nel quale l'analisi più significativa è quella dei singoli paramenti murari, sia il caso di solai pressoché rigidi nel piano, analizzato mediante un modello globale a telaio equivalente.

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata partendo dall'analisi del rilievo restituito, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture. Sono state fatte le seguenti assunzioni:

1. **Pareti simicamente resistenti:** sono state modellate tutte le pareti con funzione strutturale, mentre si sono trascurati normalmente tutti i divisori di spessore $10 \div 15$ cm, il cui contributo irrigidente per la compagine strutturale si può ritenere non significativo.
2. **Sezione dei maschi muari:** Il profilo della sezione trasversale è depurato dello spessore medio dell'intonaco. Nell'attribuire sezione rettangolare a maschi murari che non la hanno (presenza di sguinci per le aperture, o simili problematiche), si è operato mantenendo fisso lo spessore della parete e attribuendo la lunghezza tale da eguagliare l'area sottesa dai due perimetri. In tal modo si è visto che l'errore generato per il contributo (inerzia) flessionale è mediamente di ridotta entità (circa 1-2%) ed a favore di sicurezza (minore rigidezza);
3. **Eventuali irregolarità nell'allineamento delle aperture:** nel momento in cui si presenti un non allineamento netto fra due aperture sulla verticale, o in presenza di un'interruzione nella sequenza delle stesse, è consigliabile non inserire alcuna fascia e modellare l'intera porzione come nodo rigido.
4. **Aperture originarie murate:** sono state simulate tali aperture, al fine di adottare la condizione maggiormente conservativa anche per una redistribuzione delle tensioni quanto mai incerta nella situazione reale.
5. **Modellazione della copertura:** nel caso specifico, tale orizzontamento non viene preso in conto nel modello, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.
6. **Modellazione della altana:** anche in questo caso si è optato di non modellare tale elemento, considerandolo simicamente trascurabile, se non in termini di massa eccitabile distribuita sul solaio sottostante, per la ridotta consistenza strutturale che lo riguarda.
7. **Modellazione dei vani scala:** il contributo da essi fornito in termini di massa eccitabile sotto l'azione sismica si può tenere in conto applicando un'azione concentrata nei nodi sui quali grava, in ragione dell'area d'influenza di ciascuno di essi.
8. **Vano ascensore:** si è considerata la presenza del nucleo ascensore, risultando esplicito e consistente il contributo inerziale offerto, sebbene il vincolo espresso ad ogni orizzontamento non si possa considerare pienamente efficace. In questo modo si valuta la situazione più sfavorevole di maggiore eccentricità tra CM e CR, in quanto l'assenza del vano ascensore porterebbe in posizione centrale il centro di rigidezza. Si deve comunque osservare, al fine di valutare in maniera critica i risultati ottenuti, che la situazione reale si viene a trovare in una situazione intermedia fra gli estremi di massima e minima eccentricità visti poc'anzi.
9. **Comportamento d'insieme:** il modello deve tener conto della variazione di forze assiali nei pannelli, prodotta dalle forze orizzontali; deve essere garantito l'equilibrio locale e globale (non rispettato, ad esempio, dal POR). E' per tener conto di tali fenomeni e per garantire anche il rispetto di equilibri globali e locali che risulta necessario avere dei modelli completi dell'edificio.

7.4 Vulnerabilità non quantificabili

Anzitutto si deve osservare che a proposito delle volte, a causa della scarsa conoscenza ottenuta a livello di dettaglio costruttivo, le formulazioni sulla verifica statica e sismica di tali strutture vengono demandate ad una fase successiva. Da quanto si è potuto ricavare dalle fonti archivistiche, nel corso degli anni non sono stati effettuati significativi interventi di consolidamento su queste strutture. Allo stesso modo si è deciso di non eseguire saggi per determinare le caratteristiche costruttive, in quanto una campagna di indagine significativa ed efficace avrebbe comportato un numero di saggi piuttosto elevato, non giustificato dal buono stato di conservazione in cui si trovano le strutture voltate del primo orizzontamento. Si ritiene quindi opportuno, rimandare tale verifica ad un momento successivo, facendo coincidere questa operazione con una eventuale fase di intervento strutturale ed architettonico complessivo a livello del piano rialzato.

Per quanto riguarda le strutture dei controsoffitti incannucciati si è potuto riscontrare che questi sono stati rinforzati e correttamente ancorati alle travi in legno a seguito dell'intervento di miglioramento avvenuto nel 1983. Non si sono comunque effettuate particolari verifiche in grado di confermare le reali condizioni di sicurezza di queste strutture, anche se non si è in presenza di alcun segno di degrado.

Per quanto riguarda le strutture di copertura si può confermare che in generale queste si trovano in un buono stato di conservazione. L'unica osservazione può essere fatta in merito ai correntini del piano di sottotetto, i quali risultano occultati dal controsoffitto coibentante intonacato. Si deve comunque osservare che la buona qualità delle parti a vista permette di formulare un giudizio globale positivo.

Infine non si sono riscontrati situazioni di pericolo legate all'instabilità di tramezzature, divisori, tamponamenti, strutture decorative o impianti nei confronti di un eventuale evento sismico.

7.5 Verifiche nei confronti dei carichi statici

Dal punto di vista dei carichi statici si può confermare che la struttura è stata progettata correttamente, presentando un discreto margine di sicurezza nei confronti dei carichi di esercizio previsti.

Per quanto riguarda gli **orizzontamenti** consolidati con putrelle in acciaio, secondo e terzo solaio, le tensioni agenti sono ampiamente inferiori ai limiti ammissibili per l'acciaio Fe 360, con un **tensione di lavoro massimo** pari a **1025 kg/cm²**. Anche le frecce risultano contenute, attestandosi su un valore massimo di 1/300 della luce. Adottando un fattore di confidenza pari a 1.35, la tensione massima ammissibile per un acciaio Fe 360 risulta pari a 1185 kg/cm². Il **coefficiente di sicurezza** minimo, dato dal rapporto della massima tensione agente e della tensione ammissibile, per le **travi del secondo solaio** si aggira quindi intorno a **0.86**, mentre per le **travi del terzo solaio** si aggira quindi intorno a **0.76**.

Anche per quel che riguarda le **strutture lignee** di copertura le tensioni agenti sono sempre inferiori ai limiti ammissibili per il legno d'abete, secondo quanto riportato dalla UNI 11119. La **tensione di lavoro massimo** infatti è pari a **72 kg/cm²** e viene raggiunta nelle travi rompi tratta dell'altana, mentre nelle altre strutture restano ampiamente inferiori ai limiti ammissibili.

Anche le frecce risultano contenute, attestandosi sempre su valori inferiori a 1/200 della luce.

Per quanto concerne invece la verifica delle **murature portanti** si deve constatare che i maschi murari del piano terra non risultano generalmente verificate nei confronti della pressoflessione nel piano secondo i punti §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4 del D.M.14.1.2008.

Questo risulta soprattutto influenzato dal fatto che l'intervento di consolidamento mediante rete e betoncino è stato effettuato soltanto al piano rialzato e primo, mentre le murature del piano terra presentano ancora le caratteristiche meccaniche originali.

Si deve comunque sottolineare che la verifica è piuttosto gravosa soprattutto per i coefficienti di sicurezza adottati che, nel caso di un $LC=2$ come nel caso in esame, impongono di ridurre la tensione limite a compressione da 10 kg/cm^2 a 2.78 kg/cm^2 , applicando quindi un coefficiente di sicurezza piuttosto elevato, pari a 3.60. L'esecuzione di ulteriori indagini sui materiali potrebbe comunque permettere di adottare un coefficiente di sicurezza minore e valori di resistenza più accurati, considerato anche che le tensioni massime di compressione si attestano intorno a valori non eccessivamente elevati, pari a circa 5 - 6 kg/cm^2 .

Infine si deve osservare che la verifica al piano terra è piuttosto severa in quanto comporta l'assunzione della quasi totalità del carico permanente (maggiorato di un coefficiente di 1.5 che potrebbe comunque essere ridotto) e l'assunzione della quasi totalità del carico accidentale, che presumibilmente non è mai presente contemporaneamente a tutti i piani.

Nel caso delle verifiche a taglio per fessurazione diagonale secondo i punti §4.5.6, §C8.7.1.5 del D.M.14.1.2008 il fabbricato non presenta particolari problemi, anche se bisogna segnalare che l'assenza di cordoli, fa sì che le fasce di piano risultino particolarmente sollecitate anche solo per effetto dell'azione del vento. Anche in questo caso si deve però osservare che l'effetto benefico degli incatenamenti di piano e delle cuciture con tiranti dywidag non è stato computato nel modello, essendo di difficile schematizzazione.

Infine nei confronti della pressoflessione fuori piano secondo i punti §4.5.6, §7.8.2.2.3 del D.M.14.1.2008, come nel caso di pressoflessione complanare non risultano verificati solamente i maschi del piano terra.

7.6 Analisi dei meccanismi locali

L'analisi dei meccanismi locali, fondamentale nel caso di edifici storici in muratura, ha come scopo lo studio del comportamento sismico nei confronti di possibili collassi parziali della struttura. A differenza di quanto avviene negli edifici con strutture a telaio, la carenza o la mancanza di connessione tra gli elementi strutturali delle costruzioni in muratura realizzate in assenza di norme specifiche permettono il verificarsi di collassi parziali; in generale il crollo della struttura muraria avviene per perdita dell'equilibrio di porzioni di essa. Per questo motivo, la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura esistenti va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche considerando i possibili meccanismi locali di collasso. L'esperienza mostra infatti che, molto spesso, nelle vecchie costruzioni di muratura il collasso è determinato, più che dalla resistenza ultima della muratura, dalla carenza dei vincoli o da difetti costruttivi o dalla presenza di discontinuità non sempre visibili: e questi aspetti non sono ancora efficacemente modellabili nei codici disponibili.

Dalle analisi eseguite sui ribaltamenti di facciata si può concludere che:

- Il fabbricato, grazie agli interventi di miglioramento effettuati (connessione tra pareti ortogonali mediante intonaco armato, tiranti dywidag e incatenamenti di piano), presenta una buona resistenza d'insieme, in quanto risulta impedito il ribaltamento delle facciate. Generalmente nei primi tre livelli, ad esclusione quindi dell'ultimo piano in corrispondenza della copertura, le analisi risultano soddisfatte, con un coefficiente di sicurezza che si attesta intorno al valore di **1.2 -1.3**.
- Uno degli elementi di vulnerabilità emerso dalle analisi è costituito dal doppio volume della sala del consiglio, per il quale le verifiche a ribaltamento non risultano soddisfatte. Questo per effetto dell'elevata snellezza e della mancanza di un vincolo intermedio costituito dal solaio di piano. Inoltre è facilmente riscontrabile che le pareti di controvento trasversali al piano rialzato risultano indebolite da aperture situate in prossimità della facciata esterna.
- Altro elemento di vulnerabilità è costituito, come spesso accade in fabbricati di questo tipo, dall'orizzontamento ligneo di copertura, che a causa del suo peso ridotto e della mancanza di vincoli efficaci, non impedisce il ribaltamento dei paramenti murari posti in sommità al fabbricato. Si deve comunque osservare tale stima è piuttosto cautelativa, in quanto non tiene conto di eventuali elementi metallici (capochiave) posti alle estremità delle capriate o dei puntoni, e di effetti d'attrito che si instaurano tra elementi lignei e strutture murarie. Il coefficiente di sicurezza per quest'ultimo piano si attesta comunque intorno al 70% della richiesta sismica di norma.

7.7 Analisi dei meccanismi globali

La **verifica preliminare di tipo LV1**, seppure caratterizzata da elevate semplificazioni, ha permesso di inquadrare anzitutto quali siano le risorse di massima del fabbricato nei confronti dell'azione sismica.

Si può infatti concludere che:

- Il fabbricato, ad una stima semplificata, presenta una resistenza pari a circa il **65-70 %** dell'azione sismica di progetto prevista dal D.M. 14/01/2008 per una **classe d'uso** pari a **IV**, e si attesta intorno al **70-75 %** nel caso di **classe d'uso** pari a **III**.
- Come risultava chiaro anche dalla verifica di regolarità vista al paragrafo 4.1, la direzione più sfavorevole è la direzione Y, dove si ha il minor numero di pareti resistenti.
- Il collasso avverrà presumibilmente per piano debole, con superamento del taglio massimo a livello del piano terra. Questo risulta soprattutto influenzato dal fatto che l'intervento di consolidamento mediante rete e betoncino è stato effettuato soltanto al piano rialzato e primo, mentre le murature del piano terra presentano ancora le caratteristiche meccaniche originali. Se da una parte l'intervento ha permesso di riparare le lesioni provocate dal sisma, createsi soprattutto nei piani dotati di maggiore snellezza, attualmente però la vulnerabilità del fabbricato è spostata a livello del piano terra, dove si hanno le sollecitazioni taglienti maggiori. Risulta quindi ovvio che un intervento di miglioramento dovrà anzitutto concentrarsi a questo livello.
- Ai piani superiori come si è detto l'intervento di rinforzo ha avuto i suoi effetti benefici, migliorando le caratteristiche della muratura nei piani dove la snellezza elevata aveva comportato i danni maggiori.

Come si può osservare, allo stato attuale, i piani sono in grado di sopportare l'accelerazioni previste dalla normativa vigente.

- Il piano dell'altana si presenta come un elemento anomalo e di difficile caratterizzazione meccanica. Il modello semplificato non prevede infatti di cogliere la reale distribuzione delle azioni sismiche, soprattutto ad un livello dove si ha un cambio di sezione planimetrica piuttosto consistente e dove le murature sono quasi totalmente sorrette da travi in legno.

Le **analisi di tipo LV2** dei meccanismi locali di **collasso fuori dal piano**, sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, hanno portato alle seguenti conclusioni:

- Il fabbricato, grazie agli interventi di miglioramento effettuati (connessione tra pareti ortogonali mediante intonaco armato, tiranti dywidag e incatenamenti di piano), presenta una buona resistenza d'insieme, in quanto risulta impedito il ribaltamento delle facciate. Generalmente nei primi tre livelli, ad esclusione quindi dell'ultimo piano in corrispondenza della copertura, le analisi risultano soddisfatte, con un coefficiente di sicurezza che si attesta intorno al valore di **1.2 -1.3**.
- Uno degli elementi di vulnerabilità emerso dalle analisi è costituito dal doppio volume della sala del consiglio, per il quale le verifiche a ribaltamento non risultano soddisfatte. Questo per effetto dell'elevata snellezza e della mancanza di un vincolo intermedio costituito dal solaio di piano. Inoltre è facilmente riscontrabile che le pareti di controvento trasversali al piano rialzato risultano indebolite da aperture situate in prossimità della facciata esterna.
- Altro elemento di vulnerabilità è costituito, come spesso accade in fabbricati di questo tipo, dall'orizzontamento ligneo di copertura, che a causa del suo peso ridotto e della mancanza di vincoli efficaci, non impedisce il ribaltamento dei paramenti murari posti in sommità al fabbricato. Si deve comunque osservare tale stima è piuttosto cautelativa, in quanto non tiene conto di eventuali elementi metallici (capochiave) posti alle estremità delle capriate o dei puntoni, e di effetti d'attrito che si instaurano tra elementi lignei e strutture murarie.

Successivamente a questa verifica è stata eseguita uno studio più complesso e dettagliato, **analisi di tipo LV3**, mediante una analisi di tipo **pushover**.

Il municipio è stato pertanto modellato sia come singoli paramenti murari analizzati nel loro piano, sia come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai). Tale scelta è stata dettata dal fatto di poter cogliere i due comportamenti strutturali estremi dell'edificio: sia il caso di solai completamente deformabili, nel quale l'analisi più significativa è quella dei singoli paramenti murari, sia il caso di solai pressoché rigidi nel piano, analizzato mediante un modello globale a telaio equivalente.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

7.7.1 Analisi dei paramenti murari nel loro piano

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei principali risultati ottenuti attraverso l'analisi pushover dei singoli paramenti murari, analizzati nel loro piano. Come si può osservare l'edificio è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche allo Stato Limite di Danno (SLD) previste dal D.M. 14/01/2008 per il sito in esame, mentre per quanto riguarda lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) il fabbricato non risulta adeguato, in quanto indicativamente la resistenza sismica si attesta intorno al 70% della domanda in accelerazione.

Parete	Distrib.	Analisi	Direzione	Cap/Dom	PGA sost.	T _R	P _{VR}
Nord	B	SLV	+X	1.046	0.196 g	950 anni	10.0 %
		SLV	- X	0.872	0.120 g	237 anni	34.4 %
		SLD	+X	2.371	0.186 g	797 anni	11.8 %
		SLD	- X	2.053	0.170 g	613 anni	15.1 %
	E	SLV	+X	0.958	0.152 g	433 anni	20.6 %
		SLV	- X	0.883	0.122 g	243 anni	33.8 %
		SLD	+X	2.097	0.171 g	614 anni	15.0 %
		SLD	- X	2.020	0.171 g	624 anni	14.8 %
Ovest	B	SLV	+X	0.671	0.132 g	306 anni	27.9 %
		SLV	- X	0.745	0.149 g	411	21.6 %
		SLD	+X	1.588	0.129 g	287 anni	29.4 %
		SLD	- X	1.813	0.146 g	389 anni	22.7 %
	E	SLV	+X	0.550	0.107 g	174 anni	43.6 %
		SLV	- X	0.581	0.114 g	203 anni	38.9 %
		SLD	+X	1.171	0.101 g	152 anni	48.1 %
		SLD	- X	1.297	0.111 g	190 anni	40.8 %
Est	B	SLV	+X	0.387	0.101 g	153 anni	48.0 %
		SLV	- X	0.611	0.134 g	311 anni	27.5 %
		SLD	+X	1.085	0.089 g	114 anni	58.3 %
		SLD	- X	1.595	0.106 g	175 anni	43.6 %
	E	SLV	+X	0.377	0.096 g	135 anni	52.3 %
		SLV	- X	0.592	0.129 g	282 anni	29.8 %
		SLD	+X	0.943	0.084 g	97 anni	64.3 %
		SLD	- X	1.309	0.099 g	149 anni	48.9 %

Analisi globale

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei principali risultati ottenuti attraverso l'analisi pushover globale dell'edificio. Come si può osservare l'edificio non è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche né allo Stato Limite di Danno (SLD) né allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), ed indicativamente la resistenza sismica si attesta intorno al 40% della domanda in accelerazione per lo SLV e al 70 % per lo SLD.

SLV - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X

\$7.3.4.1 - \$7.8.1.5.4 - \$C7.3.4.1 - \$C7.8.1.5.4

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 20.91

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 7.19

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.344: Capacità < Domanda

Accelerazione sostenibile per SLV (PGA,CLV) = 0.077 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 83 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 100$ anni, ha la probabilità di essere superata pari a: $P_{VR} = 70$ %.

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a_g \text{ in input per SLV})10\% = 0.077/0.196 = 0.393$
- secondo TR: $\alpha_V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 83/949 = 0.087$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a_g \text{ in input per SLV}) = 0.077/0.196 = 0.393$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 83; TR,DLV = 949

SLD - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X

\$7.3.4.1 - \$7.8.1.5.4 - \$C7.3.4.1 - \$C7.8.1.5.4

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.34

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 5.33

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.639: Capacità < Domanda

Accelerazione sostenibile per SLD (PGA,CLV) = 0.062 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 49 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 86.8 %.

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD}(=a_g \text{ in input per SLD})63\% = 0.062/0.085 = 0.729$
- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 49/101 = 0.489$

SLV - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y

\$7.3.4.1 - \$7.8.1.5.4 - \$C7.3.4.1 - \$C7.8.1.5.4

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 22.38

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 9.17

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.41: Capacità < Domanda

Accelerazione sostenibile per SLV (PGA,CLV) = 0.087 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 106 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 100$ anni, ha la probabilità di essere superata pari a: $P_{VR} = 61$ %.

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a_g \text{ in input per SLV})10\% = 0.087/0.196 = 0.444$
- secondo TR: $\alpha_V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 106/949 = 0.112$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=a_g \text{ in input per SLV}) = 0.087/0.196 = 0.444$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 106; TR,DLV = 949

SLD - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y

\$7.3.4.1 - \$7.8.1.5.4 - \$C7.3.4.1 - \$C7.8.1.5.4

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 9.29

Capacità di spostamento a SLD: (mm) = 7.88

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.849: Capacità < Domanda

Accelerazione sostenibile per SLD (PGA,CLV) = 0.077 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 79 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 71.6 %.

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD}(=a_g \text{ in input per SLD})63\% = 0.077/0.085 = 0.906$
- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 79/101 = 0.786$

7.8 Possibili soluzioni e interventi di miglioramento

Come si è visto la valutazione sismica dell'edificio municipale sito a Bibbiano (RE) in Piazza Damiano Chiesa nr. 2, condotta con le modalità indicate nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/01/2008), ha evidenziato che il fabbricato non è pienamente in grado di sostenere le azioni sismiche previste dalla normativa vigente. Possibili interventi di miglioramento in grado di aumentare il livello di sicurezza ed eventualmente adeguare l'edificio alle disposizioni sismiche vigenti vengono di seguito descritti:

- a) **Intervento sulle murature del piano terra:** come è emerso anche dalla verifica statica del fabbricato e soprattutto dalle analisi di livello LV1, il collasso avverrà presumibilmente per piano debole, con superamento del taglio massimo a livello del piano terra. Questo risulta influenzato dal fatto che l'intervento di consolidamento mediante rete e betoncino è stato effettuato soltanto al piano rialzato e primo, mentre le murature del piano terra presentano ancora le caratteristiche meccaniche originali. Un possibile intervento di miglioramento di grande efficacia dal punto di vista del comportamento sismico consiste nel rinforzo di tali murature, utilizzando ad esempio un intervento con intonaco armato, analogamente a quanto già eseguito sulle murature in pietra del secondo e terzo livello. Un intervento di questo tipo non comporterebbe particolari interruzioni delle attività presenti a questo piano ed inoltre non sarebbe caratterizzato da particolari difficoltà tecnico-esecutive.
- b) **Irrigidimento del doppio volume della sala del consiglio:** dalle analisi dei cinematismi è emerso come le murature perimetrali in prossimità della sala del consiglio siano un elemento di vulnerabilità sismica piuttosto rilevante. Questo sia per l'elevata snellezza dei maschi murari, non interrotti da orizzontamenti intermedi, sia per l'assenza di irrigidimenti trasversali o efficienti vincoli o tiranti in testa alla parete. Un possibile intervento, in grado di impedire il ribaltamento del paramento murario e di ripristinare l'anomalia nella rigidezza di piano per effetto del doppio volume, potrebbe essere costituito dalla realizzazione di adeguati incatenamenti al di sopra della volta incannucciata a copertura della sala, mediante l'inserimento di un grigliato di profilati metallici efficacemente ancorati murature perimetrali, eventualmente irrigidito con croci di Sant'Andrea capaci di ripristinare l'effetto scatolare perso.
- c) **Consolidamento delle volte del primo orizzontamento:** a proposito delle volte, a causa della scarsa conoscenza ottenuta a livello di dettaglio costruttivo, le formulazioni sulla verifica statica e sismica di tali strutture sono state demandate ad una fase successiva. Dalle fonti archivistiche si è potuto riscontrare inoltre che nel corso degli anni non sono stati effettuati significativi interventi di consolidamento su queste strutture. Un possibile miglioramento, da eseguire in concomitanza con altri interventi di risistemazione architettonica o impiantistica del piano rialzato dell'edificio, potrebbe configurarsi nel consolidamento mediante asportazione del riempimento in scorie, sostituendolo con materiale alleggerito e di consistenza maggiore, e realizzazione di una cappa armata con rete elettrosaldata, efficacemente ancorata alle volte ed alle murature perimetrali. Altro utile intervento potrebbe essere costituito dall'inserimento di catene atte ad eliminare la spinta delle volte.
- d) **Miglioramento delle connessioni in copertura:** come ultimo intervento si segnala la possibilità di migliorare, in caso di intervento a livello di copertura, le connessioni degli elementi lignei con le murature perimetrali, eventualmente realizzando una cordolatura in grado di conferire comportamento scatolare a quest'ultimo orizzontamento, impedendo il ribaltamento fuori piano delle pareti.

7.9 Conclusioni

La valutazione sismica dell'edificio Municipale del Comune di Bibbiano (RE), sito in Paizza Damiano Chiesa nr. 2, condotta con le modalità indicate nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/01/2008), ha evidenziato che:

- In condizioni d'uso la struttura è in grado di sopportare, in linea di massima, i carichi statici di esercizio previsti dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/01/2008);
- Il fabbricato, grazie agli interventi di miglioramento effettuati, presenta una buona resistenza d'insieme, in quanto risultano generalmente impediti i collassi locali per il ribaltamento delle facciate.
- Dall'analisi di tutte le indagini numeriche condotte si può affermare che l'edificio non è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) previste dal D.M. 14/01/2008 per il sito in esame, e che indicativamente la resistenza sismica si attesta intorno al 65% della domanda in accelerazione.
- Le indagini inoltre consentono di affermare che l'edificio a grandi linee è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche allo Stato Limite di Danno (SLD) previste dal D.M. 14/01/2008 per il sito in esame.
- A fronte delle indagini eseguite e dalle analisi sono stati individuati alcuni possibili interventi di miglioramento da effettuare in caso di ristrutturazione del fabbricato:
 - Intervento sulle murature del piano terra mediante intonaco armato;
 - Irrigidimento del doppio volume della sala del consiglio;
 - Consolidamento delle strutture voltate del primo orizzontamento;
 - Miglioramento delle connessioni in copertura.

Scandiano, li 24/03/2011

Il Progettista:
(Ing. Sergio Spallanzani)
