

Comune di Fano



Provincia di Pesaro Urbino

Oggetto:

**LAVORI DI STRAORDINARIA MANUTENZIONE CON
MESSA IN SICUREZZA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO
DEGLI IMMOBILI “CASAL BRIGNANO” E “CASA FERRI”
DI PROPRIETA' DEL COMUNE DI FANO**

Progetto Esecutivo (comprensivo di studio di fattibilità)

Elaborato:

4.3

**RELAZIONE DI CALCOLO
“CASAL BRIGNANO”**

Committente:

COMUNE DI FANO

Via San Francesco d'Assisi, 76
61032 – Fano (PU)

R.U.P. Ing. Federico Fabbri

Fano, 09.08.2021

I tecnici

F.to digitalmente

Ing. Matteo Anniballi

Ing. Giovanni Marangoni

indice

1. AZIONE SULLE COSTRUZIONI.....	3
1.1. PESI PROPRI DEI MATERIALI	3
1.2. CARICHI VARIABILI	5
1.3. AZIONI DELLA NEVE	6
1.4. AZIONI SISMICHE	7
1.5. CARICHI CARATTERISTICI SU ORIZZONTAMENTI.....	9
1.5.1. STATO DI FATTO	9
1.5.2. STATO DI PROGETTO	9
2. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI	10
2.1. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLO STATO DI FATTO	10
2.1.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA	10
2.1.2. DATI DI INPUT	11
2.1.3. DATI DI OUTPUT	14
2.1.3.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA	14
2.1.3.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA	15
2.1.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	16
2.1.5. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	17
2.1.5.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA.....	17
2.1.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA	25
2.1.6. VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	28
2.2. ANALISI E VERIFICHE DELLO STATO DI PROGETTO	41
2.2.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA	41
2.2.2. DATI DI INPUT	41
2.2.3. DATI DI OUTPUT	44
2.2.3.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA	44
2.2.3.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA	45
2.2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	46
2.2.5. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	47
2.2.5.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA.....	47
2.2.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA	54
2.2.6. VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	57
2.3. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI.....	71
2.3.1. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA A LIV.+1.....	71
2.3.2. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+1.....	73

1. AZIONE SULLE COSTRUZIONI

1.1. PESI PROPRI DEI MATERIALI

I pesi propri dei principali materiali utilizzati, strutturali e non strutturali, sono:

PESI PROPRI DEI MATERIALI			
Calcestruzzi cementizi e malte			
-	Calcestruzzo ordinario:	24,00	kN/m ³
-	Calcestruzzo armato e precompresso:	25,00	kN/m ³
-	Malta di calce	18,00	kN/m ³
-	Malta di cemento	21,00	kN/m ³
-	Sabbia	17,00	kN/m ³
-	Ghiaia e pietrisco	15,00	kN/m ³
Metalli e leghe			
-	Acciaio:	78,50	kN/m ³
-	Ghisa:	72,50	kN/m ³
-	Alluminio:	27,00	kN/m ³
Materiale lapideo e laterizi			
-	Peso muratura di mattoni pieni:	18,00	kN/m ³
-	Peso muratura di mattoni semipieni (F/A=0.15):	16,00	kN/m ³
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.45):	11,00	kN/m ³
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.55):	9,00	kN/m ³
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.65):	7,00	kN/m ³
-	Peso muratura di pietra:	22,00	kN/m ³
-	Gesso:	13,00	kN/m ³
-	Granito:	27,00	kN/m ³
-	Roccia: granito, marmo	27,00	kN/m ³
-	Roccia: calcare compatto, porfido	26,00	kN/m ³
-	Roccia: calcare tenero:	22,00	kN/m ⁴
Legnami			
-	Legno di conifera e legno lamellare:	5,00	kN/m ³
-	Legno di latifolia:	7,00	kN/m ³
Altri materiali			
-	Vetro	25,00	kN/m ³
-	Carta	10,00	kN/m ³
-	Acqua	10,00	kN/m ³

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI		
Sottofondi e pavimenti		
-	Calcestruzzo cellulare alleggerito per ricoprimento impianti:	6,00 kN/m ³
-	Calcestruzzo per massetti di sottofondo e pav. galleggiante:	19,00 kN/m ³
-	Pavimentazione in conglomerato bituminoso	20,00 kN/m ³
-	Pavimento in ceramica o gres (sp.=20mm):	0,40 kN/m ²
-	Pavimento in gomma, linoleum:	0,10 kN/m ²
-	Pavimento in legno:	0,25 kN/m ²
-	Pavimento in marmo (sp.=30 mm):	0,80 kN/m ²
Isolanti e impermeabilizzanti		
-	Manto impermeabilizzazione in strato bituminoso o simili:	0,05 kN/m ²
-	Strato isolamento termico polistirene	0,50 kN/m ³
-	Strato isolamento termico lana di roccia bassa densità	0,90 kN/m ³
-	Strato isolamento termico lana di roccia alta densità	1,80 kN/m ³
-	Strato isolamento termico fibra di legno bassa densità	2,30 kN/m ²
Solai e coperture		
-	Tavellonato sp.6 cm	0,35 kN/m ²
-	Intonaco su cannicciato o su rete portaintonaco, sp.=1cm	0,20 kN/m ²
-	Coppi ed embrici o coppi e sottocoppi	0,60 kN/m ²
-	Tegole	0,40 kN/m ²
-	Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,15 kN/m ²
Altri carichi		
-	Ringhiere per scale o balconi in ferro lavorato (valore medio)	0,15 kN/m
-	Intonaco tradizionale in cemento (sp.=1.5cm):	0,30 kN/m ²

1.2. CARICHI VARIABILI

I carichi variabili ed i relativi coefficienti di combinazione utilizzati sono:

SOVRACCARICHI VARIABILI PER EDIFICI							
CAT.	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti	Verticali concentrati	Orizzontali lineari	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
		kN/m ²	kN	kN/m	-	-	-
A	Ambienti ad uso residenziale: Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi: locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (escluse zone di affollamento); camere di degenza ospedali	2,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
Asb	Ambienti ad uso residenziale: Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,5	0,3
B1	Uffici: Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
B2	Uffici: Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
C1	Ambienti suscettibili di affollamento: Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00	0,7	0,7	0,6
C2	Ambienti suscettibili di affollamento: Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
C3	Ambienti suscettibili di affollamento: Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
C4	Ambienti suscettibili di affollamento: Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
C5	Ambienti suscettibili di affollamento: Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
Csb	Ambienti suscettibili di affollamento: Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
D1	Ambienti ad uso commerciale: Negozi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
D2	Ambienti ad uso commerciale: Centri commerciali, mercati, grandi magazzini.	5,00	5,00	2,00	0,7	0,7	0,6
Dsb	Ambienti ad uso commerciale: Scale, balconi e ballatoi				0,7	0,7	0,6
E1	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale: Aree per accumulo merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00	7,00	1,00	1,0	0,9	0,8
E2	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale: Ambienti ad uso industriale				1,0	0,9	0,8
F	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi ponti): Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30kN)	2,50	20,00	1,00	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi ponti): Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso tra 30 kN e 160kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico	5,00	100,00	1,00	0,7	0,5	0,3
H	Coperture: Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00	0,0	0,0	0,0

1.3. AZIONI DELLA NEVE

Sulla copertura l'effetto della neve viene valutato in conformità al punto 3.4 del D.M. 17.01.2018, secondo la seguente espressione:

- carico neve: $q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$
in cui il carico da neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Di seguito si riporta il calcolo ed i relativi parametri assunti:

PARAMETRI DI CALCOLO PER L'AZIONE DELLA NEVE			
Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	a_s	30	m (s.l.m.)
Zona		I - Mediter.	
Periodo di ritorno	T_R	50	anni
Probabilità annuale di superamento	P_R	0.02	-
Coefficiente tempo di ritorno	α_r	1.00	-
Valore caratteristico del carico della neve al suolo	q_{sk}	1.50	kN/m ¹
Valore caratteristico del carico della neve al suolo	q_{sn}	1.50	kN/m ²
Classe di esposizione (topografia)		Normale	
Coefficiente di esposizione	C_E	1.00	-
Coefficiente termico	C_t	1.00	-

CARICO DELLA NEVE per copertura a due falde			
Angolo 1 della falda sull'orizzontale	α_1	20	°
Angolo 2 della falda sull'orizzontale	α_2	20	°
Coefficiente di forma corrispondente ad angolo 1	$\mu_1(\alpha_1)$	0.80	-
Coefficiente di forma corrispondente ad angolo 2	$\mu_1(\alpha_2)$	0.80	-
Azione della neve su falda con angolo 1:	q_{s1}	1.20	kN/m ²
Azione della neve su falda con angolo 2:	q_{s2}	1.20	kN/m ²

CARICO DELLA NEVE in accumulo per coperture adiacenti o vicina a costruzioni più alte			
Angolo della falda superiore	α	0	°
Coefficiente di forma della copertura superiore	μ_1	0.80	-
Carico neve su copertura superiore	q_s	1.20	kN/m ²
Larghezza copertura alta	b_1	10.00	m
Larghezza copertura bassa	b_2	8.00	m
Altezza tra le due coperture	h	4.00	m
Coefficiente di forma della copertura inferiore	μ_1	0.80	-
Lunghezza accumulo neve	l_s	8.00	m
Coefficiente di forma per carico neve da scivolamento	μ_s	0.00	-
Coefficiente di forma per carico neve dovuto a redistribuzione dal vento	μ_w	2.25	-
Carico provocato dalla neve sulle coperture (caso i):	q_{s1}	1.20	kN/m ²
Carico provocato dalla neve da scivolamento:	q_{s2s}	0.00	kN/m ²
Carico provocato dalla neve per redistribuzione vento:	q_{s2w}	3.37	kN/m ²
Carico totale max di accumulo lato parete	q_{s2}	3.37	kN/m ²

1.4. AZIONI SISMICHE

Sulla costruzione l'effetto delle eventuali azioni sismiche vengono valutate in conformità al punto 3.2 del D.M. 17.01.2018 recante "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni", assumendo i seguenti parametri.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate ☐ Ricerca per comune

LONGITUDINE: 12.98576 LATITUDINE: 43.80685

REGIONE: Marche PROVINCIA: Pesaro e Urbino COMUNE: Fano

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_d : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 75 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 45
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 75

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 712
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

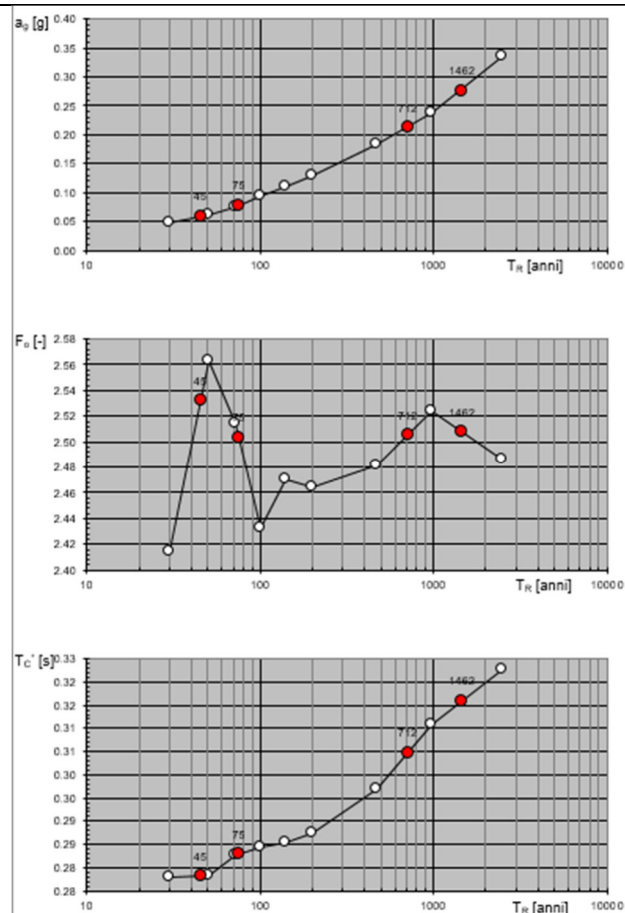
Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

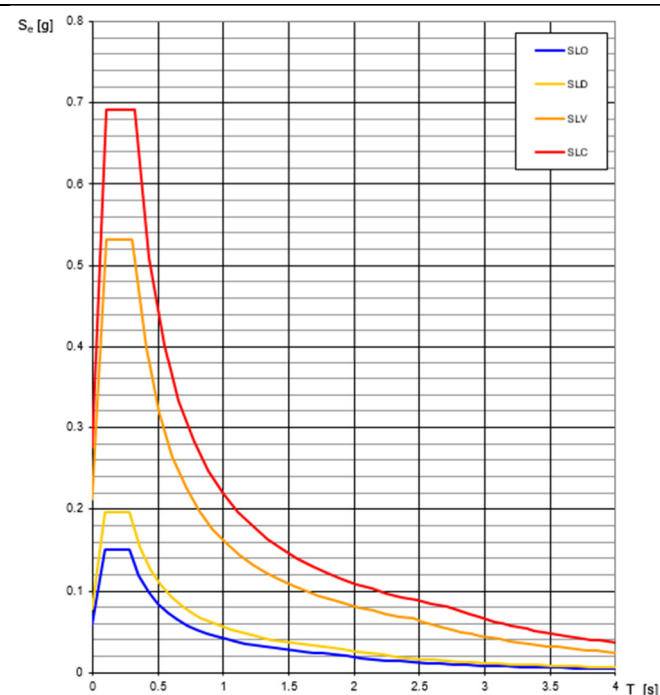
- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_0 , T_c^* in funzione del periodo di ritorno.



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite.



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.059	2.532	0.278
SLD	75	0.078	2.503	0.283
SLV	712	0.212	2.505	0.305
SLC	1462	0.276	2.508	0.316

1.5. CARICHI CARATTERISTICI SU ORIZZONTAMENTI

1.5.1. STATO DI FATTO

SOLAIO A LIVELLO		1 (copertura corpo basso)					
-	Inclinazione della falda di copertura	20	(fattore di inclinazione = 1.07)				
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in legno a doppia orditura, con pianelle	0.88		x	1.07	0.94	kN/m ²
-	Varie e in arrotondamento					0.06	kN/m ²
- TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO (valore proiettato)						1.00	kN/m ²
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Controsoffitto isolante tra le travi	13.00	x	0.015	x	1.07	0.21 kN/m ²
-	Manto impermeabilizzazione:	0.05		x	1.07	0.05	kN/m ²
-	Manto di copertura	0.60		x	1.07	0.64	kN/m ²
-	Varie e in arrotondamento					0.00	kN/m ²
- TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI (valore proiettato)						0.90	kN/m ²
SOVRACCARICHI							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		H		0.50	kN/m ²
-	Azione variabile:			N1		1.20	kN/m ²
- AZIONE DOMINANTE (valore proiettato):						1.20	kN/m ²
-	MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE	[ψ_{2f} = 0.00]				0.00	kN/m ²

1.5.2. STATO DI PROGETTO

SOLAIO A LIVELLO		1 (copertura corpo basso)				
-	Inclinazione della falda di copertura	20	(fattore di inclinazione =			1.07)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI						
-	Solaio in legno a semplice orditura	0.46		x	1.07	0.50 kN/m ²
-	Varie e in arrotondamento					0.00 kN/m ²
- TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO (valore proiettato)						0.50 kN/m ²
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI						
-	Strato isolamento termico:	1.80	x	0.16	x	1.07 0.31 kN/m ²
-	Pannello OSB	7.00	x	0.015	x	1.07 0.11 kN/m ²
-	Manto impermeabilizzazione:	0.10			x	1.07 0.11 kN/m ²
-	Coppi ed embrici	0.60			x	1.07 0.64 kN/m ²
-	Varie e in arrotondamento					0.03 kN/m ²
- TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI (valore proiettato)						1.20 kN/m ²
SOVRACCARICHI						
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		H		0.50 kN/m ²
-	Azione variabile:			N1		1.20 kN/m ²
- AZIONE DOMINANTE (valore proiettato):						1.20 kN/m ²
-	MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE	[ψ_{2j} = 0.00]				0.00 kN/m ²

2. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

2.1. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLO STATO DI FATTO

2.1.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

L'analisi della struttura prima dell'intervento e la valutazione della sicurezza e la conseguente progettazione degli interventi di riparazione e rinforzo tengono conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non sono completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali adottati, si tiene conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza viene definito in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle dei seguenti aspetti:

- analisi storico critica: ricostruzione del processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto valutando la configurazione geometrica del fabbricato e osservando l'omogeneità dei materiali utilizzati, nonché la presenza di bucatore e richiusure nelle strutture verticali ed orizzontali.
- rilievo: il rilievo geometrico-strutturale è riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo, riportato nelle tavole grafiche di progetto, sono rappresentate: le eventuali modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica; l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi; l'eventuale presenza di dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.
- caratterizzazione meccanica dei materiali: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

Pertanto sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si assume un **"livello di conoscenza" LC2**: rilievo geometrico effettuato, verifiche in sito limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; pertanto nelle verifiche degli elementi strutturali si adotta un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza, definito fattore di confidenza **FC=1.20**.

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei

collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione viene valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

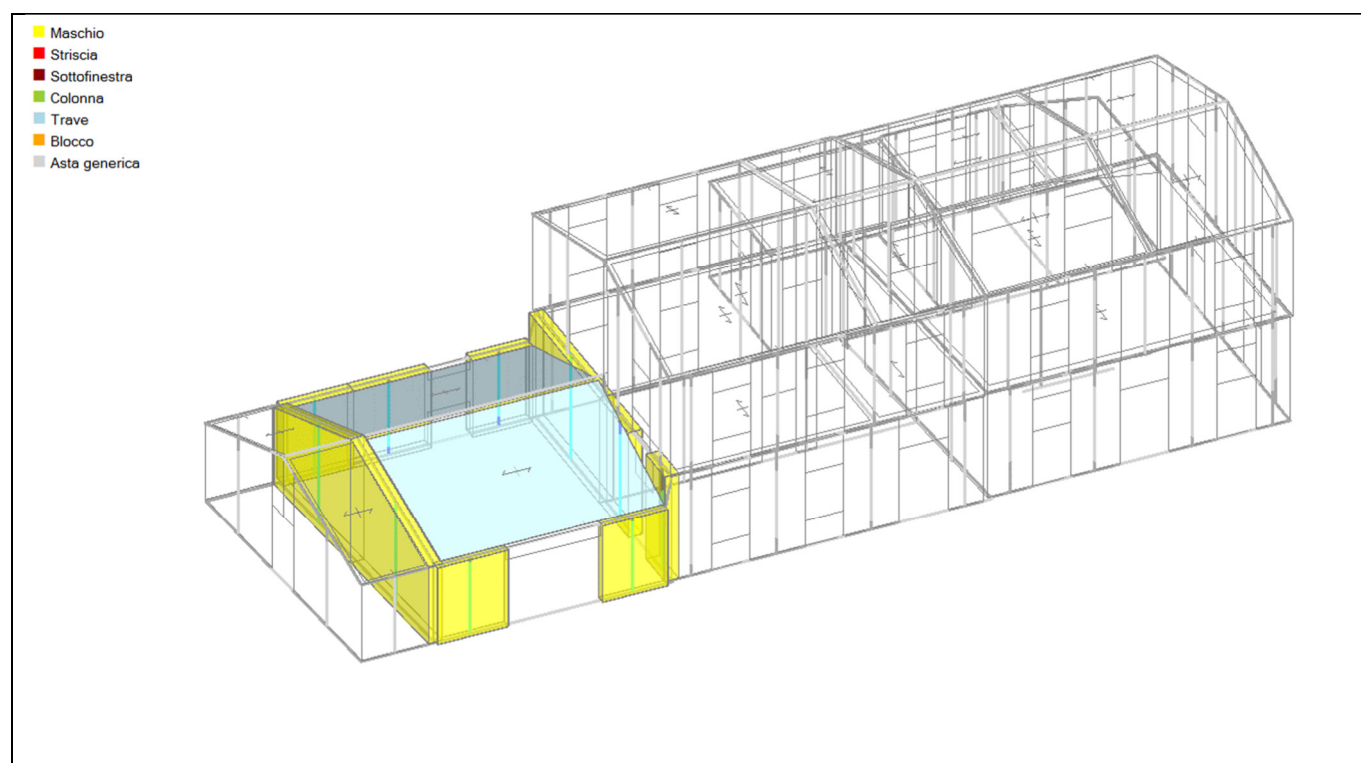
Per l'analisi sismica globale si è considerato, per quanto è stato possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

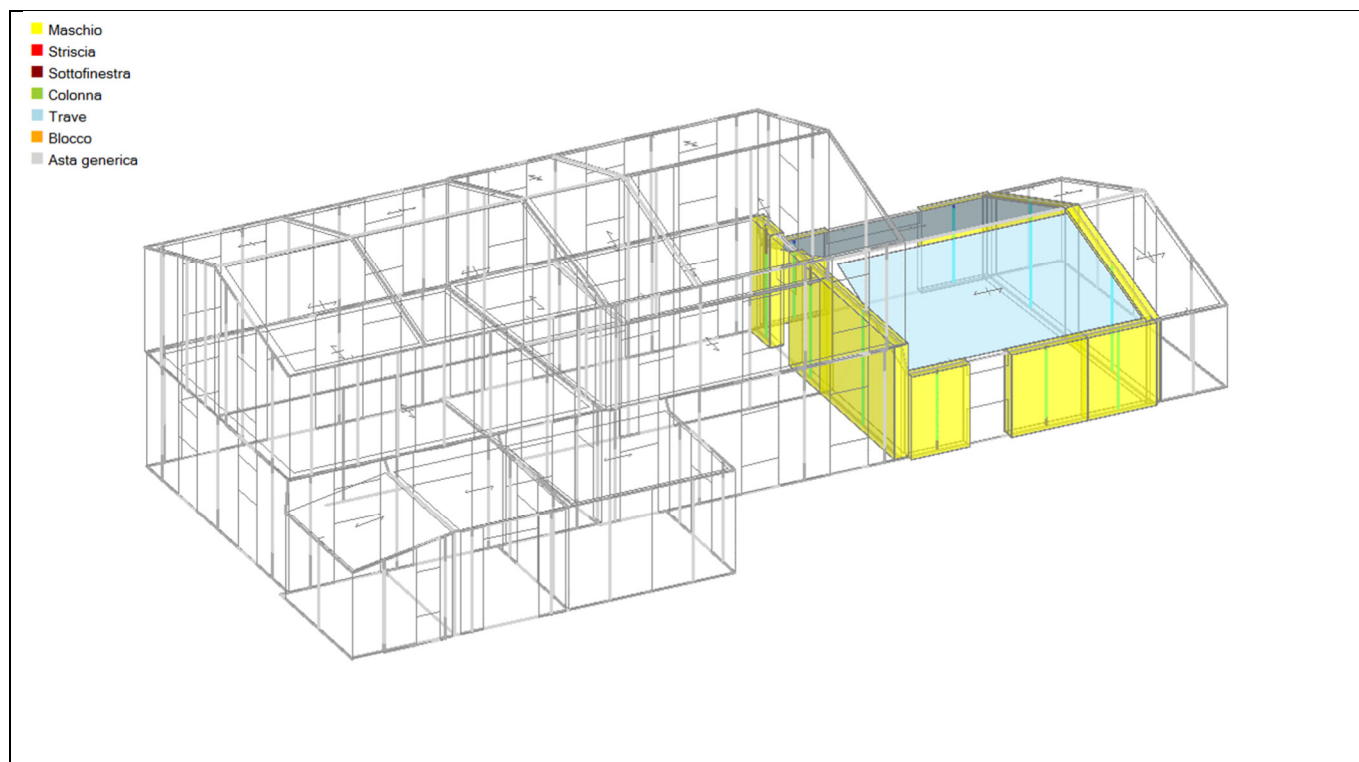
In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati, pertanto nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine si individua l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US individuata nelle analisi ha continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali ed è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, si sono valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni sono eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLU) e alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

2.1.2. DATI DI INPUT





Modello strutturale, vista solida

L'analisi sismica locale, unitamente all'analisi in condizioni statiche è condotta mediante un modello FEM le cui caratteristiche meccaniche e geometriche, unitamente ai parametri di progetto assunti ed alle combinazioni di carico, sono di seguito riportate.

Di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati.

GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : 2120_SDF01-E_verdevivo

Data e Ora di archiviazione: 04/08/2021 15:25:19

Dati PCM Versione 2021.1.1.0

Abilitazione USB: RVRPPJT

AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

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

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.985757

Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.806845

Tipo di interpolazione: superficie rigata [%CA]

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

30	0.048	2.417	0.28
50	0.063	2.564	0.28
72	0.076	2.516	0.28
101	0.094	2.435	0.282
140	0.109	2.474	0.285
201	0.129	2.465	0.29
475	0.183	2.478	0.3
975	0.238	2.527	0.31
2475	0.335	2.49	0.322

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

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$, dove:
 $K = 0.008129450$, $\alpha = 0.524009290$

Stati Limite:

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

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 5

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

Stato	TR	a,g	Fo	TC*	S	TB	TC	TD	Fv
limite	(anni)	(*g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)	
SLO	45	0.060	2.533	0.280	1.200	0.132	0.397	1.840	0.838
SLD	75	0.078	2.506	0.280	1.200	0.132	0.397	1.912	0.945
SLV	712	0.212	2.505	0.306	1.188	0.142	0.427	2.448	1.557
SLC	1462	0.276	2.511	0.315	1.123	0.146	0.437	2.704	1.781

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

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 $\eta = [10/(5+\xi)] = 1$
 Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5
 Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 1.969 $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.508$

Spettro di risposta: componente verticale:

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

PGA:

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) (α°) = 0
 (analisi nelle direzioni X e Y)
 Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 5.87
 Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0
 In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no

Analisi Sismiche Lineari:

Direzioni di analisi: X Y

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:

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

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

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

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec): $T1=C1*H^{(3/4)}$, $C1=0.05$, $T1 = 0.189$

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

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

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

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

- γ_M in Statica [§4.5.6.1] = 3

- γ_M in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si

Comportamento muratura:

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:

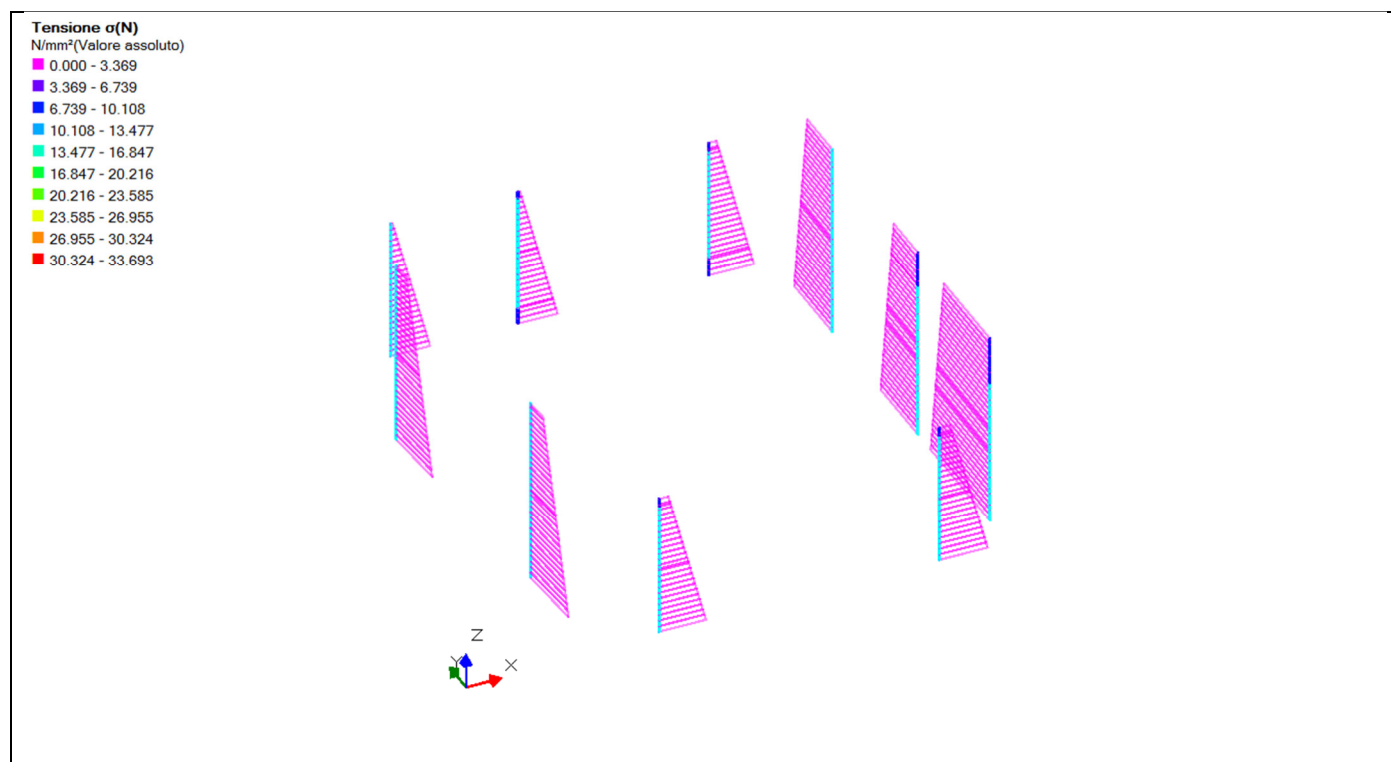
Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:

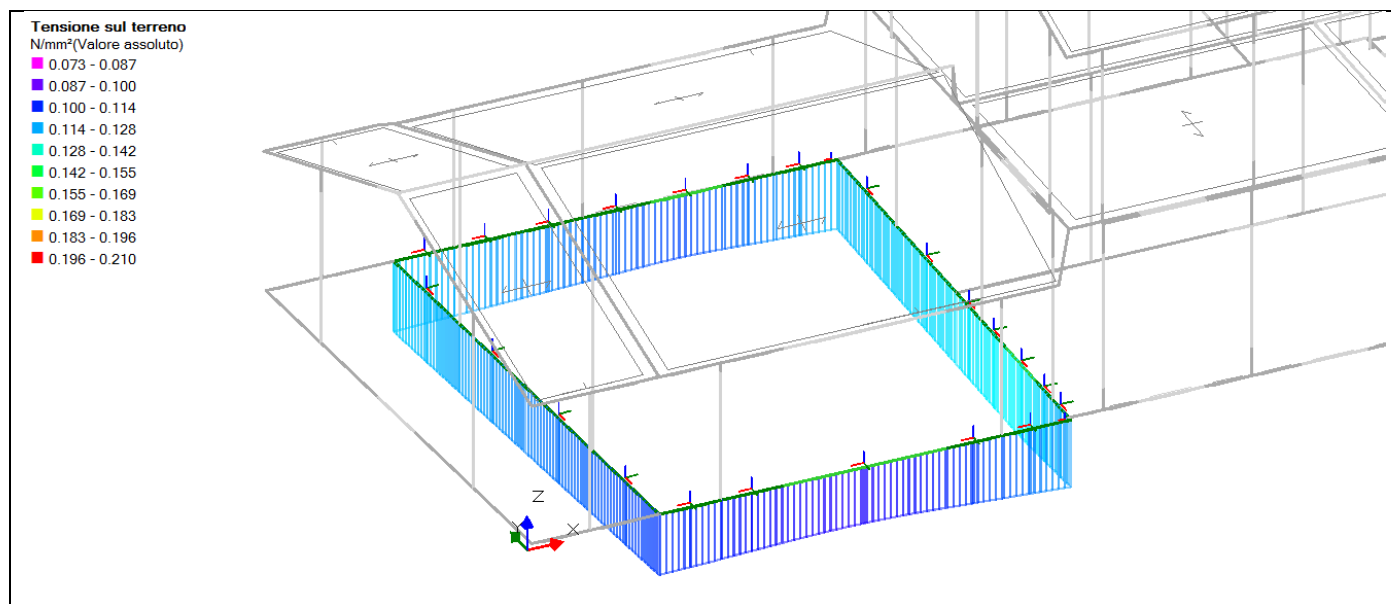
indicatore di rischio sismico $\zeta_E \geq 1.000$

2.1.3. DATI DI OUTPUT

I dati di output del modello FEM, in particolare i valori delle reazioni vincolari, delle sollecitazioni massime, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono di seguito riportati in forma grafica.

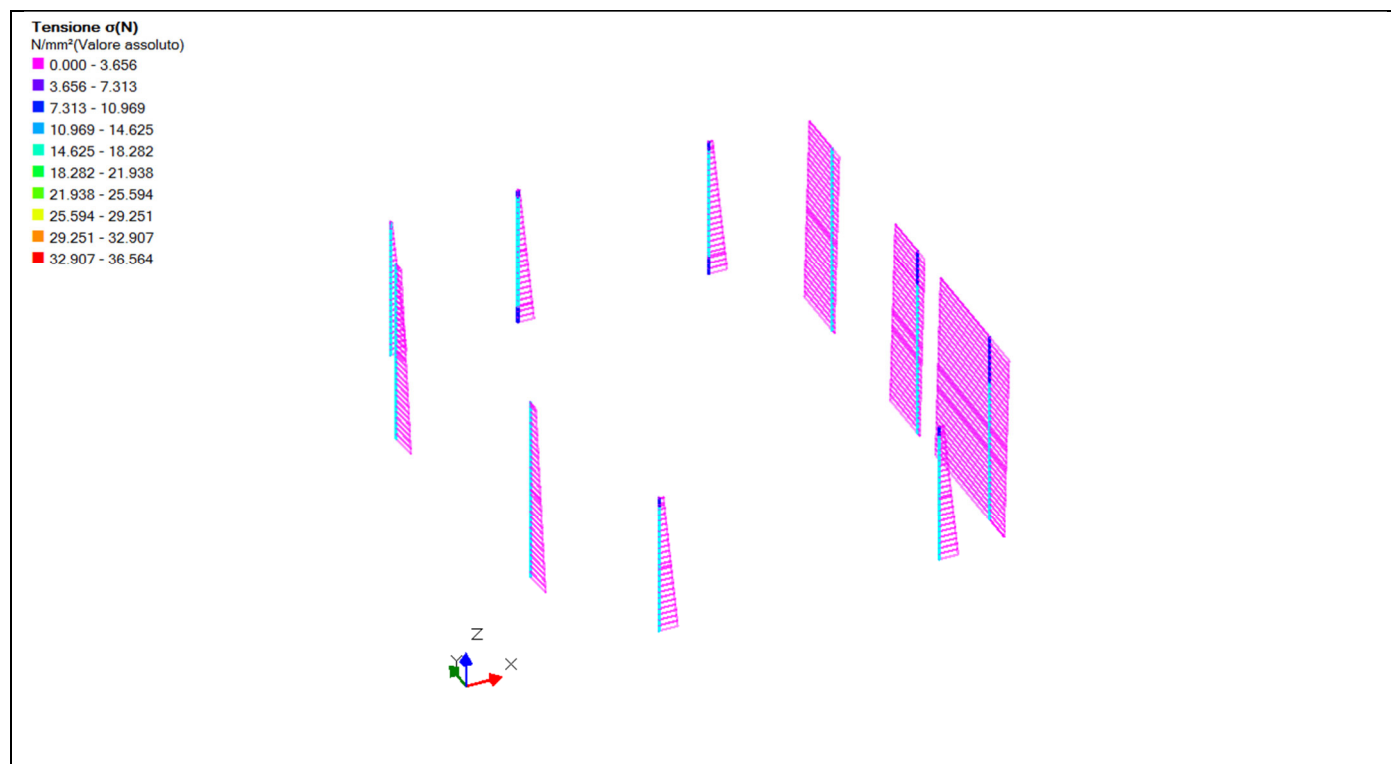
2.1.3.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA



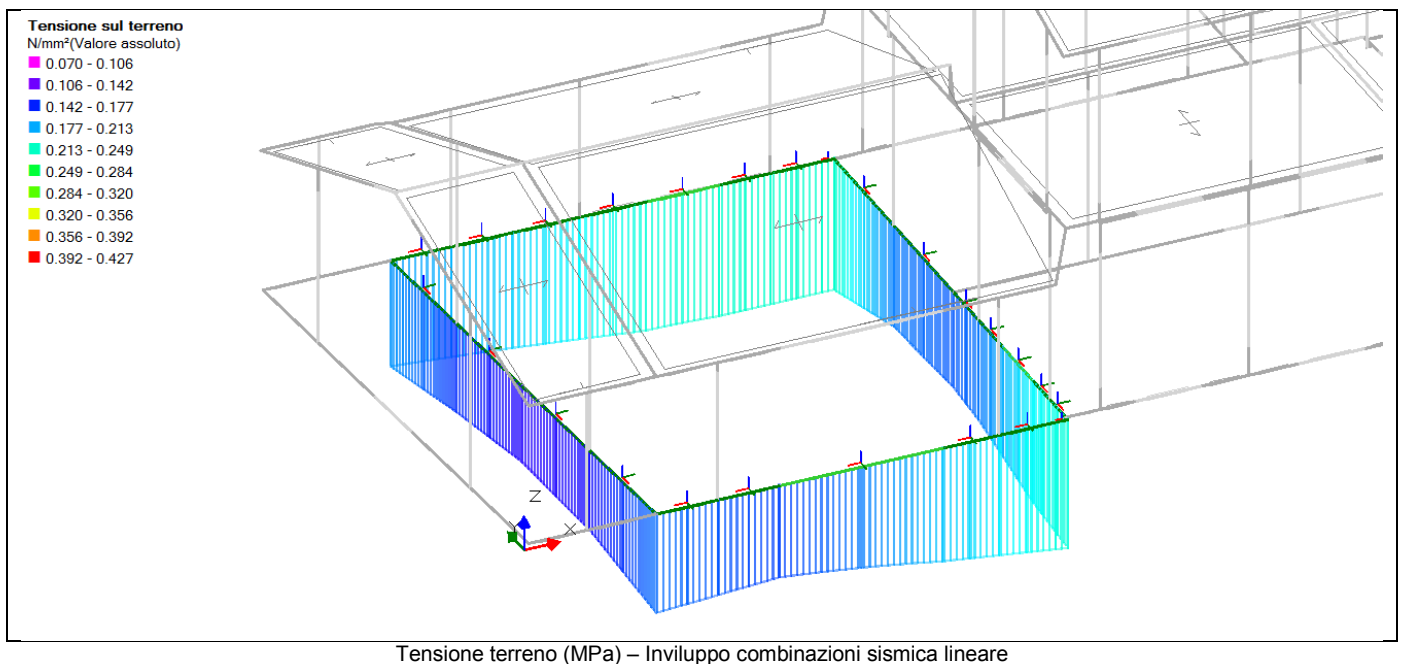
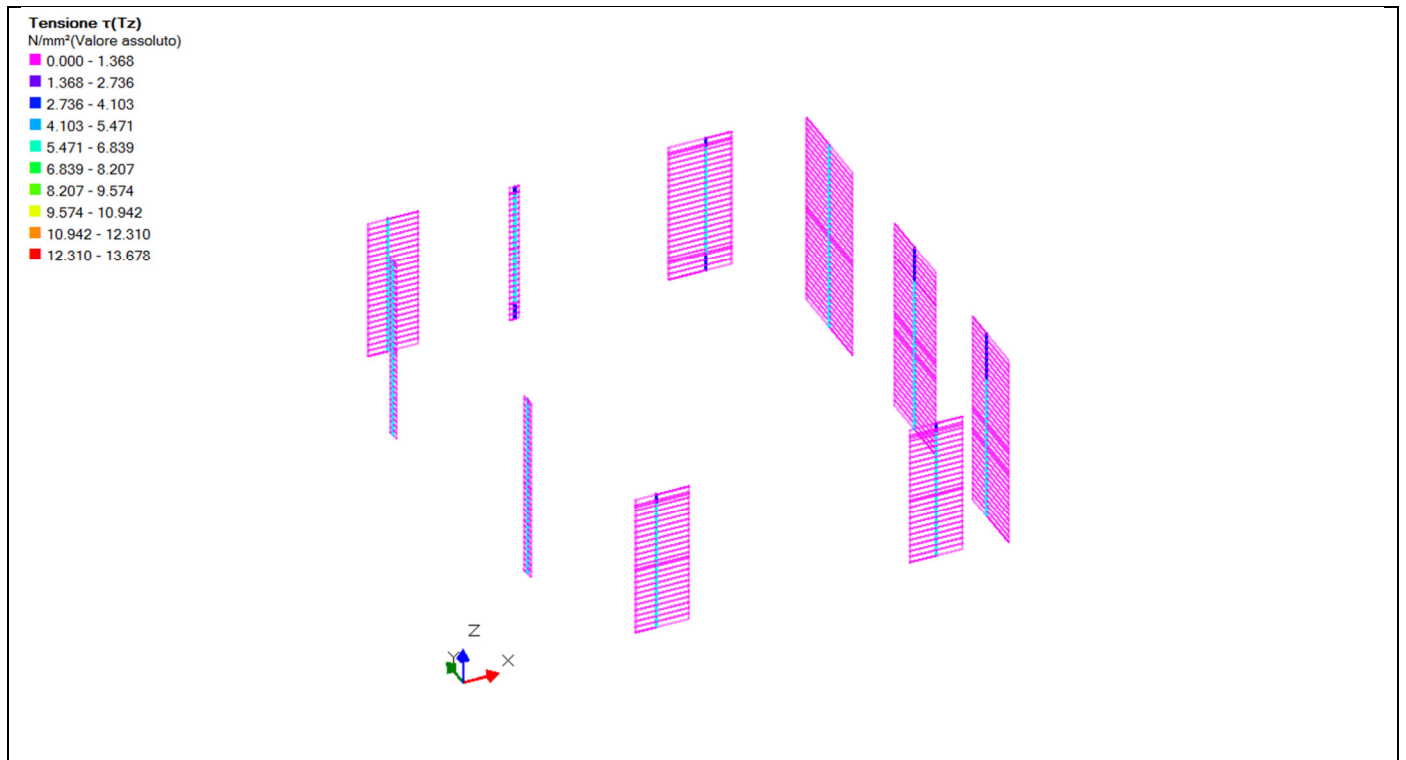


Tensione terreno (MPa) – Involuppo combinazioni statiche

2.1.3.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA



Tensione media sui pannelli (MPa) – Involuppo combinazioni sismiche



2.1.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del software, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

2.1.5. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono di seguito riportati in forma grafica.

2.1.5.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

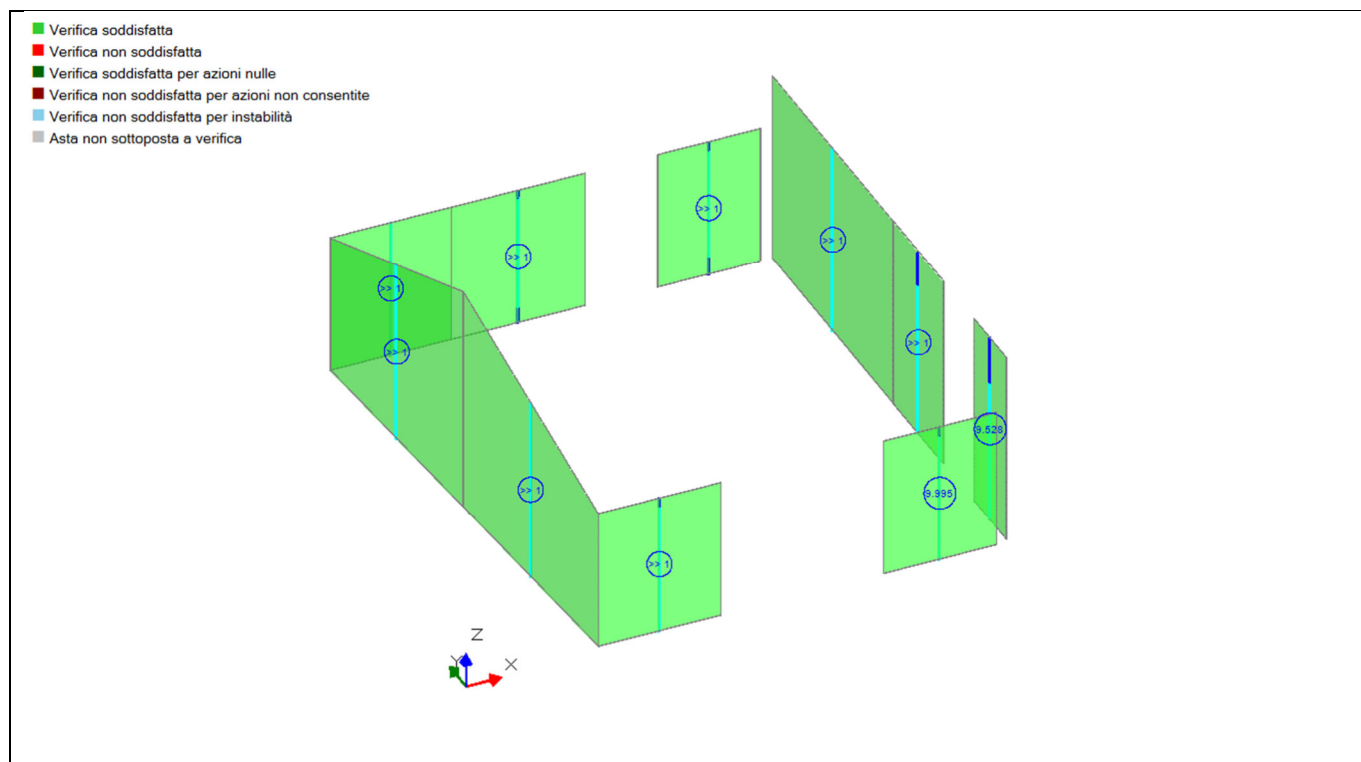
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES)		
Inviluppo CCC		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.348	100%
Taglio scomimento [§4.5.6]	3.139	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.937	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	9.528	100%

Risultati analisi statica NON sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

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

3D visualization of a structural model showing the results of a buckling analysis. The model consists of several interconnected plates. The results are color-coded: green for 'Verifica soddisfatta' (Verification satisfied), red for 'Verifica non soddisfatta' (Verification not satisfied), dark green for 'Verifica soddisfatta per azioni nulle' (Verification satisfied for null actions), dark red for 'Verifica non soddisfatta per azioni non consentite' (Verification not satisfied for non-consented actions), light blue for 'Verifica non soddisfatta per instabilità' (Verification not satisfied for instability), and grey for 'Asta sottoposta a verifica' (Member subjected to verification). The model shows various buckling modes with numerical values in circles, such as 2.100, 2.549, 1.837, 2.512, and 2.51. A coordinate system (X, Y, Z) is shown at the bottom left.

Pag. 18 di 74



Risultati analisi statica NON sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M : §4.5.6.1, per F_C : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche. Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:

$$M_u = (I^2 t \sigma_d / 2) (1 - \sigma_d / 0.85 f_d), \text{dove:}$$

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

I = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

σ_d = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / It$, con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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 (ϕ : di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a $0.4 f_{td} \cdot h t$ (§7.8.2.2.4), essendo: t = spessore, h = altezza, f_{td} = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di f_{td} , f_m di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori f_k , f_m . In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere

la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di 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 PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

Tip. = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

p = 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, o: f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{hk} (f_{hm})

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **γ_m - FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{hd} .

Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85 f_d \cdot l \cdot t$. Per le fasce: l =h: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento)

Mu = momento di collasso per pressoflessione

M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [SLV] - C.Sic: 1.348 (CCC ID 37)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P	p	f _k / f _m	γ_m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
				(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	M	e	B	53.53	0.070	3.000	3.60	0.833	569.50	48.74	-36.16	1.348	37
4	M	e	B	209.42	0.120	3.000	3.60	0.833	1220.60	373.70	-8.40	>> 1	9
78	M	e	B	100.85	0.210	3.900	3.60	1.083	434.63	45.70	20.23	2.259	9
80	M	e	B	102.29	0.140	3.900	3.60	1.083	666.68	78.37	-1.13	>> 1	37
102	M	e	B	42.19	0.080	3.000	3.60	0.833	374.78	38.10	-25.32	1.505	37
105	M	e	B	38.97	0.080	3.000	3.60	0.833	346.23	32.51	3.00	>> 1	9
215	M	e	B	193.54	0.110	3.000	3.60	0.833	1200.77	344.01	-7.93	>> 1	9
279	M	e	B	251.50	0.140	3.900	3.60	1.083	1609.62	463.66	-11.76	>> 1	37
303	M	e	B	52.68	0.060	3.000	3.60	0.833	629.57	53.63	0.00	>> 1	37
307	M	e	B	45.63	0.070	3.000	3.60	0.833	484.50	35.34	4.09	8.640	9

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale).

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_m : §4.5.6.1, per F_c : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$, dove:

l' = lunghezza della parte compressa della parete (h nella verifica della fascia, secondo [7.8.4])

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$.

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio per scorrimento è il valore medio f_{vo} , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = f_{vo} + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m (l'analisi statica è un'analisi lineare), ed il fattore di confidenza F_c (§8.5.4, §C8.5.4); normalmente: $F_c = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_{vo}).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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 nuova: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_m$ con $f_{vk} \leq f_{vklim} = 0.65 f_b$ (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);

Muratura esistente: $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_m / F_c = (f_{vo} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_m / F_c$ con $f_{vm} \leq f_{vlim} = 0.065 f_b / 0.7$ (§C8.7.1.14),

con f_b resistenza a compressione normalizzata del blocco.

Nelle espressioni del calcolo di f_{td} , si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C .

Muratura rinforzata:

Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{ts} (\text{contributo armatura}) = (d \cdot t \cdot f_{td}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq V_{lim} = 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$,

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_S (analisi lineare) ($\gamma_S = 1.15$);

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM o Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{ts} è sempre considerato).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**:

- il contributo della muratura V_{tm} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo V_{ts} ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{ts} = V_{Rd,t}$).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$$V_{ts} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_t \cdot \epsilon_{td}) \cdot 2 \cdot t_r \cdot b_r / p_r, \text{ dove:}$$

E_t = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

ϵ_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

t_r = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

b_r , p_r = larghezza e passo delle strisce;

γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di V_{ts} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo $\text{ctg}(90^\circ - \varphi)$, dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3 \cdot f_{td} \cdot t \cdot d$, dove f_{td} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$$V_{ts} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cdot \cos^2 \alpha \cdot E_t \cdot A_t), \text{ dove:}$$

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{td} / (\sin \alpha \cdot \cos \alpha) \}$, con: α = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ϵ_{td} = deformazione di progetto;

$A_t = 2 \cdot t_r \cdot b_r$, con t_r che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tm} . Nel caso in cui la correzione di V_{tm} comporti un taglio resistente ($V_{tm} + V_{ts}$) minore della resistenza V_{tm} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**:

- il contributo della muratura V_{tm} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo V_{ts} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{ts} = V_{Rd,t}$).

$$V_{ts} = 0.5 \cdot n_r \cdot t_{vr} \cdot b_r \cdot d_r \cdot \delta_{td} \cdot E_t$$

dove:

n_r = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

t_{vr} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

b_r = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_r \cdot l / p_r$, dove: b_r è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_r è il passo tra i nastri;

$d_r = 0.8$, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

δ_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

E_t = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di V_{ts} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25 \cdot f_d \cdot t \cdot d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d_r è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore 1.5 V_{tm} .

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di 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; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

M = momento di calcolo

Ecc = eccentricità (= M / P)

Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione = I/I , essendo I la zona compressa.

Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare: $\text{Beta}=1$ se $(\text{Ecc}/I) \leq 1/6$, altrimenti: $\text{Beta}=(3 \cdot (0.5 - \text{Ecc}/I))$ [Beta=0 se $\text{Ecc} \geq I / 2$].

Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.

Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T ($C=N+T$). Più in dettaglio:

- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale σ_n ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da: $N/(d \cdot t)$, con t =spessore della parete;

- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi $C=N$. σ_n è pari a $N/(I \cdot t)$;

- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione: $\sigma_n = C/(I \cdot t)$ (DT200 R1/2012, §5.4.1.1.2).

C = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare

σ_n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

f_{vko}/f_{vmo} = resistenza a taglio in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, f_{vmo} (media) per muratura esistente ($f_{vmo} = f_{vko}$)

f_{vd} = valore di calcolo (ϕ : di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati

Edificio nuovo: **$\gamma_{m,m}$** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M

Edificio esistente: **$\gamma_{m,m} \cdot FC$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

V_t = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5

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 rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) · 100).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_{tM} = contributo della muratura al taglio resistente

V_{tS} = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

V_{tlim} = valore limite del taglio resistente

3. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) [SLV] - C.Sic: 3.139 (CCC ID 37)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P	M	Ecc.	Beta	C	σ, n	f _{vk0} /f _{vm0}	γ, m	f _{vd}	V _t	V	C.Sic.	ID
			(kN)	(kN m)	(m)		(kN)		(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)		CCC
78	e	B	104.60	20.57	0.20	1.000	104.60	0.222	0.168	3.60	0.071	33.65	10.72	3.139	37
80	e	B	102.29	-1.13	0.01	1.000	102.29	0.141	0.168	3.60	0.062	45.15	0.19	>> 1	37
279	e	B	251.50	-11.76	0.05	1.000	251.50	0.144	0.168	3.60	0.063	109.52	0.91	>> 1	37

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche.

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M: §4.5.6.1, per F_C: §C8.5.4).

Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

dove: l = lunghezza del pannello, t = spessore del pannello,

σ₀ = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = λ/(h/l), essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Per tessitura irregolare:

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = 1.5 τ_{0d}

τ_{0d} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)

Per tessitura regolare:

μ (coefficiente di attrito locale del giunto) e φ (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;

f_{v0d} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);

per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima V_{tlim} [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (§8.5.4, §C8.5.4) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi lineare). Normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ₀ e per f_{v0}).

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.

Muratura rinforzata:

Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

V_t = V_{tM} (contributo muratura) + V_{tS} (contributo armatura) = (l t f_{td}) + (0.6 l A_{sw} f_{yd}) / s,

dove:

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_S (analisi lineare) (γ_S = 1.15);

f_{td} = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con CAM o Reticolatus (per questi casi, il contributo V_{tS} è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello l viene considerata la distanza d tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

Per muratura esistente rinforzata con FRP, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) (V_{tS}=V_{Rd,f}).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

V_{tS} = (1/γ_{Rd}) · 0.6 d · (E_f ε_{td}) · 2 t_f b_f/p_f, dove:

E_f = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

ε_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

t_f = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

b_f, p_f = larghezza e passo delle strisce;

γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di V_{IS} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo $\cotg(90^\circ - \varphi)$, dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3 f_{hd} t d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{IS} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cos^2 \alpha E_t A_t)$, dove:

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{t,add} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$, con: α =angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; $\epsilon_{t,add}$ =deformazione di progetto;

$A_t = 2 t b_t$, con t che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{M} . Nel caso in cui la correzione di V_{M} comporti un taglio resistente ($V_M + V_{IS}$) minore della resistenza V_{M} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**, il contributo del rinforzo V_{IS} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{IS}=V_{t,i}$).

$V_{IS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vr} \cdot b_f \cdot \dot{\alpha}_t \cdot E_t$

dove:

n_f = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

t_{vr} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

b_f = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_1 \cdot l / p_t$, dove: b_1 è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_t è il passo tra i nastri;

$\dot{\alpha}_t = 0.8$, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

$\epsilon_{t,add}$ = deformazione di progetto del rinforzo;

E_t = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di V_{IS} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25 f_d t d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore 1.5 V_M .

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 PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)

Coeff. b = coefficiente correttivo b

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione

tau0 = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare

fvdo = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **$\gamma_m \cdot FC$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)

fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

Vt,lim = valore limite per il taglio resistente

Vt = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per

$\gamma_{Rd}=1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s t) \cdot 100$).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

VtM = contributo della muratura al taglio resistente

VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

4. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.937 (CCC ID 9) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	tau0	γ_m	fvdo	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)		CCC
1	e	M	1.190	28.45	0.035	0.052	3.60	0.029	23.55	10.90	2.160	37
4	e	M	1.000	152.88	0.089	0.052	3.60	0.049	83.88	2.43	>> 1	37
78	e	M	1.500	92.40	0.196	0.075	3.60	0.056	26.50	10.55	2.512	9
80	e	M	1.500	88.27	0.122	0.075	3.60	0.046	33.48	0.19	>> 1	37
102	e	M	1.110	26.63	0.050	0.052	3.60	0.035	18.71	7.34	2.549	37
105	e	M	1.200	24.63	0.050	0.052	3.60	0.033	16.01	1.29	>> 1	9
215	e	M	1.000	124.12	0.073	0.052	3.60	0.045	76.50	2.26	>> 1	9
279	e	M	1.000	210.26	0.120	0.075	3.60	0.069	120.29	0.91	>> 1	37
303	e	M	1.000	29.51	0.033	0.052	3.60	0.034	30.48	1.58	>> 1	37
307	e	M	1.130	28.46	0.042	0.052	3.60	0.033	22.31	11.52	1.937	9

5. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.937 (CCC ID 9) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvdo	γ_m	fvd	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)		CCC
78	e	M	1.500	92.40	0.196	0.168	3.60	0.067	0.00	31.85	10.55	3.019	9
80	e	M	1.500	88.27	0.122	0.168	3.60	0.050	0.00	35.91	0.19	>> 1	37
279	e	M	1.000	210.26	0.120	0.168	3.60	0.074	0.00	128.66	0.91	>> 1	37

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

- (1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;
- (2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'. Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica f_k con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, inoltre, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_m deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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); si ha: $f_d = f_m / \gamma_m / F_C$ (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di 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.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:

Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2(e_a + \lambda e_r) / t]^3 = [1 - 2e_a / t - 2\lambda e_r / t]^3$$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo: EJ la rigidità flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), l_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolo interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre: e_a e e_r sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete.

Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezzzeria della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM.

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo N_u viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

N = numero progressivo dell'elemento murario

x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzzeria della luce deformabile

P = forza assiale positiva se di compressione

p = valore di calcolo della sollecitazione di compressione

f_k, f_m = resistenza a compressione

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **$\gamma_m \cdot FC$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

fd = valore di progetto della resistenza a compressione

Nu = sforzo normale ultimo = $0.85 f_d It$ (l, t: dimensioni della sezione). La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

Mu = momento di collasso per pressoflessione = $(N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$

M = momento di calcolo

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

6. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic: 9.528 (CCC ID 37)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e x Sez.	P	p	f _k , f _m	γ_m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e 1.200	28.45	0.035	3.000	3.60	0.833	569.50	5.41	-0.34	>> 1	37
4	e 1.575	152.88	0.089	3.000	3.60	0.833	1220.60	26.75	-2.41	>> 1	37
78	e 1.650	93.47	0.198	3.900	3.60	1.083	434.63	14.67	-1.54	9.528	37
80	e 1.650	85.21	0.118	3.900	3.60	1.083	666.68	14.86	1.41	>> 1	37

102	e	1.200	25.68	0.049	3.000	3.60	0.833	374.78	3.11	-0.31	>> 1	37
105	e	1.200	24.85	0.051	3.000	3.60	0.833	346.23	3.00	0.30	9.995	37
215	e	1.575	137.76	0.081	3.000	3.60	0.833	1200.77	24.39	-2.17	>> 1	37
279	e	1.650	210.26	0.120	3.900	3.60	1.083	1609.62	36.56	3.47	>> 1	37
303	e	1.200	31.46	0.035	3.000	3.60	0.833	629.57	5.98	-0.38	>> 1	37
307	e	1.200	30.26	0.044	3.000	3.60	0.833	484.50	5.67	-0.36	>> 1	9

2.1.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU III: obbligatoria

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di (zeta,E) = 1.000

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.252 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)

Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3] **100%**

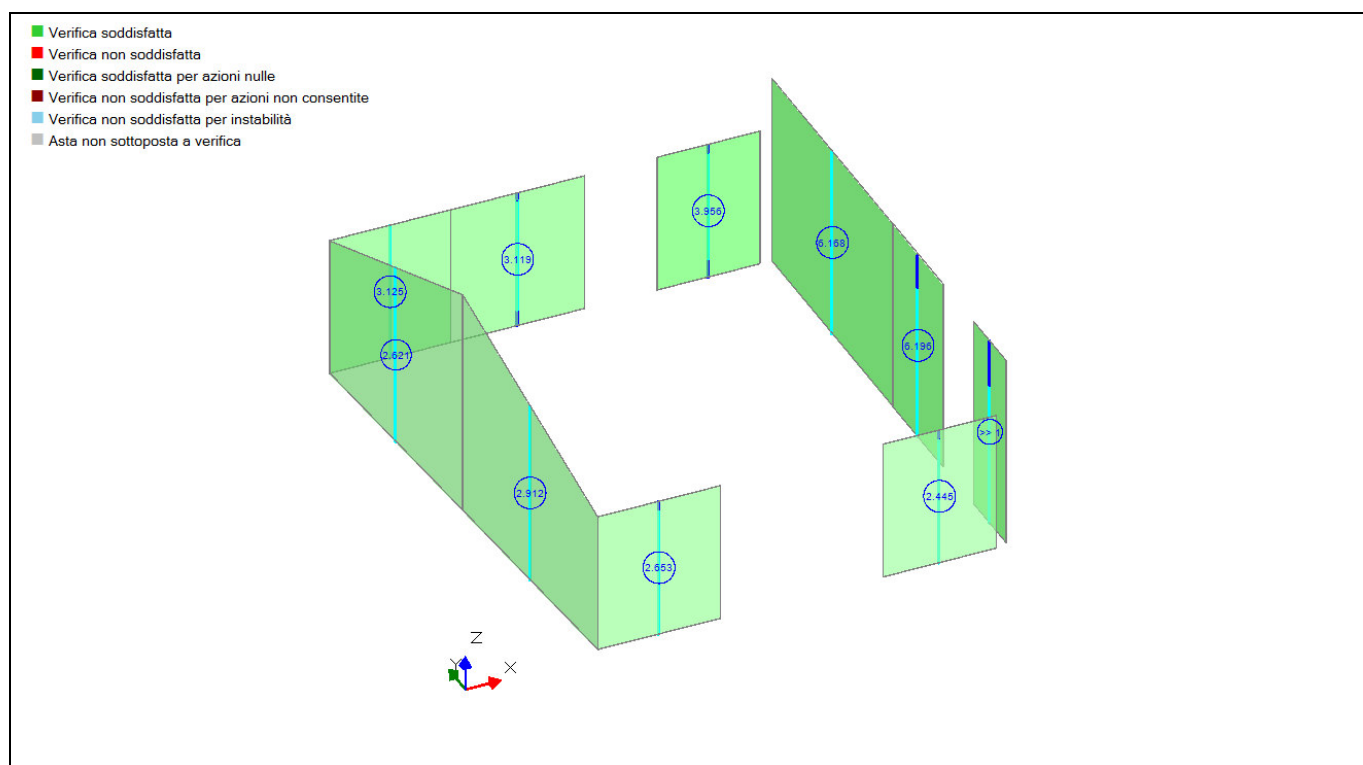
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3] **2.445**

Verifica di Resistenza fuori piano

0.357	>=2475	2.985
-------	--------	-------

1.417	3.476	174
-------	-------	-----

Risultati analisi dinamica sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risultati analisi dinamica sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali convenzionali secondo §7.2.3)

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §7.8.2.2.3)

§7.8.2.2.3: Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a $0.85 f_c$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

§7.8.1.5.2 Analisi statica lineare: Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto §7.2.3 per gli elementi strutturali secondari e non strutturali. Più precisamente, l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a S_d/q_a volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari

a S_a/q_a volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

Per le pareti resistenti al sisma che rispettano i limiti della [Tab.7.8.II](#) ([§7.8.1.4](#)) si può assumere che il periodo T_a indicato al punto [§7.2.3](#) sia pari a 0.

§7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale: Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto [§7.8.1.5.2](#) per l'analisi statica lineare. [§7.2.3](#): L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell'elemento stesso, è calcolata secondo la relazione seguente:

$F_a = S_a W_a / q_a$, dove:

W_a = peso dell'elemento

S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma, e corrispondente allo stato limite in esame (SLD o SLV, [§3.2.1](#))

q_a = fattore di struttura dell'elemento. Secondo [§7.8.1.5.2](#), si può assumere $q_a=3$

S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$S_a = \alpha S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H_t) - 0.5] \geq \alpha S$, dove:

α = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel [§3.2.3.2.1](#)

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento nella direzione considerata, T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata (le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di T_a e T_1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo [§7.2.3](#))

Z = quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione

H_t = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Ponendo H = luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete, si ha che:

Z = quota della base della parete + zona rigida iniziale in direzione ortogonale + $H/2$

g = accelerazione di gravità

In PCM la verifica a pressoflessione ortogonale viene eseguita nella sezione di mezzera della luce deformabile nel piano ortogonale dei maschi murari, sotto le seguenti ipotesi:

- la parete è soggetta allo sforzo normale statico, senza incremento o diminuzione dovuti all'effetto sismico sul modello globale; tale sforzo normale può essere caratterizzato da eccentricità di tipo strutturale (dovuta ai carichi di solaio e alla posizione delle pareti sovrastanti);
- non sono considerate forze ribaltanti in sommità derivanti dall'orizzontamento. Ciò equivale a ipotizzare che le forze sismiche siano efficacemente trasmesse a pareti di controvento (parallele alla direzione sismica). Per edifici nuovi, questo requisito può essere considerato intrinseco nelle modalità costruttive; per edifici esistenti in assenza di efficace connessione fra pareti, questa ipotesi trova giustificazione nel fatto che la verifica a meccanismo di collasso (ribaltamento di corpo rigido) può essere considerata maggiormente rappresentativa del comportamento fuori piano della parete mal connessa, rispetto alla verifica a pressoflessione ortogonale;
- i requisiti della [Tab.7.8.II](#) vengono direttamente considerati, per la verifica a pressoflessione ortogonale, per ogni parete in muratura nuova, quindi anche se inserita in un edificio esistente (p.es. in caso di aggiunta di nuove pareti nell'ambito del progetto di consolidamento). Per murature esistenti, qualora sia stato selezionato il corrispondente parametro di calcolo, è possibile fare riferimento ai requisiti della [Tab.7.8.II](#) per adottare periodo $T_a=0$, con le seguenti posizioni. Per murature con le tipologie: pietrame disordinato, conci sbazzati, pietre a spacco con buona tessitura, conci di pietra tenera, si adottano i requisiti di muratura ordinaria con elementi in pietra squadrata (requisiti più severi fra quelli indicati in [Tab.7.8.II](#)); per murature a blocchi lapidei squadrate, si utilizza lo stesso riferimento, con l'aggiunta di parametri più favorevoli per le zone 3 e 4; per elementi artificiali pieni o semipieni si adottano le prescrizioni corrispondenti;
- i dati geometrici delle pareti riportano sia la snellezza complanare, sia la snellezza nel piano ortogonale (h_o/h). Nel computo di h_o , si assume per default: $\rho = 1$ (fattore laterale di vincolo). L'altezza libera di inflessione della parete fa riferimento alla luce deformabile nel piano ortogonale (depurata quindi delle eventuali zone rigide agli estremi per flessione nel piano ortogonale al piano della parete);
- la parete viene considerata appoggiata. Se l'interasse di irrigidimento a (=distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete) è >0 , viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammorzata 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. In entrambi i casi, le formule per il momento agente ed il periodo proprio sono tratte dal Manuale Ingegneria Civile, Ed.Cremonese.
- Comportamento a trave: il periodo proprio è dato da: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[E/12 / (\text{peso sp.}) / g]}$, dove: t = spessore della parete; E = modulo di elasticità longitudinale; (peso sp.) = peso specifico medio della muratura. L'azione sismica produce un momento in mezzera $M = qH^2/8$, essendo q il carico sismico distribuito lungo l'altezza ($q = F_a / H$).
- Comportamento a piastra: il periodo proprio è pari a: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/a^2 + 1/H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[E/12 / (\text{peso sp.}) / g] / (1-\nu^2)}$, dove: ν =coefficiente di Poisson: $G=E/2/(1+\nu)$. L'azione sismica produce un momento in mezzera il cui valore massimo è pari a $q' H^2/8$, c, essendo: $q' = q / (1+\lambda^4)$ con $\lambda=H/a$, con q =carico sismico di superficie ($q = F_a / H / a$); $c=1 - 5/6 \lambda^2 / (1+\lambda^4)$. Per eseguire la verifica sulla sezione trasversale, il momento massimo si estende, a favore di sicurezza, all'intera sezione trasversale prescindendo dalla diminuzione verso gli appoggi laterali verticali della piastra: si ha così: $M = q' / (1+\lambda^4) \cdot H^2/8$, c, con $q = F_a / H$.

Per la verifica della sezione muraria, viene effettuato il confronto fra il momento agente di calcolo M e il momento ultimo resistente M_u , definito come momento di collasso per pressoflessione ortogonale: $M_u = (N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$, dove N_u è lo sforzo normale ultimo dato da: $N_u = 0.85 f_d t$, essendo l e t le dimensioni della sezione trasversale della parete, e f_d resistenza di progetto: $f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza di progetto per la verifica a compressione ([§4.5.6.1](#)). Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi ([§C8.5.3.1](#), [Tab.C8.5.II](#)). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_m deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_c ([§8.5.4](#), [§C.8.5.4](#)) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_m definito in [§7.8.1.1](#) dove si indica $\gamma_m \geq 2.0$.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (ϕ : di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da [§7.8.2.2.1](#): $f_d = f_k / \gamma_m$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha: $f_d = f_m / \gamma_m / F_c$ ([§C8.7.1.3.1.1](#)).

Le verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; in SLV le sollecitazioni di progetto si ottengono combinando gli sforzi normali di tipo statico con i momenti dovuti alle azioni convenzionali, determinati come sopra descritto. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** ([§7.3.6](#)).

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria.

La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni nei seguenti riferimenti bibliografici:

Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 (e_a + \lambda e_r) / t]^3 = [1 - 2 e_a / t - 2 \lambda e_r / t]^3$$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), l_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre: e_a e e_r sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico sovrastante e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813

per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete.

Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM).

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo N_u viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

N = numero progressivo dell'elemento murario

fd = valore di calcolo (ϕ : di progetto) della resistenza a compressione

Nu = sforzo normale ultimo = $0.85 f_d t$. La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

Mu = momento di collasso per pressoflessione = $(N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$

P = forza assiale positiva se di compressione

M = momento di calcolo ortogonale, definito dall'azione sismica distribuita in elevazione e dal comportamento a trave ($a=0$) o a piastra ($a>0$). Il momento di calcolo può inoltre essere incrementato nel caso che sia stata scelta l'opzione di considerare l'eccentricità minima pari a $(h/200)$ ed il corrispondente momento sia superiore al momento di calcolo. Viene infine considerato il contributo degli eventuali momenti flettenti ortogonali al piano della parete agenti in fase statica (in fase sismica la sollecitazione ortogonale è identificata con il carico sismico distribuito applicato sulla parete)

Z = altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

H_f = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

H = altezza dell'elemento murario (= luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete)

a = interasse di irrigidimento

T_a = primo periodo di vibrazione della parete, definito dal comportamento a trave ($a=0$) o a piastra ($a>0$)

T₁ = primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata, derivante dall'analisi modale o stimato secondo la relazione: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (§7.3.3.2, con $C_1 = 0.050$)

(le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di T_a e T_1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo §7.2.3)

S_a = coefficiente sismico

W = peso dell'elemento

F_a/H = carico distribuito lungo l'altezza H della parete con risultante F_a applicata al baricentro della parete, ortogonalmente al piano della parete stessa

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [SLV] - C.Sic: 2.445 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

(alfa) $S = 0.212 \cdot 1.188 = 0.252$

Fattore di Comportamento dell'elemento $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2)

Applicazione requisiti Tab.7.8.I anche a pareti in muratura esistente: 7.8.I

N.	f_d (N/mm ²)	N_u (kN)	M_u (kN m)	P (kN)	M (kN m)	Z (m)	H _f (m)	H (m)	a (m)	T _a (sec)	T ₁ (sec)	S _a	W (kN/m)	F _a /H (kN/m)	C.Sic.
1	1.042	711.88	4.03	20.76	-1.29	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	38.59	1.76	3.125
4	1.042	1525.75	17.65	94.04	-6.06	1.575	5.870	3.150	0.000	0.000	0.150	0.350	108.57	4.06	2.912
78	1.354	543.29	10.65	59.86	0.99	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	17.13	0.62	>> 1
80	1.354	833.35	10.35	55.42	1.67	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	26.28	0.95	6.196
102	1.042	468.47	2.23	17.82	-0.84	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	25.40	1.16	2.653
105	1.042	432.79	2.15	17.24	0.88	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	23.46	1.07	2.445
215	1.042	1500.96	15.62	82.67	-5.96	1.575	5.870	3.150	0.000	0.000	0.150	0.350	106.80	3.99	2.621
279	1.354	2012.02	24.98	133.80	4.05	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	63.45	2.29	6.168
303	1.042	786.96	4.46	22.97	-1.43	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	42.67	1.95	3.119
307	1.042	605.63	4.31	22.39	-1.09	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	32.83	1.50	3.956

2.1.6. VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte 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.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

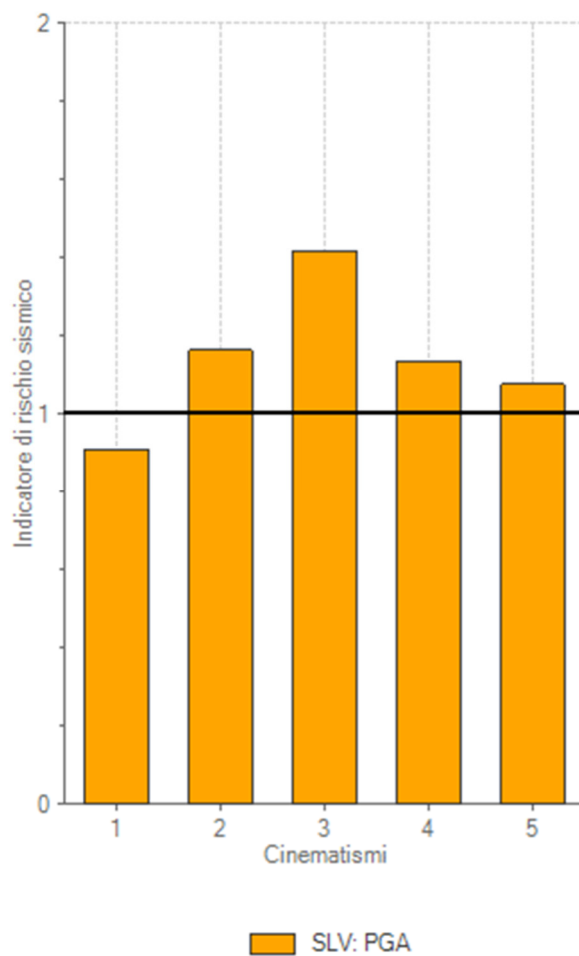
- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

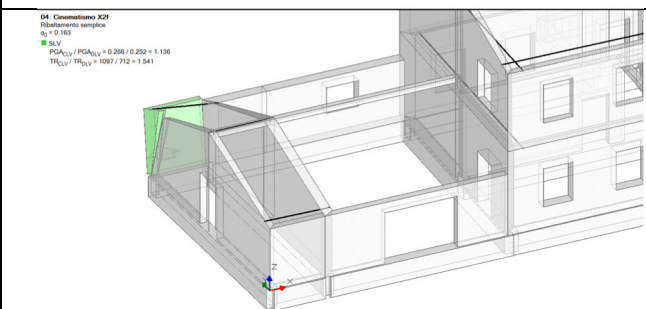
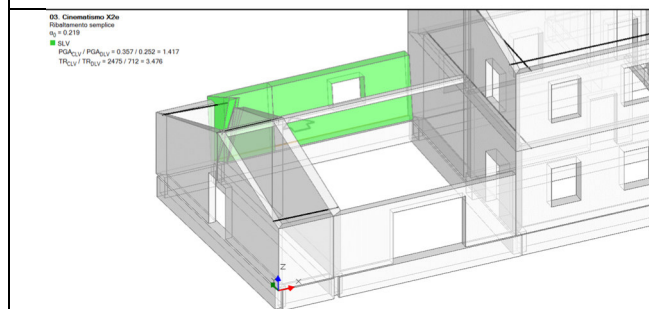
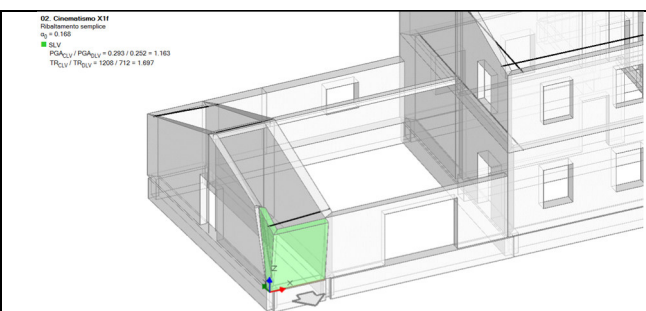
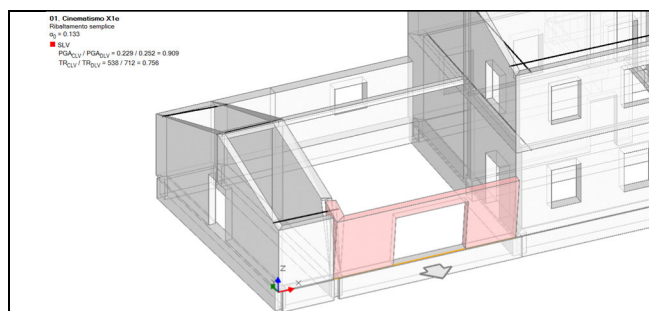
I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono di seguito riportati.

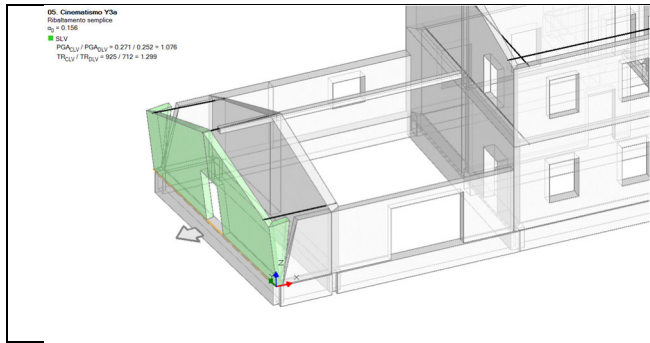
Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.133	1.218	1.400	0.909	0.756
2	0.168	1.581	2.400	1.163	1.697
3	0.219	2.062	4.587	1.417	3.476
4	0.163	1.538	2.280	1.136	1.541
5	0.156	1.464	2.040	1.076	1.299



Risultati dei cinematismi analizzati





Schemi dei cinematismi analizzati

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 7 del 21.1.2019: §C8.7.1.2)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno. Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso. Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo a_g . Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco a_g su suolo rigido), periodo di ritorno T_R e probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico ζ_E (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è ≥ 1 , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di T_R); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.

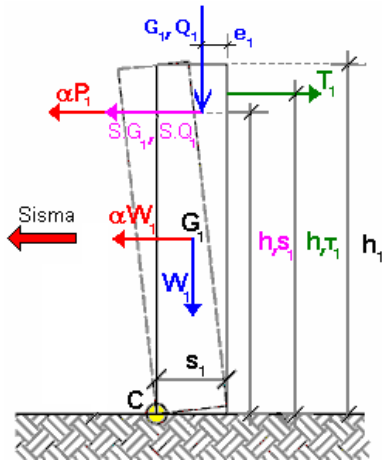


Fig. 1. Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio: $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$
- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata): $S_1 = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

ψ_{21} è il coefficiente di combinazione quasi permanente per Q_1 (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro T_1 .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinemismo viene quindi descritto dalla rotazione φ attorno alla cerniera C.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinemismo, attraverso la seguente espressione (§C8.7.1.2.1.1):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

che nel caso in esame diventa:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi s_1 / 2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in φ la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R2}}{M_{R1}}$$

dove:

- $\dot{\alpha}_0 M_{R1} = \dot{\alpha}_0 (W_1 h_1 / 2 + P_1 h_{S1})$ è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali
- $M_{R2} = S_1 h_{S1}$ è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da $\dot{\alpha}_0$
- $M_S = W_1 s_1 / 2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$ è il momento stabilizzante

Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo α_0^* .

L'espressione è fornita dalla formula [C8.7.1.8], coerente con la formulazione fornita dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (§C8A.4.2.2):

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

La massa partecipante al cinematiso M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematiso, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi h_1/2 + P_1 \varphi h_{S1})^2}{g[W_1(\varphi h_1/2)^2 + P_1(\varphi h_{S1})^2]}$$

$$e^* = gM^* / (W_1 + P_1)$$

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* non dipende dall'azione sismica, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Una volta determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* la verifica di sicurezza si basa sul confronto con l'accelerazione massima alla quota Z (domanda in termini di accelerazione alla quota del baricentro delle linee di vincolo del cinematiso). Si segue la procedura descritta al §C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV, nell'ipotesi di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale.

L'accelerazione massima alla quota Z (a_z) può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) \gamma_k \psi_k(z) \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematiso, un coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se T_1 non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione [C7.3.2]:

$T_1 = 0.05 H^{3/4}$ dove H è l'altezza totale dell'edificio;

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico al suolo valutato per il periodo T_1 ;

$\psi_1(z)$ è il valore della forma modale alla quota Z , posto pari a Z/H , dove H è l'altezza di tutta la costruzione rispetto alla fondazione;

γ_1 è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione. Se non è noto da analisi modale può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$ con N numero di piani della costruzione [C7.2.10].

Pertanto, considerando che la domanda in termini di accelerazione (a^*) non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni a_1^* e a_2^* .

$$a^* = \max(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$a_1^* = a_g S$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

$$a_1^* = a_g \cdot S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)/q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa a^* .

Nell'espressione di a^* è direttamente identificabile la componente $a_g S$. È quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* all'espressione dell'accelerazione richiesta a^* , resti determinato univocamente un valore di PGA: è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematiso, PGA_{CLV} (capacità per SLV) e PGA_{CLD} (capacità per SLD). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

L'equazione $a_0^* = a^*$ che fornisce PGA_{CLV} è di tipo non lineare. Infatti, sia a_0 sia i parametri di spettro F_0 e T_C^* sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri S , T_C , T_B , T_D . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare PGA_{CLV} è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno T_R . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo T_R viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni; a T_R corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione $a_0^* = a^*$ è soddisfatta. Quando ciò accade, a_0 e S forniscono la PGA_{CLV} . A PGA_{CLV} corrisponde il periodo di ritorno TR_{CLV} .

La capacità PGA_{CLV} viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame PGA_{DLV} , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' ζ_E in termini di PGA:

$$\zeta_{E,PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ($\zeta_{E,TR}$) come rapporto tra TR_{CLV} e TR_{DLV} . Poiché il legame tra TR e PGA , pur biunivoco, non è lineare, il valore di $\zeta_{E,TR}$ non coincide col valore di $\zeta_{E,PGA}$ (però sono entrambi >1 o <1 , e quando uno dei due ζ_E vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

Osservazioni integrative

• Intervallo di calcolo per TR .

Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone $TR=2475$ come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^{-a}$. L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

• Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia (o: su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito. Si tenga presente che la Circ. 7 del 21.1.2019 in §C8.3 specifica che "il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione dell'indicatore di rischio sismico α_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $a_0 S$ ", ossia la PGA tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di PGA_{DLV} e PGA_{CLV} : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo S (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di S_S (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per S_T (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente S_S è legato ai parametri di spettro (dipende da a_0 e F_0), PGA_{CLV} conterrà S_S corrispondente al periodo TR_{CLV} , che in generale sarà distinto dal valore S_S corrispondente alla domanda (a_0 in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,PGA}$ può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA.

Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,TR}$ in termini di periodo di ritorno.

• Parametri di spettro in input.

La conoscenza di specifici parametri fisici relativi alla zona di ubicazione dell'edificio (microzonazione) può tradursi in una modifica dei parametri di spettro rispetto ai valori previsti dal reticolo sismico secondo Normativa.

La capacità in termini di accelerazione al suolo, cioè il valore di PGA che produce il raggiungimento di un determinato stato limite, viene calcolata tramite una procedura iterativa eseguita sulla PGA stessa, variandone il valore fino ad ottenere verifica soddisfatta; si calcola poi l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Per determinare le corrispondenti capacità - e quindi gli indicatori di rischio - in termini di TR , cioè i periodi di ritorno associati ai terremoti che generano tali accelerazioni, si esegue il passaggio dalla capacità PGA_c a TR_c con la relazione del D.M.65-07.03.2017 (All.A: Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni):

$$TR_c = TR_0 \cdot (PGA_c / PGA_0)^{\eta}$$

dove $\eta=(1/0.41)$, valore medio sull'intero territorio nazionale.

In alternativa, per un valore più puntuale dell'intensità sismica di appartenenza si usano le seguenti formule (con riferimento all'accelerazione massima su roccia ag ; Aedes.PCM assume come riferimento a_0 per SLV):

$$\eta=(1/0.49) \text{ per } a_0 \geq 0.25g; \eta=(1/0.43) \text{ per } 0.25g > a_0 \geq 0.15g; \eta=(1/0.356) \text{ per } 0.15g > a_0 \geq 0.05g; \eta=(1/0.34) \text{ per } a_0 < 0.05g.$$

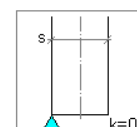
Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8.A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



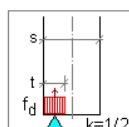
1 Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8.A.4.2.2) e quindi $F_c=1.35$

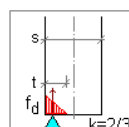
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

Resistenza a Compressione finita

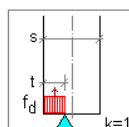
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



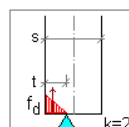
2 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



4 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



3 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



5 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

Resistenza di calcolo:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_c \gamma_m}$$

$\gamma_m = 2$

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

x_c = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

N = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;

a = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

k = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per x_c un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.7 del 21.1.2019, Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G.Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEL - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.985757
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.806845
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a_g (*g)	F_0	T_C^* (sec)
30	0.048	2.417	0.280
50	0.063	2.564	0.280
72	0.076	2.516	0.280
101	0.094	2.435	0.282
140	0.109	2.474	0.285
201	0.129	2.465	0.290
475	0.183	2.478	0.300
975	0.238	2.527	0.310
2475	0.335	2.490	0.322

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

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

$K = 0.008129450$, $\alpha = 0.524009290$

Stati Limite:

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

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 5

$a_g(g)$ F_0 $T_C^*(sec)$ e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato	TR	a_g	F_0	T_C^*	S	TB	TC	TD	Fv
limite	(anni)	(*g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)	
SLO	45	0.060	2.533	0.280	1.200	0.132	0.397	1.840	0.838
SLD	75	0.078	2.506	0.280	1.200	0.132	0.397	1.912	0.945
SLV	712	0.212	2.505	0.306	1.188	0.142	0.427	2.448	1.557
SLC	1462	0.276	2.511	0.315	1.123	0.146	0.437	2.704	1.781

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

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

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

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 $\eta=[10/(5+\xi)]=1$
 SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

2. 1) Cinematismo X1e

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
3.155	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X Y Z	X Y Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
2.063 0.020 0.000	8.870 0.020 0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	6.807

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	ψ2
		X Y Z	GX GY GZ	QX QY QZ	
1	peso proprio	2.220 0.405 1.576	0.00 0.00 -8.65	0.00 0.00 0.00	0.30
2	da solaio	2.030 0.551 2.234	0.00 0.00 -1.14	0.00 0.00 -0.48	0.00
3	da solaio	2.430 0.557 2.179	0.00 0.00 -2.95	0.00 0.00 -1.76	0.00
4	peso proprio	5.523 0.149 1.303	0.00 0.00 -54.45	0.00 0.00 0.00	0.30
5	da solaio	5.659 0.280 2.082	0.00 0.00 -5.16	0.00 0.00 -3.08	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostro in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)	Forza inerziale(kN)	Spostam.virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
	PX PY PZ	EX EY EZ	δX δY δZ	L1 L2 L3
1	0.00 0.00 -8.65	0.00 -8.65 0.00	0.000 -1.576 0.385	-3.328 13.638 0.000
2	0.00 0.00 -1.14	0.00 -1.14 0.00	0.000 -2.234 0.530	-0.604 2.545 0.000
3	0.00 0.00 -2.95	0.00 -2.95 0.00	0.000 -2.179 0.536	-1.578 6.421 0.000
4	0.00 0.00 -54.45	0.00 -54.45 0.00	0.000 -1.303 0.129	-7.010 70.960 0.000
5	0.00 0.00 -5.16	0.00 -5.16 0.00	0.000 -2.082 0.259	-1.337 10.751 0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

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

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.133	7111	0.964	0.115

α0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di ζ,E = 1.000

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.229	538	38	0.909	0.756

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

3. 2) Cinematismo X1f

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
1.557	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.019	0.020	0.000	2.063	0.020	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.044

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.101	0.149	1.200	0.00	0.00	-22.77	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.155	0.280	2.132	0.00	0.00	-1.82	0.00	0.00	-0.76	0.00
3	peso proprio	0.110	0.485	1.623	0.00	0.00	-6.81	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da catena	-0.004	0.390	2.525	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	0.240	0.663	2.259	0.00	0.00	-1.61	0.00	0.00	-0.68	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

[n.]	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm^2										Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm^2									
	mm^2	mm	N/mm^2	a	b	s	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd				

4	79	10	200	150	100	30	260	3.450	0.090	0.000	0.090	1.198	0.031											

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
4	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-22.77	0.00	-22.77	0.00	0.000	-1.200	0.128	-2.913	27.325	0.000
2	0.00	0.00	-1.82	0.00	-1.82	0.00	0.000	-2.132	0.259	-0.471	3.880	0.000
3	0.00	0.00	-6.81	0.00	-6.81	0.00	0.000	-1.623	0.464	-3.164	11.058	0.000
4	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	1.00	0.000	-2.525	0.368	-0.109	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-1.61	0.00	-1.61	0.00	0.000	-2.259	0.642	-1.035	3.643	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

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

α_0	M*	e*	α_0^*
	(kgm)		(g)
0.168	3196	0.949	0.147

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante

e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.293	1208	85	1.163	1.697

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

4. 3) Cinematismo X2e

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
7.191	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
8.870	8.880	0.000	1.531	8.878	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	7.339

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	OZ	
1	peso proprio	6.276	8.682	1.168	0.00	0.00	-88.94	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	6.304	8.480	2.075	0.00	0.00	-3.99	0.00	0.00	-2.38	0.00
3	peso proprio	2.728	8.689	1.200	0.00	0.00	-38.63	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	2.839	8.480	2.075	0.00	0.00	-1.40	0.00	0.00	-0.83	0.00
5	peso proprio	1.738	8.200	1.643	0.00	0.00	-16.24	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	1.570	7.995	2.354	0.00	0.00	-2.63	0.00	0.00	-1.10	0.00
7	da solaio	1.972	7.966	2.255	0.00	0.00	-5.68	0.00	0.00	-3.39	0.00

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 $\psi 2$ = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di $\psi 2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi 2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-88.94	-0.03	88.94	0.00	0.000	1.168	0.197	-17.488	103.860	0.000
2	0.00	0.00	-3.99	0.00	3.99	0.00	-0.001	2.075	0.398	-1.588	8.279	0.000
3	0.00	0.00	-38.63	-0.01	38.63	0.00	0.000	1.200	0.188	-7.280	46.356	0.000
4	0.00	0.00	-1.40	0.00	1.40	0.00	-0.001	2.075	0.397	-0.555	2.899	0.000
5	0.00	0.00	-16.24	0.00	16.24	0.00	-0.001	1.643	0.677	-10.994	26.691	0.000
6	0.00	0.00	-2.63	0.00	2.63	0.00	-0.001	2.354	0.882	-2.321	6.196	0.000
7	0.00	0.00	-5.68	0.00	5.68	0.00	-0.001	2.255	0.911	-5.177	12.820	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi 2*Q$ nel sistema XYZ
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

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

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.219	15214	0.947	0.193

$\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso
 M* = massa partecipante
 e* = frazione di massa partecipante
 a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.357	2475	174	1.417	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

5. 4) Cinematismo X2f

Ribaltamento semplice
 Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
1.558	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
1.531	8.880	0.000	-0.529	8.880	0.000	2.060

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.568	8.754	1.200	0.00	0.00	-22.80	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.640	8.620	2.135	0.00	0.00	-1.82	0.00	0.00	-0.76	0.00
3	peso proprio	-0.382	8.420	1.602	0.00	0.00	-6.80	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-0.229	8.248	2.265	0.00	0.00	-1.57	0.00	0.00	-0.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 $\psi 2$ = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di $\psi 2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P = G + \psi 2 \cdot Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi 2 \cdot Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-22.80	0.00	22.80	0.00	0.000	1.200	0.125	-2.850	27.362	0.000
2	0.00	0.00	-1.82	0.00	1.82	0.00	0.000	2.135	0.259	-0.471	3.886	0.000
3	0.00	0.00	-6.80	0.00	6.80	0.00	0.000	1.602	0.460	-3.127	10.901	0.000
4	0.00	0.00	-1.57	0.00	1.57	0.00	0.000	2.266	0.631	-0.988	3.547	0.000

n. = numero consecutivo del carico
 PX, PY, PZ = componenti del carico totale $G + \psi^2 Q$ nel sistema XYZ
 EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1 = \sum (n) [Pi \cdot \delta i]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum (n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum (n) [EZi \cdot \delta Zi]$

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

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.163	3195	0.950	0.143

$\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso
 M* = massa partecipante
 e* = frazione di massa partecipante
 a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.286	1097	77	1.136	1.541

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

6. 5) Cinematismo Y3a

Ribaltamento semplice
 Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
6.931	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm^2)	(m)
-0.529	8.880	0.000	0.019	0.020	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000	149.97	0.000	8.877

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.006	2.314	1.663	0.00	0.00	-61.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	-0.004	0.390	2.525	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	0.137	2.315	2.836	0.00	0.00	-8.56	0.00	0.00	-3.59	0.00
4	peso proprio	-0.259	6.600	1.663	0.00	0.00	-60.66	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	-0.498	8.385	2.566	2.00	0.05	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da catena	-0.255	4.442	3.900	2.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-0.126	6.585	2.847	0.00	0.00	-8.56	0.00	0.00	-3.59	0.00
8	peso proprio	0.359	0.138	1.475	0.00	0.00	-4.58	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	0.498	0.280	2.127	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00	-0.20	0.00
10	peso proprio	-0.163	8.766	1.465	0.00	0.00	-4.90	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	-0.009	8.620	2.135	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00	-0.21	0.00

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

Relazione di calcolo

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	f _{yd}	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm ²	Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm ²
	mm ²	mm	N/mm ²	a b s s	f _m τ_0 σ_N τ f _d f _{vd} s	f _m τ_0 σ_N τ f _d f _{vd}
2	79	10	200	150 100 30	260 3.450 0.090 0.000 0.090 1.198 0.031	
5	79	10	200	150 100 30	260 3.450 0.090 0.000 0.090 1.198 0.031	
6	79	10	200	150 100 30		260 3.450 0.090 0.000 0.090 1.198 0.031

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000
5	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000
6	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena
a, d: sezione, diametro; f_{yd}: tensione di snervamento
Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione f_m, resistenza a taglio puro τ_0 ,
tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,
resistenza di progetto a compressione f_d, resistenza di progetto a taglio f_{vd}
Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,
penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-61.54	-61.43	-3.80	0.00	-1.660	-0.103	0.128	-7.870	102.356	0.000
2	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	1.00	-2.520	-0.156	-0.001	-5.043	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-8.56	-8.55	-0.53	0.00	-2.831	-0.175	0.259	-2.214	24.283	0.000
4	0.00	0.00	-60.66	-60.55	-3.74	0.00	-1.660	-0.103	0.128	-7.746	100.916	0.000
5	2.00	0.05	-0.13	0.00	0.00	1.00	-2.562	-0.158	-0.001	-5.119	0.000	0.000
6	2.00	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.893	-0.241	-0.002	-7.789	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-8.56	-8.55	-0.53	0.00	-2.842	-0.176	0.259	-2.214	24.381	0.000
8	0.00	0.00	-4.58	-4.57	-0.28	0.00	-1.472	-0.091	0.346	-1.586	6.755	0.000
9	0.00	0.00	-0.48	-0.48	-0.03	0.00	-2.123	-0.131	0.494	-0.237	1.021	0.000
10	0.00	0.00	-4.90	-4.89	-0.30	0.00	-1.462	-0.090	0.358	-1.753	7.182	0.000
11	0.00	0.00	-0.50	-0.50	-0.03	0.00	-2.131	-0.132	0.502	-0.250	1.062	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.156	14604	0.956	0.136

α_0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.271	925	65	1.076	1.299

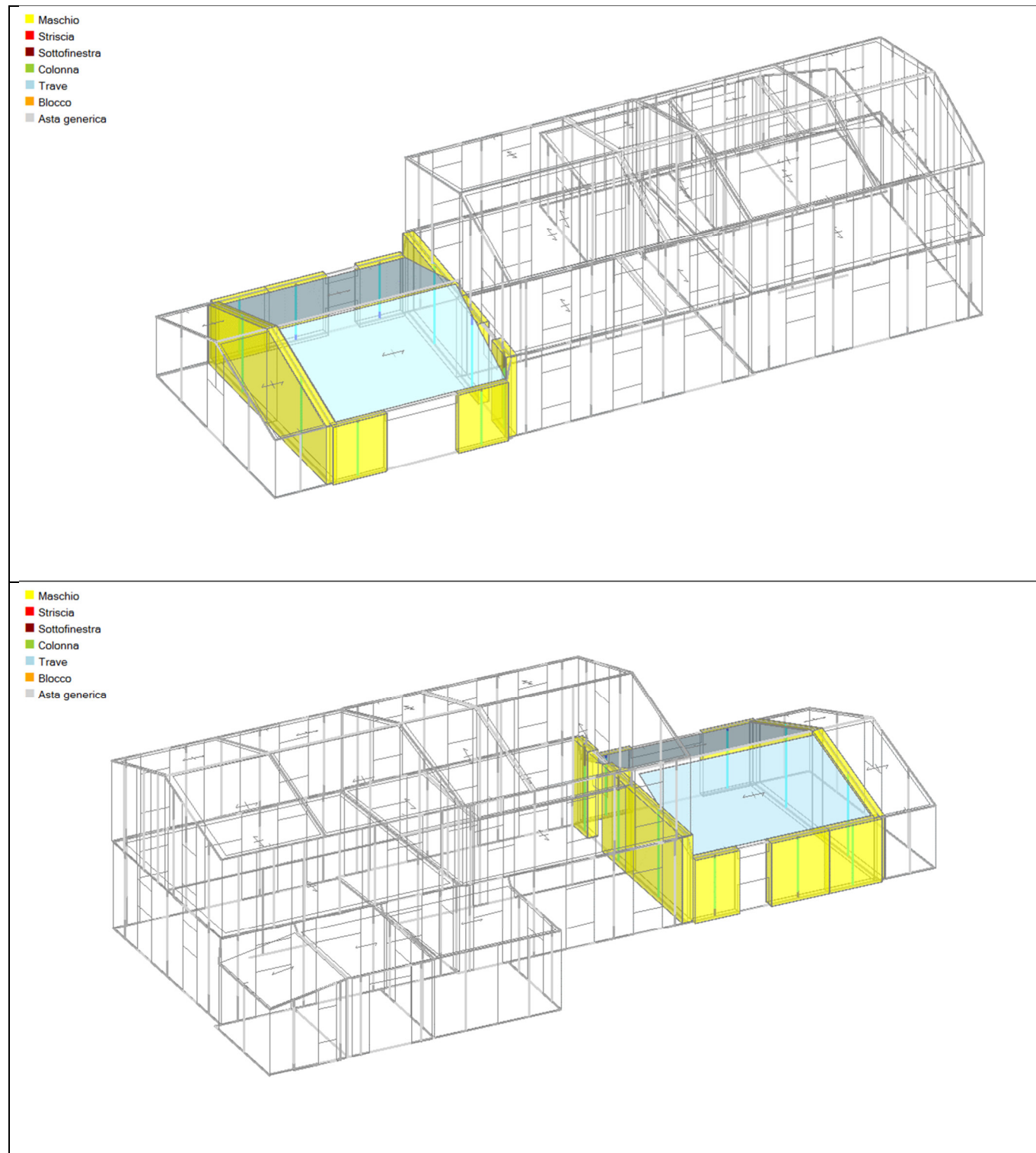
a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

2.2. ANALISI E VERIFICHE DELLO STATO DI PROGETTO

2.2.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Vedi punto 2.1.1 della presente relazione.

2.2.2. DATI DI INPUT



Modello strutturale, vista solida

L'analisi sismica locale, unitamente all'analisi in condizioni statiche è condotta mediante un modello FEM le cui caratteristiche meccaniche e geometriche, unitamente ai parametri di progetto assunti ed alle combinazioni di carico, sono di seguito riportate.

Di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati.

GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : 2120_SDF01-E_verdevivo

Data e Ora di archiviazione: 04/08/2021 15:25:19

Dati PCM Versione 2021.1.1.0

Abilitazione USB: RVRPPJUT

AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

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

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.985757

Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.806845

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

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

30	0.048	2.417	0.28
50	0.063	2.564	0.28
72	0.076	2.516	0.28
101	0.094	2.435	0.282
140	0.109	2.474	0.285
201	0.129	2.465	0.29
475	0.183	2.478	0.3
975	0.238	2.527	0.31
2475	0.335	2.49	0.322

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

ag(TR) = K * TR^α, dove:

K = 0.008129450, α = 0.524009290

Stati Limite:

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

SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato

Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato	TR	a,g	Fo	TC*	S	TB	TC	TD	Fv
limite	(anni)	(*g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)	
SLO	45	0.060	2.533	0.280	1.200	0.132	0.397	1.840	0.838
SLD	75	0.078	2.506	0.280	1.200	0.132	0.397	1.912	0.945
SLV	712	0.212	2.505	0.306	1.188	0.142	0.427	2.448	1.557
SLC	1462	0.276	2.511	0.315	1.123	0.146	0.437	2.704	1.781

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

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

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

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

Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5

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

Spettro di risposta: componente verticale:

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

PGA:

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) (α°) = 0
(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 5.87

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0

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

Analisi Sismiche Lineari:

Direzioni di analisi: X Y

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:

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

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

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

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec): $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$, $C1=0.05$, $T1 = 0.189$

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

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

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

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

- γ_M in Statica [§4.5.6.1] = 3

- γ_M in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si

Comportamento muratura:

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

PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:

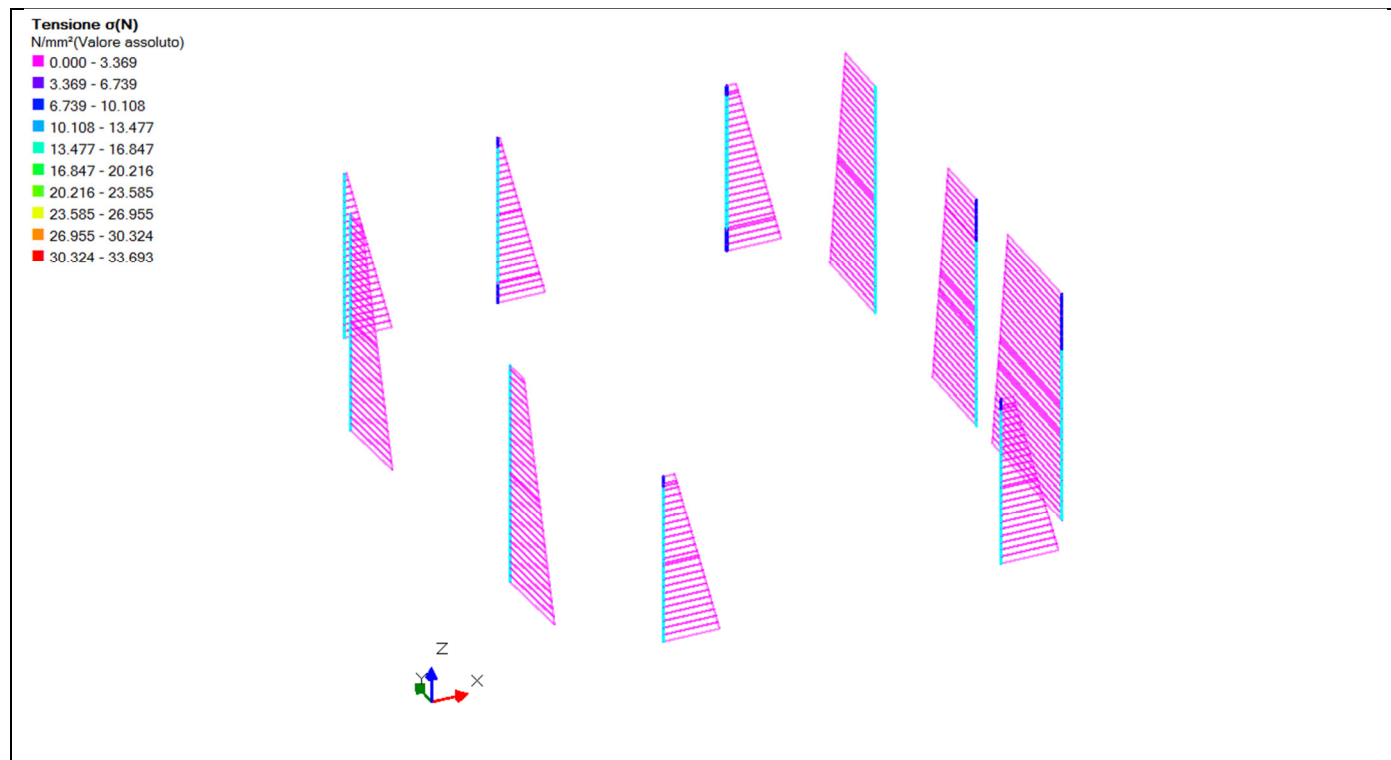
Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico $\zeta, E \geq 1.000$

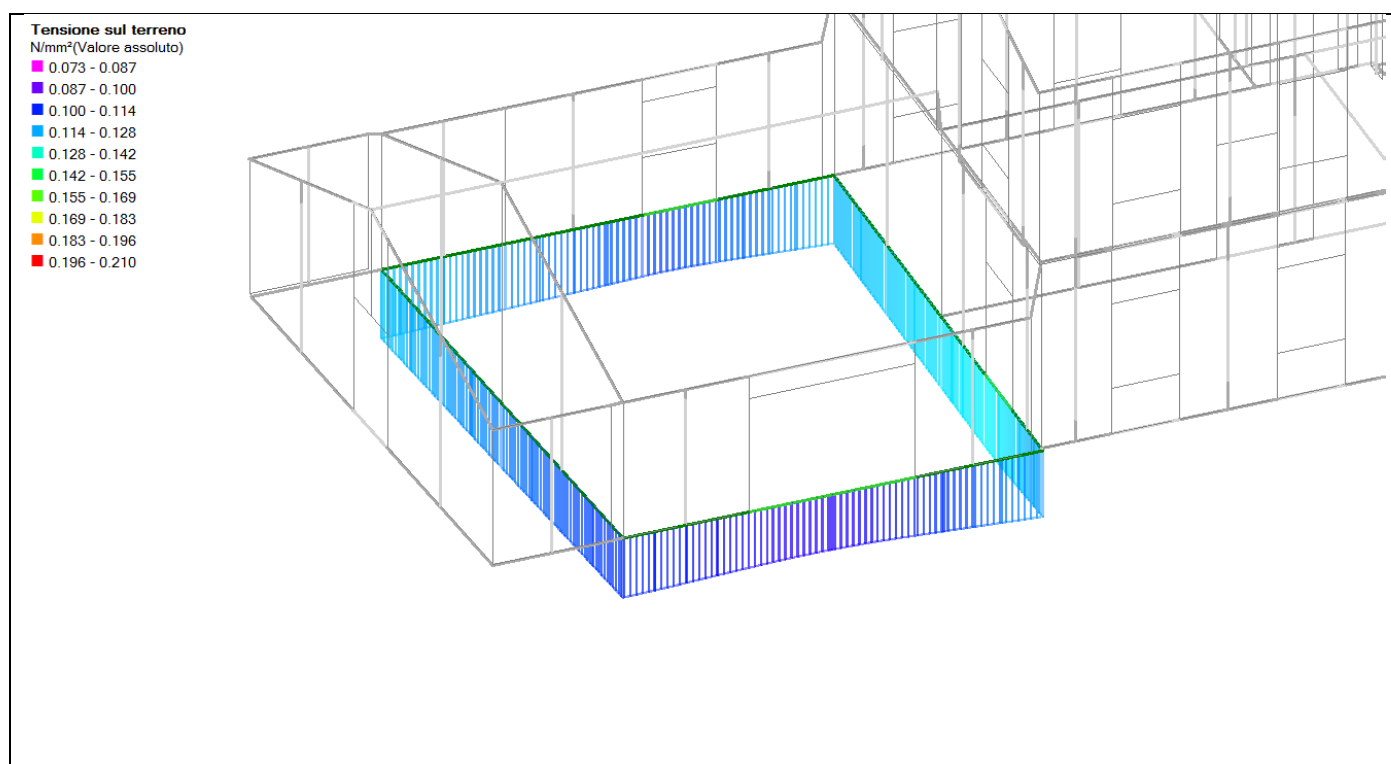
2.2.3. DATI DI OUTPUT

I dati di output del modello FEM, in particolare i valori delle reazioni vincolari, delle sollecitazioni massime, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono di seguito riportati in forma grafica.

2.2.3.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

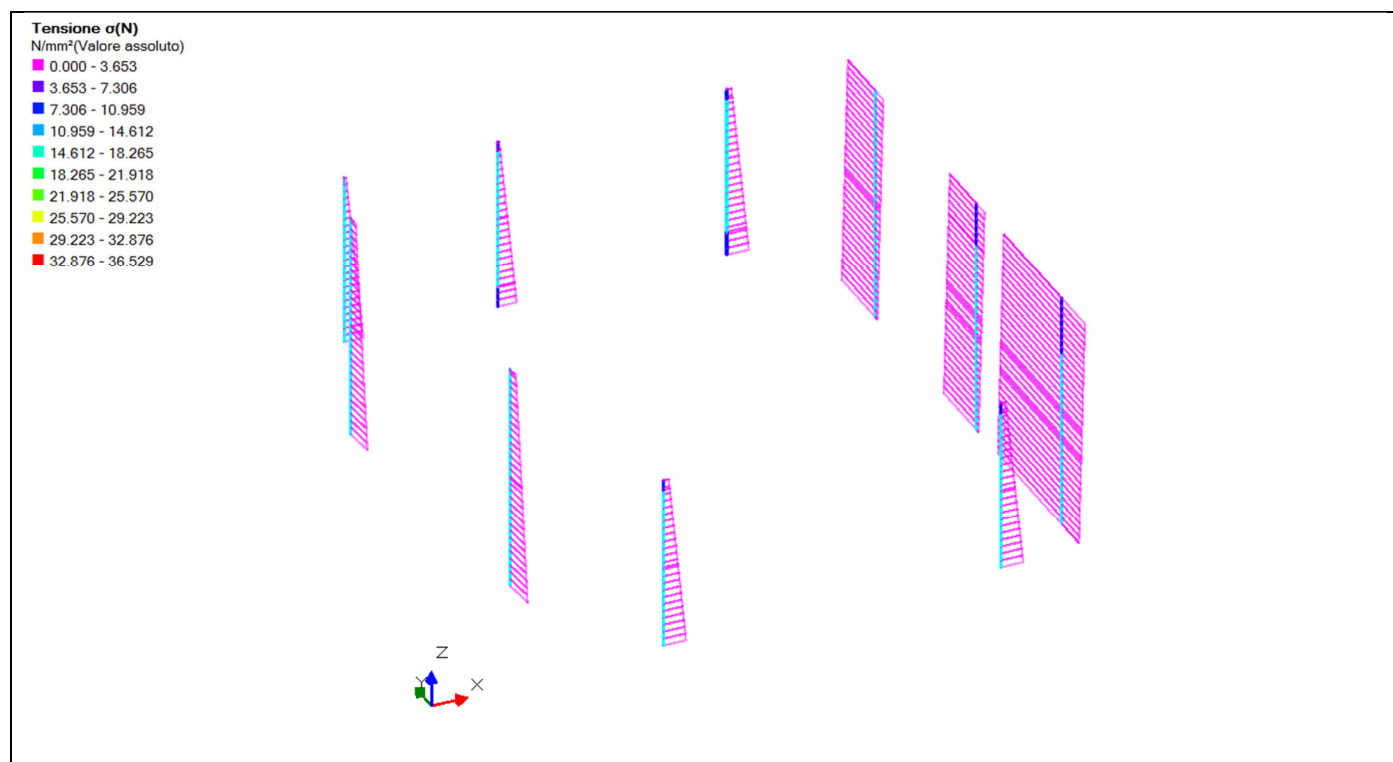


Tensione media sui pannelli (MPa) – Involuppo combinazioni statiche

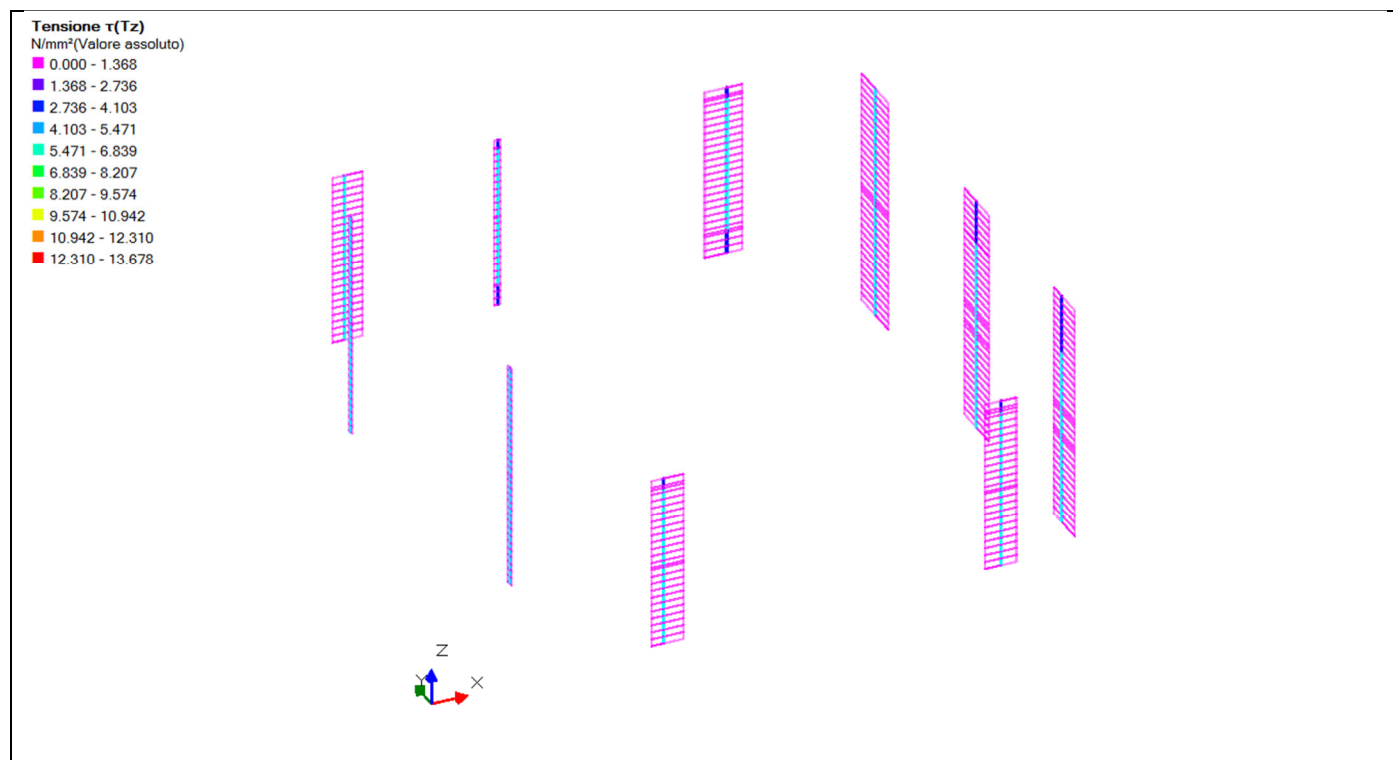


Tensione terreno (MPa) – Involuppo combinazioni statiche

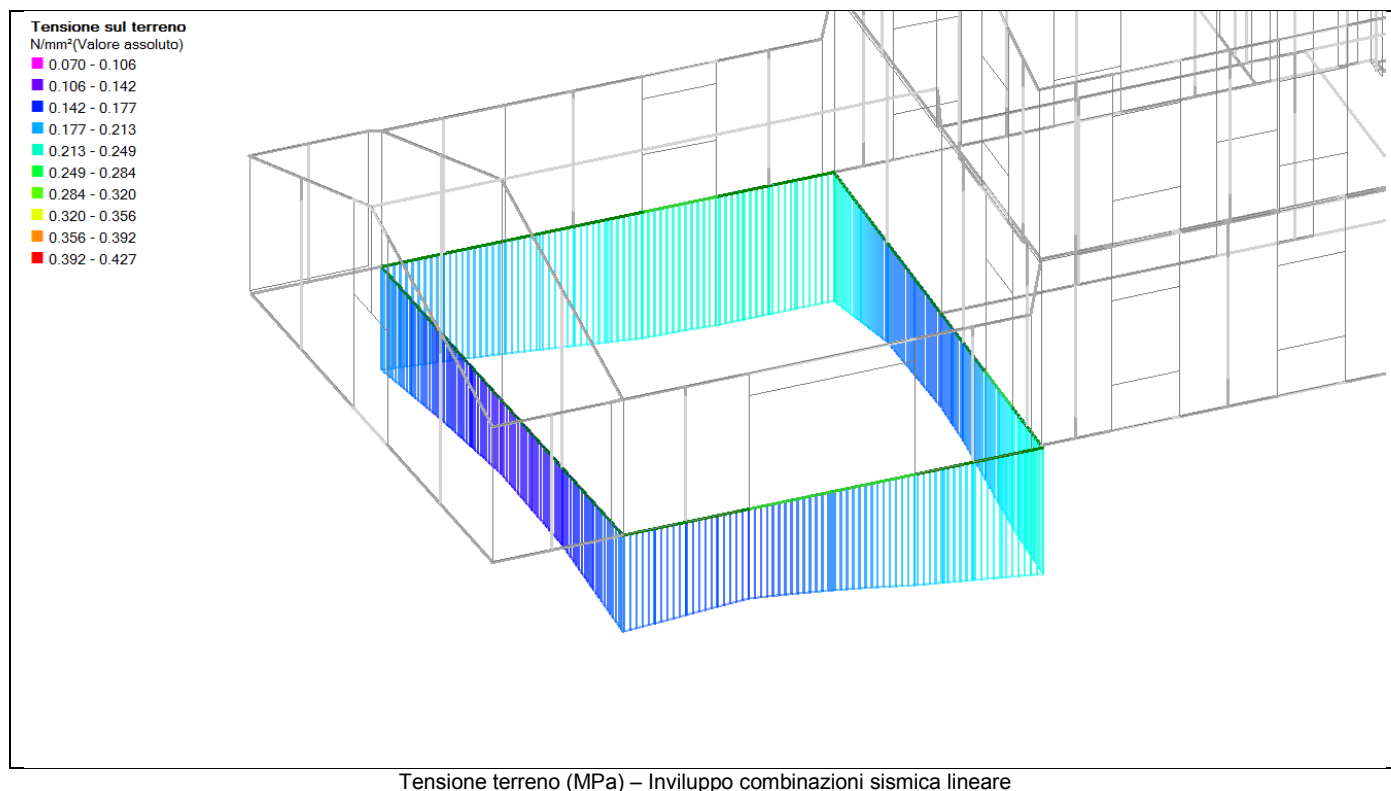
2.2.3.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA



Tensione media sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche



Tensione tangenziale sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche



2.2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

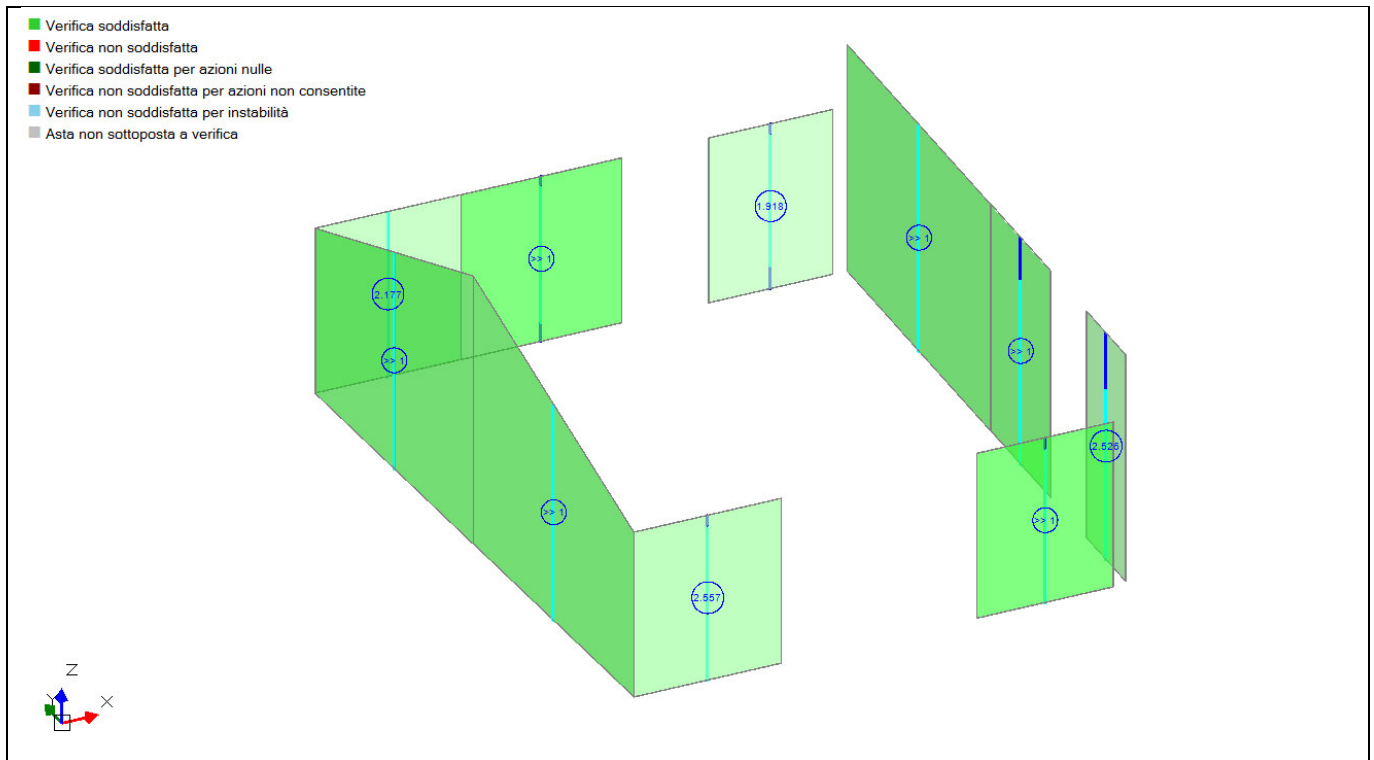
Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del software, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

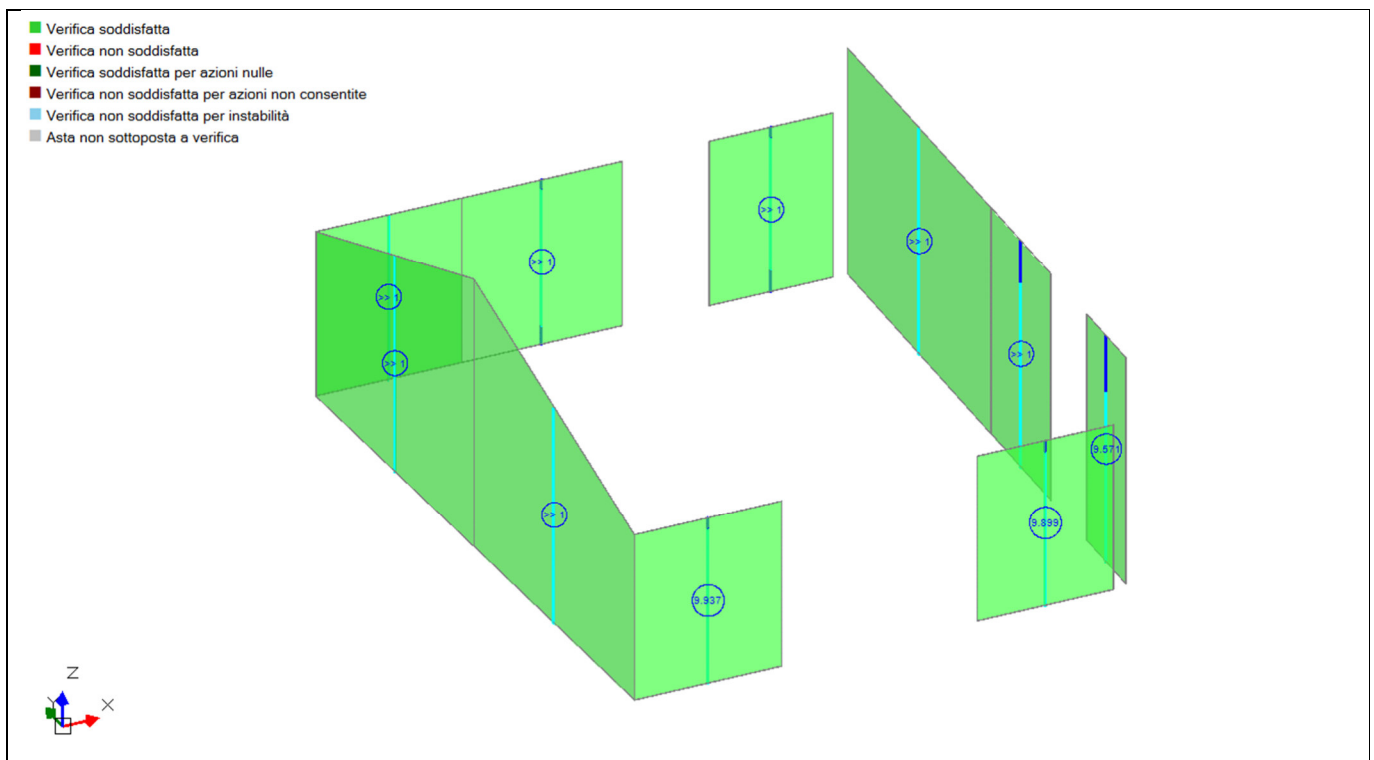
Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.



Risultati analisi statica NON sismica: taglio – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risultati analisi statica NON sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M : §4.5.6.1, per F_C : §C8.5.4).
Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche. Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:

$$M_u = (l^2 t \sigma_d / 2) (1 - \sigma_d / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

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_d = 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, $M_u = 0$.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C8.5.4); normalmente: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a $0.4 f_{td} \cdot h t$ (§7.8.2.2.4), essendo: t = spessore, h = altezza, f_{td} = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di f_{tk}, f_{tm} di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori f_k, f_m . In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di 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 PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

Tip. = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_d = tensione normale media riferita all'intera sezione

f_k,k/f_m = per i **maschi**: resistenza a compressione: f_k (caratteristica) per muratura nuova, o: f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{tk} (f_{tm})

Edificio nuovo: **γ_M** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M

Edificio esistente: **$\gamma_M \cdot F_C$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{td} .

Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85 f_d \cdot l \cdot t$. Per le fasce: l =h: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento)

Mu = momento di collasso per pressoflessione

M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [SLV] - C.Sic: 1.360 (CCC ID 37) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k / f _m (N/mm ²)	γ_M	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	M	e	B	53.38	0.070	3.000	3.60	0.833	569.50	48.62	-35.76	1.360	37
4	M	e	B	206.84	0.120	3.000	3.60	0.833	1220.60	370.03	-8.37	>> 1	9
78	M	e	B	99.75	0.210	3.900	3.60	1.083	434.63	45.35	20.05	2.262	9
80	M	e	B	101.04	0.140	3.900	3.60	1.083	666.68	77.58	-1.07	>> 1	37
102	M	e	B	41.92	0.080	3.000	3.60	0.833	374.78	37.88	-25.05	1.512	37
105	M	e	B	38.71	0.080	3.000	3.60	0.833	346.23	32.32	3.06	>> 1	9
215	M	e	B	191.02	0.110	3.000	3.60	0.833	1200.77	340.38	-7.91	>> 1	37
279	M	e	B	248.76	0.140	3.900	3.60	1.083	1609.62	459.54	-11.59	>> 1	37
303	M	e	B	52.51	0.060	3.000	3.60	0.833	629.57	53.47	0.00	>> 1	37
307	M	e	B	45.40	0.070	3.000	3.60	0.833	484.50	35.18	4.20	8.376	9

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale).

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M : §4.5.6.1, per F_C : §C8.5.4).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$, dove:

l' = lunghezza della parte compressa della parete (h nella verifica della fascia, secondo [7.8.4])

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$.

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio per scorrimento è il valore medio f_{vo} , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = f_{vo} + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi lineare), ed il fattore di confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_{vo}).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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 nuova: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M$ con $f_{vk} \leq f_{vklim} = 0.65 f_b$ (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);

Muratura esistente: $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_M / F_C = (f_{vo} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / F_C$ con $f_{vm} \leq f_{vlim} = 0.065 f_b / 0.7$ [§C8.7.1.14],

con f_b resistenza a compressione normalizzata del blocco.

Nelle espressioni del calcolo di f_{vd} , si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C .

Muratura rinforzata:

Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$V_t = V_{tm}$ (contributo muratura) + V_{is} (contributo armatura) = $(d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s$,

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq V_{tlim} = 0.3 f_d t d$,

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s (analisi lineare) ($\gamma_s = 1.15$);

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con CAM o Reticolatus (per questi casi, il contributo V_{is} è sempre considerato).

Per muratura esistente rinforzata con FRP:

- il contributo della muratura V_{tm} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo V_{is} ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{is} = V_{Rd,t}$).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$V_{is} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_t \cdot \epsilon_{td}) \cdot 2 \cdot t_r \cdot b_r / p_r$, dove:

E_t = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

ϵ_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

t_r = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

b_r , p_r = larghezza e passo delle strisce;

γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di V_{is} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo $\cotg(90^\circ - \varphi)$, dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{tlim} = 0.3 f_{hd} t d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{is} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_t \cdot A_t)$, dove:

$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \epsilon_{td} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$, con: α = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ϵ_{td} = deformazione di progetto;

$A_t = 2 \cdot t_r \cdot b_r$, con t_r che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tm} . Nel caso in cui la correzione di V_{tm} comporti un taglio resistente ($V_{tm} + V_{is}$) minore della resistenza V_{tm} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con FRCM:

- il contributo della muratura V_{tm} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo V_{is} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{is} = V_{t,r}$).

$V_{is} = 0.5 \cdot n_r \cdot t_{vr} \cdot b_r \cdot \hat{\alpha}_t \cdot E_r$

dove:

n_r = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

t_{vr} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

b_r = dimensione del rinforzo misurato ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_r \cdot l / p_r$, dove: b_r è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_r è il passo tra i nastri;

$\hat{\alpha}_t = 0.8$, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

ϵ_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

E_r = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di V_{is} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{tlim} = 0.25 f_d t d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della

muratura, t è lo spessore della parete, d_r è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio). L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore $1.5 V_{M_0}$.

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, 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 PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

M = momento di calcolo

Ecc = eccentricità (= M / P)

Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione = l/l_c , essendo l la zona compressa.

Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare: $Beta=1$ se $(Ecc/l) \leq 1/6$, altrimenti: $Beta=(3 \cdot (0.5-Ecc/l))$ [$Beta=0$ se $Ecc \geq l/2$].

Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.

Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e Pressoflessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T ($C=N+T$). Più in dettaglio:

- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale σ_n ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da: $N/(d_t)$, con t =spessore della parete;

- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi $C=N$. σ_n è pari a $N/(l_t)$;

- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione: $\sigma_n = C/(l_t)$ (DT200 R1/2012, §5.4.1.1.2).

C = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare

σ_n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

f_{vk0}/f_{vm0} = resistenza a taglio in assenza di compressione: f_{k0} (caratteristica) per muratura nuova, f_{vm0} (media) per muratura esistente ($f_{vm0} = f_{v0}$)

f_{vd} = valore di calcolo (ϕ : di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **$\gamma_m \cdot FC$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

V_t = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per $\gamma_{Rd}=1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_M = contributo della muratura al taglio resistente

V_S = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

V_{lim} = valore limite del taglio resistente

3. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) [SLV] - C.Sic: 3.157 (CCC ID 37)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P	M	Ecc.	Beta	C	σ_n	f _{vk0} /f _{vm0}	γ_m	f _{vd}	V _t	V	C.Sic.	ID
			(kN)	(kN·m)	(m)		(kN)	(N/mm ²)	* FC		(N/mm ²)	(kN)	(kN)		CCC
78	e	B	103.51	20.39	0.20	1.000	103.51	0.219	0.168	3.60	0.071	33.53	10.62	3.157	37
80	e	B	101.04	-1.07	0.01	1.000	101.04	0.140	0.168	3.60	0.062	45.01	0.15	>> 1	37
279	e	B	248.76	-11.59	0.05	1.000	248.76	0.142	0.168	3.60	0.062	109.21	0.80	>> 1	37

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche.

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_m : §4.5.6.1, per F_C : §C8.5.4).

Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.16]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l t}{b} (\bar{f}_{v0d} + \bar{\mu} \sigma_0) = \frac{l t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [C8.7.1.17]$$

dove: l = lunghezza del pannello, t = spessore del pannello,

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma = P / It$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = \lambda(=h/l)$, essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Per tessitura irregolare:

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = $1.5 \tau_{0d}$

τ_{0d} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)

Per tessitura regolare:

μ (coefficiente di attrito locale del giunto) e ϕ (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;

f_{v0d} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);

per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima $V_{t,lim}$ [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_c (§8.5.4, §C.8.5.4) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_m (l'analisi statica è un'analisi lineare). Normalmente: $F_c = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_0 e per f_{v0}).

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.

Muratura rinforzata:

Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):

$V_t = V_{tm}$ (contributo muratura) + V_{is} (contributo armatura) = $(l t f_{td}) + (0.6 l A_{sw} f_{yd}) / s$,

dove:

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s (analisi lineare) ($\gamma_s = 1.15$);

f_{td} = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_m (analisi lineare).

Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM o Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{is} è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello l viene considerata la distanza d tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).

Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{is} = V_{Rdt}$).

a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:

$V_{is} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 d \cdot (E_t \varepsilon_{td}) \cdot 2 t_r b_r / p_r$, dove:

E_t = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;

ε_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

t_r = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);

b_r, p_r = larghezza e passo delle strisce;

γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.

Il valore di V_{is} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo $\cotg(90^\circ - \varphi)$, dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3 f_{td} t d$, dove f_{td} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:

$V_{is} = (\delta_{Rdt}/H) \cdot (\sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_t A_t)$, dove:

$\delta_{Rdt}/H = \min \{ 0.005, \varepsilon_{td} / (\sin \alpha \cos \alpha) \}$, con: α = angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ε_{td} = deformazione di progetto;

$A_t = 2 t_r b_r$, con t_r che tiene conto dei nastri sovrapposti.

Il coefficiente: $[(\delta_{Rdt}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tm} . Nel caso in cui la correzione di V_{tm} comporti un taglio resistente ($V_{tm} + V_{is}$) minore della resistenza V_{tm} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.

Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**, il contributo del rinforzo V_{is} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{is} = V_{lt}$).

$V_{is} = 0.5 \cdot n_t \cdot t_{vt} \cdot b_t \cdot \hat{\alpha}_t \cdot \hat{\alpha}_t \cdot E_t$

dove:

n_t = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

t_{vt} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;

b_t = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_t = l / p_t$, dove: b_t è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_t è il passo tra i nastri;

$\hat{\alpha}_t = 0.8$, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;

ε_{td} = deformazione di progetto del rinforzo;

E_t = modulo elastico del tessuto secco.

Il valore di V_{is} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.

La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25 f_d t d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).

L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore $1.5 V_{tm}$.

Le verifiche statiche a taglio per 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 dall'software PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)

Coeff. b = coefficiente correttivo b

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_0 = tensione normale media riferita all'intera sezione

tauo = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare

fvdo = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **$\gamma_m \cdot FC$** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

fvdt = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

Vt,lim = valore limite per il taglio resistente

Vt = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per $\gamma_{Rd}=1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$).

Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_{tm} = contributo della muratura al taglio resistente

V_{ts} = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

4. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.918 (CCC ID 9)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	tau0	γ_m	fvd	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)		CCC
1	e	M	1.190	28.30	0.035	0.052	3.60	0.029	23.51	10.80	2.177	37
4	e	M	1.000	150.30	0.087	0.052	3.60	0.048	83.31	2.42	>> 1	37
78	e	M	1.500	91.31	0.193	0.075	3.60	0.056	26.37	10.44	2.526	9
80	e	M	1.500	87.02	0.120	0.075	3.60	0.046	33.29	0.15	>> 1	37
102	e	M	1.110	26.37	0.050	0.052	3.60	0.035	18.64	7.29	2.557	37
105	e	M	1.200	24.37	0.050	0.052	3.60	0.033	15.95	1.33	>> 1	9
215	e	M	1.000	135.24	0.080	0.052	3.60	0.047	79.10	2.34	>> 1	37
279	e	M	1.000	207.51	0.119	0.075	3.60	0.068	119.66	0.80	>> 1	37
303	e	M	1.000	29.34	0.033	0.052	3.60	0.034	30.43	1.52	>> 1	37
307	e	M	1.130	28.23	0.041	0.052	3.60	0.033	22.25	11.60	1.918	9

5. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.918 (CCC ID 9)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvd0	γ_m	fvd	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)		CCC
78	e	M	1.500	91.31	0.193	0.168	3.60	0.067	0.00	31.58	10.44	3.025	9
80	e	M	1.500	87.02	0.120	0.168	3.60	0.049	0.00	35.60	0.15	>> 1	37
279	e	M	1.000	207.51	0.119	0.168	3.60	0.073	0.00	127.65	0.80	>> 1	37

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

- (1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;
- (2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica f_k con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, inoltre, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.11). 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, §C8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza 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); si ha: $f_d = f_m / \gamma_m / F_C$ (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di 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.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:

Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 (e_a + \lambda e_r) / t]^3 = [1 - 2 e_a / t - 2 \lambda e_r / t]^3$$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo: EJ la rigidità flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), l_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre: e_a e e_r sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete.

Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezziera della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM.

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo N_u viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezziera della parete, la sezione si riferisce alla mezziera della luce deformabile

P = forza assiale positiva se di compressione

p = valore di calcolo della sollecitazione di compressione

f_k, f_m = resistenza a compressione

Edificio nuovo: **γ_m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m

Edificio esistente: **γ_m · FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3)

fd = valore di progetto della resistenza a compressione

N_u = sforzo normale ultimo = 0.85 f_{td} (l, t: dimensioni della sezione). La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

M_u = momento di collasso per pressoflessione = (N t / 2) · (1 - N / N_u)

M = momento di calcolo

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

6. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic: 9.571 (CCC ID 37)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	x Sez.	P	p	f _k , f _m	γ _m	fd	N _u	M _u	M	C.Sic.	ID
		(m)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e	1.200	28.30	0.035	3.000	3.60	0.833	569.50	5.38	-0.34	>> 1	37
4	e	1.575	150.30	0.087	3.000	3.60	0.833	1220.60	26.36	-2.37	>> 1	37
78	e	1.650	92.37	0.196	3.900	3.60	1.083	434.63	14.55	-1.52	9.571	37
80	e	1.650	83.95	0.116	3.900	3.60	1.083	666.68	14.68	1.39	>> 1	37
102	e	1.200	25.42	0.048	3.000	3.60	0.833	374.78	3.08	-0.31	9.937	37
105	e	1.200	24.59	0.050	3.000	3.60	0.833	346.23	2.97	0.30	9.899	37
215	e	1.575	135.24	0.080	3.000	3.60	0.833	1200.77	24.00	-2.13	>> 1	37
279	e	1.650	207.51	0.119	3.900	3.60	1.083	1609.62	36.15	3.42	>> 1	37
303	e	1.200	31.29	0.035	3.000	3.60	0.833	629.57	5.95	-0.38	>> 1	37
307	e	1.200	30.04	0.044	3.000	3.60	0.833	484.50	5.64	-0.36	>> 1	9

2.2.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA

Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.8.1.5.3)

Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)

Verifica di Resistenza (RES)

Ed. esistente, CU III: obbligatoria

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio

Valore obiettivo di (zeta, E) = 1.000

VN = 50 anni, PGA, DLV = 0.252 g - TR, DLV = 712 anni - P, VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta, E), SLV

PGA, CLV (g)	TR, CLV (anni)	PVR, CLV (%)	PGA, CLV / PGA, DLV	TR, CLV / TR, DLV	VN, CLV (anni)

Pressofless. ortog. (da modello 3D) (§7.8.2.2.3)

Pressofless. ortog. (§7.2.3, §7.8.2.2.3)

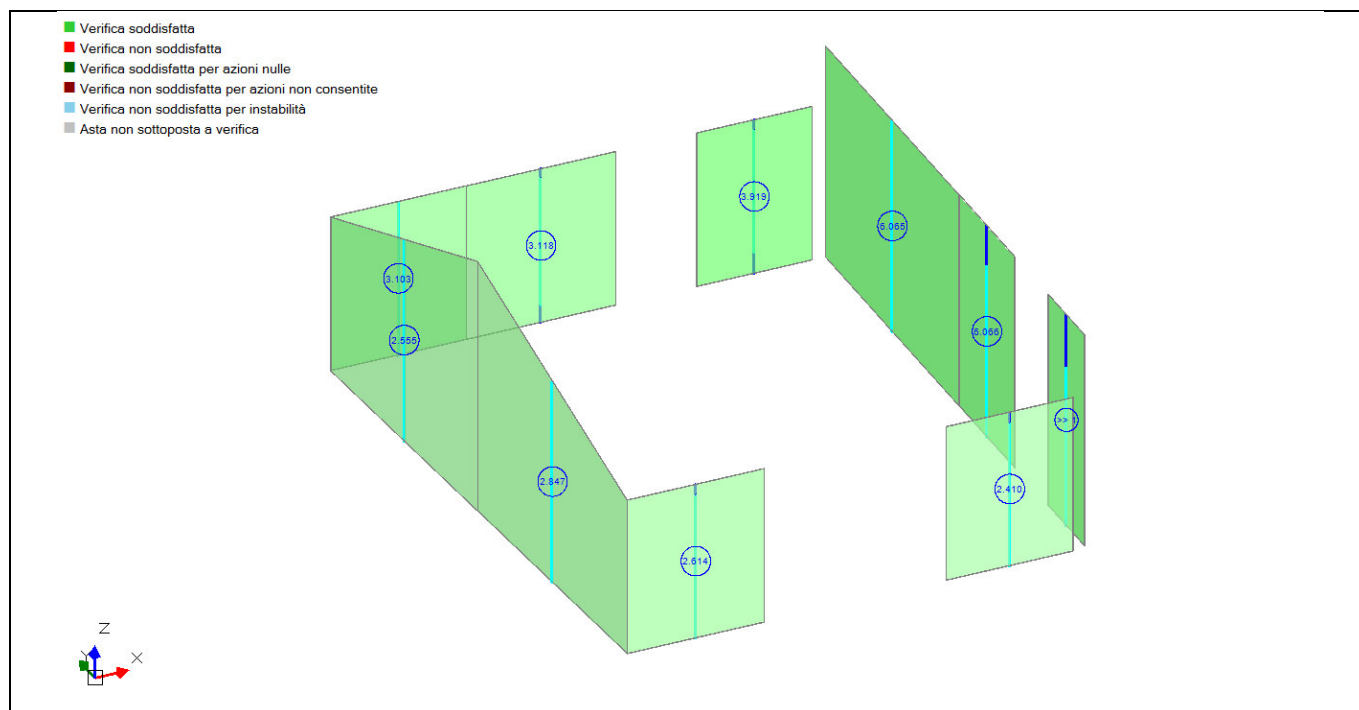
Verifica di Resistenza fuori piano

0.357 >= 2475 2.985

2.410 100%

1.417 3.476 174

Risultati analisi dinamica sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risultati analisi dinamica sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali convenzionali secondo §7.2.3)

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §7.8.2.2.3)

§7.8.2.2.3: Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

§7.8.1.5.2 Analisi statica lineare: Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto §7.2.3 per gli elementi strutturali secondari e non strutturali. Più precisamente, l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a S_d/q_a volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a S_d/q_a volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

Per le pareti resistenti al sisma che rispettano i limiti della Tab.7.8.II (§7.8.1.4) si può assumere che il periodo T_a indicato al punto §7.2.3 sia pari a 0.

§7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale: Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto §7.8.1.5.2 per l'analisi statica lineare.

§7.2.3: L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell'elemento stesso, è calcolata secondo la relazione seguente:

$F_a = S_a W_a / q_a$, dove:

W_a = peso dell'elemento

S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma, e corrispondente allo stato limite in esame (SLD o SLV, §3.2.1)

q_a = fattore di struttura dell'elemento. Secondo §7.8.1.5.2, si può assumere $q_a=3$

S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H_t) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$, dove:

α = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel §3.2.3.2.1

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento nella direzione considerata, T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata (le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di T_a e T_1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo §7.2.3)

Z = quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione

H_t = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Ponendo H = luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete, si ha che:

Z = quota della base della parete + zona rigida iniziale in direzione ortogonale + $H/2$

g = accelerazione di gravità

In PCM la verifica a pressoflessione ortogonale viene eseguita nella sezione di mezz'opera della luce deformabile nel piano ortogonale dei maschi murari, sotto le seguenti ipotesi:

- la parete è soggetta allo sforzo normale statico, senza incremento o diminuzione dovuti all'effetto sismico sul modello globale; tale sforzo normale può essere caratterizzato da eccentricità di tipo strutturale (dovuta ai carichi di solaio e alla posizione delle pareti sovrastanti);

- non sono considerate forze ribaltanti in sommità derivanti dall'orizzontamento. Ciò equivale a ipotizzare che le forze sismiche siano efficacemente trasmesse a pareti di controvento (parallele alla direzione sismica). Per edifici nuovi, questo requisito può essere considerato intrinseco nelle modalità costruttive; per edifici esistenti in assenza di efficace connessione fra pareti, questa ipotesi trova giustificazione nel fatto che la verifica a meccanismo di collasso (ribaltamento di corpo rigido) può essere considerata maggiormente rappresentativa del comportamento fuori piano della parete mal connessa, rispetto alla verifica a pressoflessione ortogonale;

- i requisiti della Tab.7.8.II vengono direttamente considerati, per la verifica a pressoflessione ortogonale, per ogni parete in muratura nuova, quindi anche se inserita in un edificio esistente (p.es. in caso di aggiunta di nuove pareti nell'ambito del progetto di consolidamento). Per murature esistenti, qualora sia stato selezionato il corrispondente parametro di calcolo, è possibile fare riferimento ai requisiti della Tab.7.8.II per adottare periodo $T_a=0$, con le seguenti posizioni. Per murature con le tipologie: pietrame disordinato, conci sbazzati, pietre a spacco con buona tessitura, conci di pietra tenera, si adottano i requisiti di muratura ordinaria con elementi in pietra squadrata (requisiti più severi fra quelli indicati in Tab.7.8.II); per murature a blocchi lapidei squadrati, si utilizza lo stesso riferimento, con l'aggiunta di parametri più favorevoli per le zone 3 e 4; per elementi artificiali pieni o semipieni si adottano le prescrizioni corrispondenti;

- i dati geometrici delle pareti riportano sia la snellezza complanare, sia la snellezza nel piano ortogonale (h_o/t). Nel computo di h_o , si assume per default: $\rho = 1$ (fattore laterale di vincolo).

L'altezza libera di inflessione della parete fa riferimento alla luce deformabile nel piano ortogonale (depurata quindi delle eventuali zone rigide agli estremi per flessione nel piano ortogonale al piano della parete);

- la parete viene considerata appoggiata. Se l'interasse di irrigidimento a (=distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete) è >0 , viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammorzata 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. In entrambi i casi, le formule per il momento agente ed il periodo proprio sono tratte dal Manuale Ingegneria Civile, Ed.Cremonese.

- Comportamento a trave: il periodo proprio è dato da: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[(E/12) \cdot (\text{peso sp.}) / g]}$, dove: t = spessore della parete; E = modulo di elasticità longitudinale; (peso sp.) = peso specifico medio della muratura. L'azione sismica produce un momento in mezzzeria $M = qH^2/8$, essendo q il carico sismico distribuito lungo l'altezza ($q = F_a / H$).

- Comportamento a piastra: il periodo proprio è pari a: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/a^2 + 1/H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[(E/12) \cdot (\text{peso sp.}) / g] \cdot (1-\nu^2)}$, dove: ν =coefficiente di Poisson; $G=E/2/(1+\nu)$. L'azione sismica produce un momento in mezzzeria il cui valore massimo è pari a $q' H^2/8 \cdot c$, essendo: $q' = q / (1+\lambda^4)$ con $\lambda=H/a$, con q =carico sismico di superficie ($q = F_a / H / a$); $c=1 - 5/6 \lambda^2 / (1+\lambda^4)$. Per eseguire la verifica sulla sezione trasversale, il momento massimo si estende, a favore di sicurezza, all'intera sezione trasversale prescindendo dalla diminuzione verso gli appoggi laterali verticali della piastra: si ha così: $M = q / (1+\lambda^4) \cdot H^2/8 \cdot c$, con $q = F_a / H$.

Per la verifica della sezione muraria, viene effettuato il confronto fra il momento agente di calcolo M e il momento ultimo resistente M_u , definito come momento di collasso per pressoflessione ortogonale: $M_u = (N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$, dove N_u è lo sforzo normale ultimo dato da: $N_u = 0.85 f_d I_0$, essendo I e t le dimensioni della sezione trasversale della parete, e f_d resistenza di progetto: $f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza di progetto per la verifica a compressione (§4.5.6.1). Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica $\gamma_M \geq 2.0$.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$ (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; in SLV le sollecitazioni di progetto si ottengono combinando gli sforzi normali di tipo statico con i momenti dovuti alle azioni convenzionali, determinati come sopra descritto. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** (§7.3.6).

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria.

La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:

Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;

Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.

Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2(e_a + \lambda e_f) / t]^3 = [1 - 2e_a / t - 2\lambda e_f / t]^3$$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2 EJ / l_0^2$

essendo: EJ la rigidità flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), l_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).

Inoltre: e_a e e_f sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico sovrastante e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813

per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete.

Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM).

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo N_u viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione

Nu = sforzo normale ultimo = 0.85 $f_d I_0$. La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)

Mu = momento di collasso per pressoflessione = $(N t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$

P = forza assiale positiva se di compressione

M = momento di calcolo ortogonale, definito dall'azione sismica distribuita in elevazione e dal comportamento a trave (a=0) o a piastra (a>0). Il momento di calcolo può inoltre essere incrementato nel caso che sia stata scelta l'opzione di considerare l'eccentricità minima pari a (h/200) ed il corrispondente momento sia superiore al momento di calcolo. Viene infine considerato il contributo degli eventuali momenti flettenti ortogonali al piano della parete agenti in fase statica (in fase sismica la sollecitazione ortogonale è identificata con il carico sismico distribuito applicato sulla parete)

Z = altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

Hf = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

H = altezza dell'elemento murario (= luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete)

a = interasse di irrigidimento

Ta = primo periodo di vibrazione della parete, definito dal comportamento a trave (a=0) o a piastra (a>0)

T1 = primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata, derivante dall'analisi modale o stimato secondo la relazione: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (§C7.3.3.2, con $C_1 = 0.050$)

(le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di Ta e T1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo §7.2.3)

Sa = coefficiente sismico

W = peso dell'elemento

Fa/H = carico distribuito lungo l'altezza H della parete con risultante Fa applicata al baricentro della parete, ortogonalmente al piano della parete stessa

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [SLV] - C.Sic: 2.410

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

(alfa) S = 0.212 * 1.188 = 0.252

Fattore di Comportamento dell'elemento q,a = 3 (§7.8.1.5.2)

Applicazione requisiti Tab.7.8.I anche a pareti in muratura esistente: 7.8.I

N.	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	P (kN)	M (kN m)	Z (m)	Hf (m)	H (m)	a (m)	Ta (sec)	T1 (sec)	Sa	W (kN/m)	Fa/H (kN/m)	C.Sic.
1	1.042	711.88	4.00	20.61	-1.29	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	38.59	1.76	3.103
4	1.042	1525.75	17.20	91.46	-6.04	1.575	5.870	3.150	0.000	0.000	0.150	0.350	108.57	4.06	2.847
78	1.354	543.29	10.48	58.77	0.97	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	17.13	0.62	>> 1
80	1.354	833.35	10.13	54.17	1.67	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	26.28	0.95	6.066
102	1.042	468.47	2.20	17.55	-0.84	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	25.40	1.16	2.614
105	1.042	432.79	2.12	16.98	0.88	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	23.46	1.07	2.410
215	1.042	1500.96	15.17	80.15	-5.94	1.575	5.870	3.150	0.000	0.000	0.150	0.350	106.80	3.99	2.555
279	1.354	2012.02	24.50	131.05	4.04	1.650	5.870	3.300	0.000	0.000	0.150	0.360	63.45	2.29	6.065
303	1.042	786.96	4.43	22.80	-1.42	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	42.67	1.95	3.118
307	1.042	605.63	4.27	22.17	-1.09	1.200	5.870	2.400	0.000	0.000	0.190	0.330	32.83	1.50	3.919

2.2.6. VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte 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.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

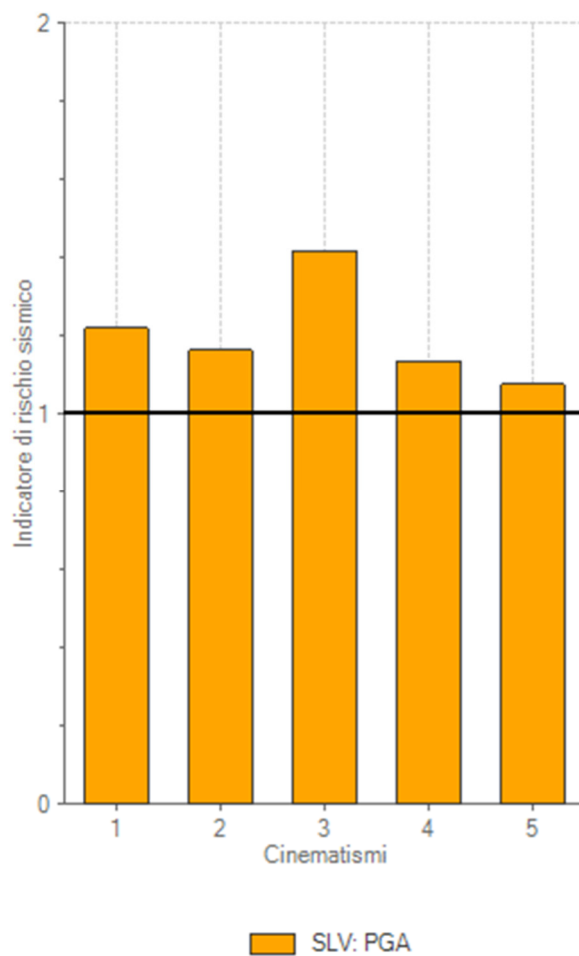
- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

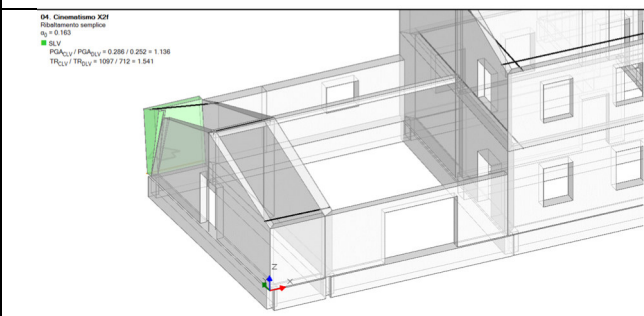
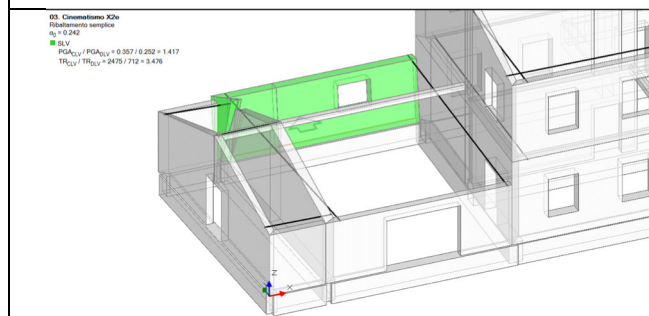
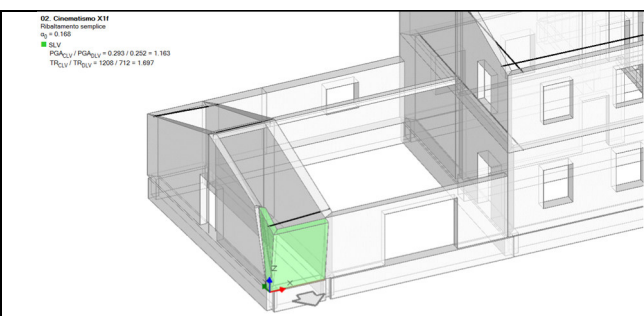
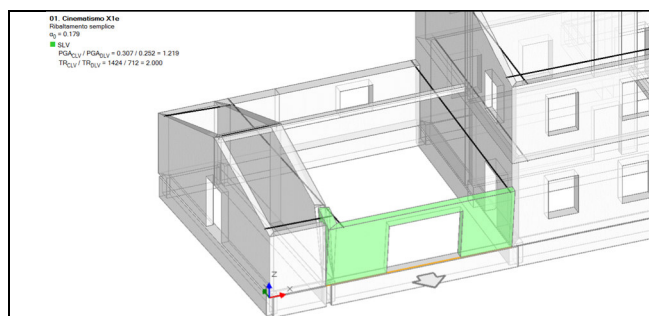
I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono di seguito riportati.

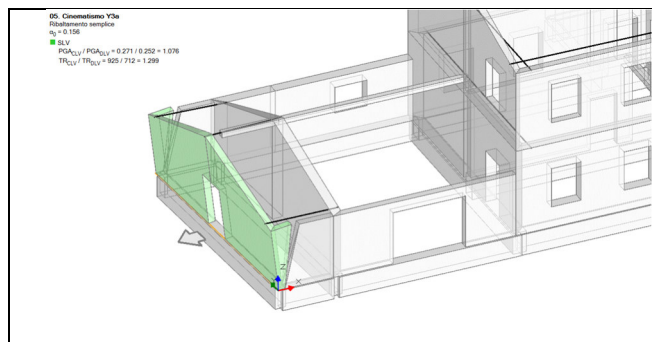
Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.179	1.645	2.653	1.219	2.000
2	0.168	1.581	2.400	1.163	1.697
3	0.242	2.254	5.800	1.417	3.476
4	0.163	1.538	2.280	1.136	1.541
5	0.156	1.464	2.040	1.076	1.299



Risultati dei cinematismi analizzati





Schemi dei cinematismi analizzati

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 7 del 21.1.2019: §C8.7.1.2)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno. Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso. Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo a_g . Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco a_g su suolo rigido), periodo di ritorno T_R e probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico ζ_E (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è ≥ 1 , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di T_R); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.

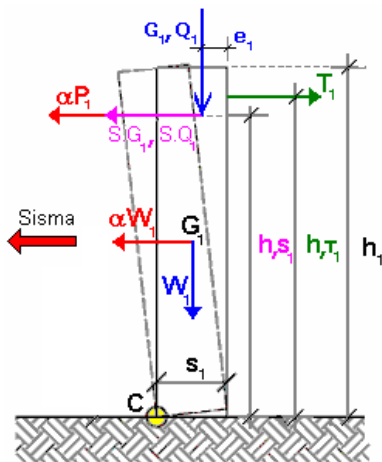


Fig. 1. Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio: $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$
- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata): $S_1 = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

ψ_{21} è il coefficiente di combinazione quasi permanente per Q_1 (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro T_1 .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinemismo viene quindi descritto dalla rotazione φ attorno alla cerniera C.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinemismo, attraverso la seguente espressione (§C8.7.1.2.1.1):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

che nel caso in esame diventa:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi s_1 / 2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi h_1 / 2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in φ la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R2}}{M_{R1}}$$

dove:

- $\dot{\alpha}_0 M_{R1} = \dot{\alpha}_0 (W_1 h_1 / 2 + P_1 h_{S1})$ è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali
- $M_{R2} = S_1 h_{S1}$ è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da $\dot{\alpha}_0$
- $M_S = W_1 s_1 / 2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$ è il momento stabilizzante

Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo α_0^* .

L'espressione è fornita dalla formula [C8.7.1.8], coerente con la formulazione fornita dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (§C8A.4.2.2):

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

La massa partecipante al cinematiso M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematiso, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

Nel caso in esame:

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi h_1/2 + P_1 \varphi h_{S1})^2}{g[W_1(\varphi h_1/2)^2 + P_1(\varphi h_{S1})^2]}$$

$$e^* = gM^* / (W_1 + P_1)$$

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* non dipende dall'azione sismica, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Una volta determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* la verifica di sicurezza si basa sul confronto con l'accelerazione massima alla quota Z (domanda in termini di accelerazione alla quota del baricentro delle linee di vincolo del cinematiso). Si segue la procedura descritta al §C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV, nell'ipotesi di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale.

L'accelerazione massima alla quota Z (a_z) può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) \gamma_k \psi_k(z) \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematiso, un coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se T_1 non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione [C7.3.2]:

$T_1 = 0.05 H^{3/4}$ dove H è l'altezza totale dell'edificio;

$S_e(T_1)$ è l' spettro elastico al suolo valutato per il periodo T_1 ;

$\psi_1(z)$ è il valore della forma modale alla quota Z , posto pari a Z/H , dove H è l'altezza di tutta la costruzione rispetto alla fondazione;

γ_1 è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione. Se non è noto da analisi modale può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$ con N numero di piani della costruzione [C7.2.10].

Pertanto, considerando che la domanda in termini di accelerazione (a^*) non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni a_1^* e a_2^* .

$$a^* = \max(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$a_1^* = a_g S$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

$$a_1^* = a_g \cdot S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)/q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa a^* .

Nell'espressione di a^* è direttamente identificabile la componente $a_g S$. È quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* all'espressione dell'accelerazione richiesta a^* , resti determinato univocamente un valore di PGA: è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematiso, PGA_{CLV} (capacità per SLV) e PGA_{CLD} (capacità per SLD). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

L'equazione $a_0^* = a^*$ che fornisce PGA_{CLV} è di tipo non lineare. Infatti, sia a_g sia i parametri di spettro F_0 e T_C^* sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri S , T_C , T_B , T_D . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare PGA_{CLV} è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno T_R . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo T_R viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni; a T_R corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione $a_0^* = a^*$ è soddisfatta. Quando ciò accade, a_g e S forniscono la PGA_{CLV} . A PGA_{CLV} corrisponde il periodo di ritorno TR_{CLV} .

La capacità PGA_{CLV} viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame PGA_{DLV} , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' ζ_E in termini di PGA:

$$\zeta_{E,PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ($\zeta_{E,TR}$) come rapporto tra TR_{CLV} e TR_{DLV} . Poiché il legame tra TR e PGA , pur biunivoco, non è lineare, il valore di $\zeta_{E,TR}$ non coincide col valore di $\zeta_{E,PGA}$ (però sono entrambi >1 o <1 , e quando uno dei due ζ_E vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

Osservazioni integrative

• Intervallo di calcolo per TR .

Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone $TR=2475$ come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^{-\alpha}$. L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

• Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia (o: su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito. Si tenga presente che la Circ. 7 del 21.1.2019 in §C8.3 specifica che "il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione dell'indicatore di rischio sismico α_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $a_g S$ ", ossia la PGA tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di PGA_{DLV} e PGA_{CLV} : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo S (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di S_S (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per S_T (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente S_S è legato ai parametri di spettro (dipende da a_g e F_0), PGA_{CLV} conterrà S_S corrispondente al periodo TR_{CLV} , che in generale sarà distinto dal valore S_S corrispondente alla domanda (a_g in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,PGA}$ può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA.

Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,TR}$ in termini di periodo di ritorno.

• Parametri di spettro in input.

La conoscenza di specifici parametri fisici relativi alla zona di ubicazione dell'edificio (microzonazione) può tradursi in una modifica dei parametri di spettro rispetto ai valori previsti dal reticolo sismico secondo Normativa.

La capacità in termini di accelerazione al suolo, cioè il valore di PGA che produce il raggiungimento di un determinato stato limite, viene calcolata tramite una procedura iterativa eseguita sulla PGA stessa, variandone il valore fino ad ottenere verifica soddisfatta; si calcola poi l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Per determinare le corrispondenti capacità - e quindi gli indicatori di rischio - in termini di TR , cioè i periodi di ritorno associati ai terremoti che generano tali accelerazioni, si esegue il passaggio dalla capacità PGA_c a TR_c con la relazione del D.M.65-07.03.2017 (All.A: Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni):

$$TR_c = TR_0 \cdot (PGA_c / PGA_0)^{\eta_1}$$

dove $\eta_1=(1/0.41)$, valore medio sull'intero territorio nazionale.

In alternativa, per un valore più puntuale dell'intensità sismica di appartenenza si usano le seguenti formule (con riferimento all'accelerazione massima su roccia ag ; Aedes.PCM assume come riferimento a_g per SLV):

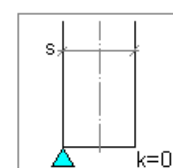
$$\eta_1=(1/0.49) \text{ per } a_g \geq 0.25g; \eta_1=(1/0.43) \text{ per } 0.25g > a_g \geq 0.15g; \eta_1=(1/0.356) \text{ per } 0.15g > a_g \geq 0.05g; \eta_1=(1/0.34) \text{ per } a_g < 0.05g.$$

Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2. Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



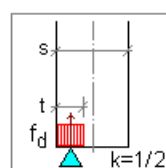
1 Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi $F_c=1.35$

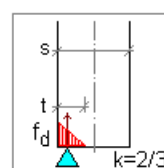
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input, la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

Resistenza a Compressione finita

Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



2 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni

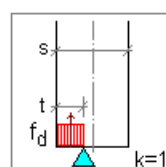


Resistenza di calcolo:

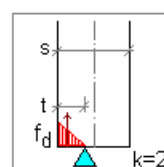
$$f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M}$$

$\gamma_M = 2$

4 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



3 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



5 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

- x_c = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;
- N = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;
- a = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;
- k = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per x_c un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.7 del 21.1.2019, Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

- [1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.
 [2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.
 [3] G.Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.
 [4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.985757
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.806845
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)
30	0.048	2.417	0.280
50	0.063	2.564	0.280
72	0.076	2.516	0.280
101	0.094	2.435	0.282
140	0.109	2.474	0.285
201	0.129	2.465	0.290
475	0.183	2.478	0.300
975	0.238	2.527	0.310
2475	0.335	2.490	0.322

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

ag(TR) = K * TR^α, dove:
 K = 0.008129450, α = 0.524009290

Stati Limite:

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

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 5

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

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.060	2.533	0.280	1.200	0.132	0.397	1.840	0.838
SLD	75	0.078	2.506	0.280	1.200	0.132	0.397	1.912	0.945
SLV	712	0.212	2.505	0.306	1.188	0.142	0.427	2.448	1.557
SLC	1462	0.276	2.511	0.315	1.123	0.146	0.437	2.704	1.781

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

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

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

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 $\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$
 SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

2. 1) Cinematismo X1e

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V (m³)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
3.155	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

Relazione di calcolo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo
 tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X Y Z	X Y Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
2.063 0.020 0.000	8.870 0.020 0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	6.807

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	ψ_2
		X Y Z	GX GY GZ	QX QY QZ	
1	peso proprio	2.220 0.405 1.576	0.00 0.00 -8.65	0.00 0.00 0.00	0.30
2	da solaio	2.030 0.551 2.234	0.00 0.00 -1.14	0.00 0.00 -0.48	0.00
3	da solaio	2.430 0.557 2.179	0.00 0.00 -2.64	0.00 0.00 -1.76	0.00
4	peso proprio	5.523 0.149 1.303	0.00 0.00 -54.45	0.00 0.00 0.00	0.30
5	da catena	2.600 0.020 2.400	-0.06 1.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.30
6	da catena	8.715 0.020 2.400	0.00 1.00 0.00	0.00 0.00 0.00	0.30
7	da solaio	5.659 0.280 2.082	0.00 0.00 -4.62	0.00 0.00 -3.08	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm ²	Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm ²
	mm ²	mm	N/mm ²	a b s	fm τ_0 σ_N τ fd fvd	s fm τ_0 σ_N τ fd fvd
5	79	10	200	150 100 30	260 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015	400 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015
6	79	10	200	150 100 30	260 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015	400 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
5	15.708	5.978	13.021	160.000	1.000
6	15.708	5.978	13.021	160.000	1.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)	Forza inerziale (kN)	Spostam.virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
	PX PY PZ	EX EY EZ	δX δY δZ	L1 L2 L3
1	0.00 0.00 -8.65	0.00 -8.65 0.00	0.000 -1.576 0.385	-3.328 13.638 0.000
2	0.00 0.00 -1.14	0.00 -1.14 0.00	0.000 -2.234 0.530	-0.604 2.545 0.000
3	0.00 0.00 -2.64	0.00 -2.64 0.00	0.000 -2.179 0.536	-1.412 5.745 0.000
4	0.00 0.00 -54.45	0.00 -54.45 0.00	0.000 -1.303 0.129	-7.010 70.960 0.000
5	-0.06 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00	0.000 -2.400 -0.001	-2.395 0.000 0.000
6	0.00 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00	0.000 -2.400 -0.001	-2.400 0.000 0.000
7	0.00 0.00 -4.62	0.00 -4.62 0.00	0.000 -2.082 0.259	-1.196 9.619 0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)

| 0.179 | 7040 | 0.966 | 0.154 |

o0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.307	1424	100	1.219	2.000

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

3. 2) Cinematismo X1f

Ribaltamento semplice
Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
1.557	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm^2)	(m)
0.019	0.020	0.000	2.063	0.020	0.000	2.044

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	1.101	0.149	1.200	0.00	0.00	-22.77	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	1.155	0.280	2.132	0.00	0.00	-1.82	0.00	0.00	-0.76	0.00
3	peso proprio	0.110	0.485	1.623	0.00	0.00	-6.81	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da catena	-0.004	0.390	2.525	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	0.240	0.663	2.259	0.00	0.00	-1.61	0.00	0.00	-0.68	0.00

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 $\psi 2$ = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di $\psi 2$ (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi 2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:																				
n.	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm^2								Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm^2							
	mm^2/mm	mm	N/mm^2	a	b	s	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd
4	79	10	200	150	100	30	260	3.450	0.090	0.000	0.090	1.198	0.031							

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
4	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000

Dati:
n. = numero del carico corrispondente alla catena
a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione f_m , resistenza a taglio puro τ_0 ,
tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,
resistenza di progetto a compressione f_d , resistenza di progetto a taglio τ_d
Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,
penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-22.77	0.00	-22.77	0.00	0.000	-1.200	0.128	-2.913	27.325	0.000
2	0.00	0.00	-1.82	0.00	-1.82	0.00	0.000	-2.132	0.259	-0.471	3.880	0.000
3	0.00	0.00	-6.81	0.00	-6.81	0.00	0.000	-1.623	0.464	-3.164	11.058	0.000
4	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	1.00	0.000	-2.525	0.368	-0.109	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-1.61	0.00	-1.61	0.00	0.000	-2.259	0.642	-1.035	3.643	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX, PY, PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2 Q$ nel sistema XYZ

EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1 = \sum (n) [P_i \delta_i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum (n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum (n) [EZ_i \delta Z_i]$

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

α_0	M^*	e^*	a_0^*
	(kgm)		(g)
0.168	3196	0.949	0.147

α_0 = moltiplicatore di collasso

M^* = massa partecipante

e^* = frazione di massa partecipante

a_0^* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a_1^*	a_2^*	a^*	PGA	TR	VN	PGA, CLV	TR, CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA, DLV	/TR, DLV
0.126	0.000	0.126	0.293	1208	85	1.163	1.697

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA, CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR, CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN, CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA, CLV / PGA, DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR, CLV / TR, DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

4. 3) Cinematismo X2e

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
7.191	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo
tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	f_d	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
8.870	8.880	0.000	1.531	8.878	0.000	0.000	0.000	156.35	0.000	7.339

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X, Y, Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	ψ_2
----	-----------	---------------------------	--------------------------	-------------------------	----------

Relazione di calcolo

		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	6.276	8.682	1.168	0.00	0.00	-88.94	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	8.715	8.880	2.400	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	6.304	8.480	2.075	0.00	0.00	-3.57	0.00	0.00	-2.38	0.00
4	peso proprio	2.728	8.689	1.200	0.00	0.00	-38.63	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	2.022	8.880	2.400	0.06	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	2.839	8.480	2.075	0.00	0.00	-1.25	0.00	0.00	-0.83	0.00
7	peso proprio	1.738	8.200	1.643	0.00	0.00	-16.24	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	1.570	7.995	2.354	0.00	0.00	-2.63	0.00	0.00	-1.10	0.00
9	da solaio	1.972	7.966	2.255	0.00	0.00	-5.09	0.00	0.00	-3.39	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm ²	Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm ²
	mm	mm	N/mm ²	a b s s	fm τ_0 σ_N τ fd fvd s	fm τ_0 σ_N τ fd fvd
2	79	10	200	150 100	30 260 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015	400 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015
5	79	10	200	150 100	30 260 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015	400 2.500 0.043 0.000 0.043 0.868 0.015

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	15.708	5.978	13.021	160.000	1.000
5	15.708	5.978	13.021	160.000	1.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-88.94	-0.03	88.94	0.00	0.000	1.168	0.197	-17.488	103.860	0.000
2	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.001	2.400	-0.001	-2.400	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-3.57	0.00	3.57	0.00	-0.001	2.075	0.398	-1.421	7.407	0.000
4	0.00	0.00	-38.63	-0.01	38.63	0.00	0.000	1.200	0.188	-7.280	46.356	0.000
5	0.06	-1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.001	2.400	-0.003	-2.395	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-1.25	0.00	1.25	0.00	-0.001	2.075	0.397	-0.496	2.593	0.000
7	0.00	0.00	-16.24	0.00	16.24	0.00	-0.001	1.643	0.677	-10.994	26.691	0.000
8	0.00	0.00	-2.63	0.00	2.63	0.00	-0.001	2.354	0.882	-2.321	6.196	0.000
9	0.00	0.00	-5.09	0.00	5.09	0.00	-0.001	2.255	0.911	-4.632	11.471	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1=\sum(n)[P_i\delta i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EX_i\delta X_i + EY_i\delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZ_i\delta Z_i]$

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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.242	15134	0.949	0.212

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.357	2475	174	1.417	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

5. 4) Cinematismo X2f

Ribaltamento semplice
Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
1.558	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(m)
1.531	8.880	0.000	-0.529	8.880	0.000	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.568	8.754	1.200	0.00	0.00	-22.80	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.640	8.620	2.135	0.00	0.00	-1.82	0.00	0.00	-0.76	0.00
3	peso proprio	-0.382	8.420	1.602	0.00	0.00	-6.80	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	-0.229	8.248	2.265	0.00	0.00	-1.57	0.00	0.00	-0.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-22.80	0.00	22.80	0.00	0.000	1.200	0.125	-2.850	27.362	0.000
2	0.00	0.00	-1.82	0.00	1.82	0.00	0.000	2.135	0.259	-0.471	3.886	0.000
3	0.00	0.00	-6.80	0.00	6.80	0.00	0.000	1.602	0.460	-3.127	10.901	0.000
4	0.00	0.00	-1.57	0.00	1.57	0.00	0.000	2.266	0.631	-0.988	3.547	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2Q$ nel sistema XYZ
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.163	3195	0.950	0.143

α_0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.126	0.000	0.126	0.286	1097	77	1.136	1.541

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ_E ,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ_E ,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

6. 5) Cinematismo Y3a

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
6.931	7.600	0.000	0.229	1.200	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
-0.529	8.880	0.000	0.019	0.020	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	8.877

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.006	2.314	1.663	0.00	0.00	-61.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	-0.004	0.390	2.525	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	0.137	2.315	2.836	0.00	0.00	-8.56	0.00	0.00	-3.59	0.00
4	peso proprio	-0.259	6.600	1.663	0.00	0.00	-60.66	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	-0.498	8.385	2.566	2.00	0.05	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da catena	-0.255	4.442	3.900	2.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-0.126	6.585	2.847	0.00	0.00	-8.56	0.00	0.00	-3.59	0.00
8	peso proprio	0.359	0.138	1.475	0.00	0.00	-4.58	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	0.498	0.280	2.127	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00	-0.20	0.00
10	peso proprio	-0.163	8.766	1.465	0.00	0.00	-4.90	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	-0.009	8.620	2.135	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00	-0.21	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

GX,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	fvd	Piastre(mm)			Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm²							Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm²						
	mm²	mm	N/mm²	a	b	s	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd
2	79	10	200	150	100	30	260	3.450	0.090	0.000	0.090	1.198	0.031							
5	79	10	200	150	100	30	260	3.450	0.090	0.000	0.090	1.198	0.031							
6	79	10	200	150	100	30	400	2.500	0.043	0.000	0.043	0.868	0.015	260	3.450	0.090	0.000	0.090	1.198	0.031

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000
5	15.708	12.512	17.969	160.000	2.000
6	15.708	12.512	13.021	160.000	2.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena
a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento
Piastrine di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,
tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,
resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd
Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,
penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-61.54	-61.43	-3.80	0.00	-1.660	-0.103	0.128	-7.870	102.356	0.000
2	2.00	0.04	-0.06	0.00	0.00	1.00	-2.520	-0.156	-0.001	-5.043	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-8.56	-8.55	-0.53	0.00	-2.831	-0.175	0.259	-2.214	24.283	0.000
4	0.00	0.00	-60.66	-60.55	-3.74	0.00	-1.660	-0.103	0.128	-7.746	100.916	0.000
5	2.00	0.05	-0.13	0.00	0.00	1.00	-2.562	-0.158	-0.001	-5.119	0.000	0.000
6	2.00	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.893	-0.241	-0.002	-7.789	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-8.56	-8.55	-0.53	0.00	-2.842	-0.176	0.259	-2.214	24.381	0.000
8	0.00	0.00	-4.58	-4.57	-0.28	0.00	-1.472	-0.091	0.346	-1.586	6.755	0.000
9	0.00	0.00	-0.48	-0.48	-0.03	0.00	-2.123	-0.131	0.494	-0.237	1.021	0.000
10	0.00	0.00	-4.90	-4.89	-0.30	0.00	-1.462	-0.090	0.358	-1.753	7.182	0.000
11	0.00	0.00	-0.50	-0.50	-0.03	0.00	-2.131	-0.132	0.502	-0.250	1.062	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX, PY, PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2 Q$ nel sistema XYZ
EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1 = \sum(n) [P_i \delta_i]$
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

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

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)

0.156	14604	0.956	0.136

α_0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV

0.126	0.000	0.126	0.271	925	65	1.076	1.299

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

2.3. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

2.3.1. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA A LIV.+1

L'analisi dei carichi per il livello considerato, porge:

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	1.20	kN/m ²
TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.NEVE) :	1.20	kN/m ²
TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.NEVE ACCUMULO MEDIO) :	2.60	kN/m ²

Si osserva che il peso proprio degli elementi portanti sono valutati considerando le effettive dimensioni delle sezioni trasversali per ciascun elemento. I dati di input ed output, in particolare i valori delle sollecitazioni massime e delle verifiche, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono riportati di seguito.

VERIFICA SEZIONE:

ASSITO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO

Luce orizzontale	L	1.00	m
Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	20.00	°
Interasse orizzontale	i	0.15	m
Base	B	150	mm
Altezza	H	35	mm
Inclinazione sezione	β	0.00	°
Fattore di inclinazione	$1/\cos \alpha$	1.06	-
Luce inclinata	Li	1.06	m
Luce orizzontale di calcolo	L	1.00	m
Luce inclinata di calcolo	Li	1.06	m

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Area della sezione trasversale	A	52.5	cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	53.6	cm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	984.4	cm ⁴
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	3.1	cm ³
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	13.1	cm ³

CARATTERISTICHE MATERIALE

Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		1	
Classe di resistenza		C24	
Modulo elastico a breve durata	$E_{0,m}$	11000	MPa
Modulo di taglio a breve durata	$G_{0,m}$	7400	MPa
Resistenza caratt. per flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,0,k}$	14.5	MPa
Resistenza caratt. a compressione	$f_{c,0,k}$	21.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	$f_{v,k}$	4.0	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ_M	1.50	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.00	-
Classe di servizio:		1	
Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m ³
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	14.40	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	8.70	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	12.60	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.40	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB.	γ_{G1}	G1 kN/m ²	γ_{G2}	G2 kN/m ²	γ_{Q1}	Ψ	Q1 kN/m ²	γ_{Q2}	Ψ	Q2 kN/m ²
SLU1	1.30		1.50	1.20	1.50	1.00	1.20	0.00	1.00	0.00
SLU2	1.00		1.00	1.20	1.50	1.00	2.30	0.00	1.00	0.00
SLE1 r.	1.00		1.00	1.20	1.00	1.00	1.20			
SLE2 f.	1.00		1.00	1.20	1.00	0.50	1.20			
SLE3 q.p.	1.00		1.00	1.20	1.00	0.30	1.20			

COMB.	Fd kN/m ²	q _{pp} kN/m	q _{comb.} kN/m	q _{tot} kN/m	q' _{perp.} kN/m	q' _{perp. Z} kN/m	q' _{perp. Y} kN/m	q' _{parall.} kN/m
SLU1	3.60	0.03	0.54	0.57	0.51	0.51		0.18
SLU2	4.65	0.03	0.70	0.72	0.64	0.64		0.23
SLE1 r.	2.40	0.03	0.36	0.39	0.34	0.34		0.12
SLE2 f.	1.80	0.03	0.27	0.30	0.26	0.26		0.10
SLE3 q.p.	1.56	0.03	0.23	0.26	0.23	0.23		0.08

VERIFICHE ALLO S.L.U.

SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO

Forza assiale massima su elemento:	$q'_{\text{parall. Li}}$	1	N	0.25	kN
Taglio massimo in direzione z (direzione forte)	$q'_{\text{perp-z Li}}$	2	Tz	0.34	kN
Taglio massimo in direzione y (direzione debole)	$q'_{\text{perp-y Li}}$	2	Ty	0.00	kN
Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)	$q'_{\text{perp-z Li}^2}$	8	My	0.09	kN m
Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)	$q'_{\text{perp-y Li}^2}$	8	Mz	0.00	kN m

VERIFICA A FLESSIONE:

Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni	Km	0.70	-
Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)	$\sigma_{m,y,d} = M_y / W_y =$	2.95	MPa
Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)	$\sigma_{m,z,d} = M_z / W_z =$	0.00	MPa

Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)	verifica 1	0.21	<1,OK
Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)	verifica 2	0.14	<1,OK

VERIFICA A PRESSO-TENSO-FLESSIONE (0 = NO VERIFICA; 1 = VERIFICA)

Segno della forza assiale (+ = TRAZIONE; - = COMPRESSIONE)		1	
Tensione di forza assiale	$\sigma_{t,0,d} = N / A =$	0.05	MPa

Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF: punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)	verifica 1	0.21	<1,OK
Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF: punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)	verifica 2	0.15	<1,OK

VERIFICA A TAGLIO

Altezza dell'intaglio all'appoggio	a	0	mm
Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso	Kv	1.00	-
Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)	$\tau_{z,d} = 1.50 \cdot V_z / A_{ef} =$	0.10	MPa
Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)	$\tau_{y,d} = 1.50 \cdot V_y / A_{ef} =$	0.00	MPa

Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)	verifica 1	0.04	<1,OK
--	-------------------	-------------	-----------------

VERIFICHE ALLO S.L.E.

VERIFICA A DEFORMABILITA'

Deformazione in direzione z (direzione forte) (0 = NON CALCOLATA; 1 = CALCOLATA)		1	
Deformazione in direzione y (direzione debole) (0 = NON CALCOLATA; 1 = CALCOLATA)		1	
Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)	$q'_{\text{perp-z}}$	0.34	kN/m
Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)	$q'_{\text{perp-y}}$	0.00	kN/m
Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)	$q'_{\text{perp-z}}$	0.23	kN/m
Carico per combinazione quasi permanente in direzione y (direzione debole)	$q'_{\text{perp-y}}$	0.00	kN/m
Valore di Kdef per tener conto viscosità	Kdef	0.60	-
Coefficiente di calcolo della deformazione ... $q l^4 / E J$	Coeff. Calcolo	0.013	-
Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)	f ist,z =	1.0	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)	f ist,y =	0.0	mm
Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)	f fin,z =	1.0	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)	f fin,y =	0.0	mm
Limiti della freccia istantanea	f ist. ≤ L /	300	-
Limiti della freccia a lungo termine	f l.t. ≤ L /	250	-
Deformazione istantanea totale	f ist, tot	1.0	mm < 3.5 OK
Deformazione a lungo termine totale	f fin, tot	1.0	mm < 4.3 OK

VERIFICA SEZIONE:

TRAVI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO

Luce orizzontale	L	6.85	m
Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	0.00	°
Interasse orizzontale	i	1.00	m
Base	B	200	mm
Altezza	H	280	mm
Inclinazione sezione	β	20.00	°
Fattore di inclinazione	1/cos α	1.00	-
Luce inclinata	Li	6.85	m
Luce orizzontale di calcolo	L	6.85	m
Luce inclinata di calcolo	Li	6.85	m

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Area della sezione trasversale	A	560.0	cm ²
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	36586.7	cm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	18666.7	cm ⁴
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	261.3	cm ³
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	186.7	cm ³

CARATTERISTICHE MATERIALE

Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		2	
Classe di resistenza		GL24h	
Modulo elastico a breve durata	E _{0,m}	11500	MPa
Modulo di taglio a breve durata	G _{0,m}	9600	MPa
Resistenza caratt. per flessione	f _{m,k}	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	f _{t,0,k}	19.2	MPa
Resistenza caratt. a compressione	f _{c,0,k}	24.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	f _{v,k}	3.5	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ _M	1.45	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.08	-
Classe di servizio:		1	

Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m ³
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	16.08	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	12.86	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	14.90	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.17	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB.	Fd kN/m ²	q _{pp-assito} kN/m ²	q _{pp} kN/m	q _{comb.} kN/m	q _{tot} kN/m	q' _{perp.} kN/m	q' _{perp. z} kN/m	q' _{perp. y} kN/m	q' _{parall.} kN/m
-									
SLU1	3.60	0.23	0.36	3.83	4.19	4.19	3.94	1.43	
SLU2	4.65	0.18	0.28	4.83	5.11	5.11	4.80	1.75	
SLE1 r.	2.40	0.18	0.28	2.58	2.86	2.86	2.68	0.98	
SLE2 f.	1.80	0.18	0.28	1.98	2.26	2.26	2.12	0.77	
SLE3 q.p.	1.56	0.18	0.28	1.74	2.02	2.02	1.89	0.69	

VERIFICHE ALLO S.L.U.

SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO

Forza assiale massima su elemento:

Taglio massimo in direzione z (direzione forte)

Taglio massimo in direzione y (direzione debole)

Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)

Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)

q' _{parall.} Li /	1	N	0.00	kN
q' _{perp-z} Li /	2	Tz	16.43	kN
q' _{perp-y} Li /	2	Ty	5.98	kN
q' _{perp-z} Li ² /	8	My	28.14	kN m
q' _{perp-y} Li ² /	8	Mz	10.24	kN m

VERIFICA A FLESSIONE:

Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni

Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)

Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)

Km	0.70	-
$\sigma_{m,y,d} = M_y / W_y =$	10.77	MPa
$\sigma_{m,z,d} = M_z / W_z =$	5.49	MPa

Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)

verifica 1 0.91 <1,OK

Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)

verifica 2 0.81 <1,OK

VERIFICA A PRESSO-TENSO-FLESSIONE (0 = NO VERIFICA; 1 = VERIFICA)

Segno della forza assiale (+ = TRAZIONE; - = COMPRESSIONE)

Tensione di forza assiale

$\sigma_{t,0,d} = N / A =$ 0.00 MPa

Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF: punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)

verifica 1 - -

Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF: punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)

verifica 2 - -

VERIFICA A TAGLIO

Altezza dell'intaglio all'appoggio

Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso

Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)

Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)

a	0	mm
Kv	1.00	-
$\tau_{z,d} = 1.50 \cdot V_z / A_{ef} =$	0.44	MPa
$\tau_{y,d} = 1.50 \cdot V_y / A_{ef} =$	0.16	MPa

Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)

verifica 1 0.22 <1,OK

VERIFICHE ALLO S.L.E.

VERIFICA A DEFORMABILITA'

Deformazione in direzione z (direzione forte)

(0 = NON CALCOLATA; 1 = CALCOLATA)

Deformazione in direzione y (direzione debole)

(0 = NON CALCOLATA; 1 = CALCOLATA)

Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)

Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)

Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)

Carico per combinazione quasi permanente in direzione y (direzione debole)

Valore di Kdef per tener conto viscosità

Coefficiente di calcolo della deformazione ... q_l^4/EJ

Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)

Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)

Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)

Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)

Limiti della freccia istantanea

Limiti della freccia a lungo termine

q' _{perp-z}	2.68	kN/m
q' _{perp-y}	0.98	kN/m
q' _{perp-z}	1.89	kN/m
q' _{perp-y}	0.69	kN/m
Kdef	0.60	-
Coeff. Calcolo	0.013	-
f _{ist,z} =	18.3	mm
f _{ist,y} =	13.0	mm
f _{fin,z} =	20.6	mm
f _{fin,y} =	14.7	mm
f _{ist.} ≤ L /	300	-
f _{l.t.} ≤ L /	250	-

Deformazione istantanea totale

f_{ist, tot} 22.5 mm < 22.8 OK

Deformazione a lungo termine totale

f_{fin, tot} 25.4 mm < 27.4 OK

2.3.2. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+1

Il cordolo in acciaio a livello +1 è realizzato in acciaio con piatto 200x6mm, correnti paralleli alla lunghezza delle pareti in muratura e perforazioni armate realizzate con barre in acciaio M12 disposte ad interasse di 50 cm.

Di seguito si riporta il dimensionamento del cordolo, assumendo come azione sollecitante quella massima necessaria a contrastare i meccanismi locali analizzati.

DIMENSIONAMENTO CORDOLO ACCIAIO SU MURATURE

Forza di Tiro massima, da analisi Cinematica (solo sismica) T_{Ed} 2 kN

Verifica di resistenza a trazione del cordolo

Area cordolo in acciaio	Acord.	1200	mm ²
Resistenza acciaio cordolo	f _{yk}	235	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ _M	1.25	-
Resistenza trazione di progetto del cordolo	R _{Nd}	225.60	kN
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	E_d/R_d	0.01	OK

Verifica della resistenza a taglio dei connettori del cordolo

Diametro connettori (barre acciaio)	φ	12	mm
Area resistente connettore	A _{res.}	96	mm ²
Resistenza connettore acciaio	f _{tb}	800	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ _M	1.25	-
Resistenza a taglio del connettore	F _{v,Rd}	36.91	kN
Lunghezza parete di spina (ortogonale)	L	4.00	m
Passo dei connettori reale	m	1.00	m
Numero connettori da calcolo	N°min	4.00	-
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	E_d/R_d	0.01	OK

Verifica della resistenza a flessione del cordolo

Lunghezza parete da contenere fuori dal piano	L	8.50	m
Carico ideale sulla parete (unif. Distr.)	q	0.47	kN/m
Momento flettente massimo su cordolo	M _{max}	4.25	kNm
Modulo di resistenza elastico cordolo in acciaio	W _{el}	40.00	cm ³
Resistenza acciaio cordolo	f _{yk}	235	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ _M	1.05	-
Resistenza flessione di calcolo del cordolo	M _{c,Rd}	8.95	kNm
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	E_d/R_d	0.47	OK