

Comune di Trieste

DIPARTIMENTO LAVORI PUBBLICI,
FINANZA DI PROGETTO E PARTENARIATI
SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA E SPORTIVA,
PROGRAMMI COMPLESSI



**Opere di miglioramento sismico della Scuola primaria
Gaspardis di via Donadoni n. 28 - Trieste**

Codice opera 19132
Cig: 8691750301

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE
VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI
RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI IMPIEGATI

TAV. RE_1

DATA 29 APRILE 2021

Ing. Giorgio Altin – Via G. Donizetti 1 – Trieste

Indice

1	Premessa	1
2	Normativa di riferimento	3
3	Identificazione della costruzione.....	4
3.1	Introduzione	4
3.2	Analisi storico-critica	5
4	Rilievo geometrico e Caratterizzazione dei materiali	7
4.1	Rilievo geometrico.....	7
4.2	Dettagli costruttivi e Caratterizzazione dei materiali	7
5	Aspetti geotecnici e geosismici.....	22
5.1	Caratterizzazione geotecnica	22
5.2	Caratterizzazione geosismica con metodo semplificato	22
6	Modellazione dell'edificio	24
6.1	Dettagli di modellazione.....	25
6.2	Modellazione numerica complessiva e Dinamica della struttura	27
7	Analisi statica.....	29
7.1	Struttura muraria.....	29
7.2	Solai	32
8	Verifiche sismiche NTC 2018	35
8.1	Input sismico.....	35
8.2	Analisi cinematica	35
9.3	Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)	48
8.4	Analisi dinamica modale.....	68
9	Verifiche Sismiche NDSHA.....	69
9.1	Input Sismico	69
9.2	Analisi Cinematica.....	70
9.3	Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)	71
10	Risultati ottenuti e Metodologia di intervento	77
10.1	Interventi di progetto.....	77
11	Verifiche post-interventi – Analisi Statica	79
12	Verifiche post-interventi – NTC 2018	80

12.1 Analisi Cinematica	80
12.2 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover).....	85
13. Verifiche post-interventi – NDSHA	91
13.1 Analisi Cinematica	91
13.2 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover).....	91
14. Conclusioni	99
14.1 Analisi statiche	99
14.2 Analisi sismiche.....	99
15. Relazione sui materiali impiegati	100

1 Premessa

La presente relazione è inerente alla **progettazione delle opere di miglioramento della Scuola Primaria GASPARDIS di Via Donadoni n. 28 a Trieste.**

In particolare, si fa riferimento alla DETERMINA N. 906 / 2021:

Codice opera 19132 - Opere di miglioramento sismico della Scuola Primaria Gaspardis di via Donadoni n. 28.

CUP: F93H19001490001

CIG N.: 8691750301

Con determinazione dirigenziale n. 906 dd. 2021 data, il Dipartimento Lavori Pubblici, Finanza di Progetto e Partenariati, Servizio Edilizia Scolastica e Sportiva, Programmi Complessi, con sede in Piazza Unità d'Italia n. 4, Trieste, ha affidato, al professionista ing. Giorgio Altin, con Studio Professionale in via Donizetti n. 1, 34133 Trieste, C.F. LTN GRG69D24 L424G, P.IVA 01025210327, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Trieste al n. 1840 – A, l'incarico di provvedere alla progettazione esecutiva delle opere di miglioramento sismico della Scuola primaria Gaspardis di via Donadoni n. 28.

In ottemperanza dell'incarico suddetto, il sottoscritto, ing. Giorgio Altin, redige la presente RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE - VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI - RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI IMPIEGATI.

Nel fascicolo dei calcoli allegato saranno presenti, per esteso, tutte le verifiche condotte sui modelli di calcolo, fornite in output dai codici di calcolo utilizzati.

Per le analisi sono stati utilizzati:

- il software PCM 2020 di Aedes– codice licenza n. LMHMKHRK,
- in uso a Ing. Giorgio Altin – Via Donizetti n. 1, Trieste.

Il presente incarico di progettazione delle opere di miglioramento sismico della Scuola Primaria Gaspardis fa seguito alla verifica di vulnerabilità sismica eseguita dalla Società TECNOINDAGINI.

A seguito dell'incarico sono stati consegnati dal committente i seguenti elaborati tecnici:

- verifica di vulnerabilità sismica eseguita dalla Società TECNOINDAGINI;

- relazione geologica eseguita dal dott. Geol. Roberto Chiappini.

Nella redazione del presente elaborato e nell'elaborazione delle analisi è stato fatto riferimento alle indagini condotte sui materiali ed alla geometria di carico e strutturale rilevata presenti nell'analisi di vulnerabilità già condotta, integrando con ulteriori sopralluoghi ed indagini da parte della Ditta INSITU laddove si è ritenuto necessario.

La verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio è stata eseguita utilizzando il software per murature (PCM) con il metodo di soluzione a telaio equivalente.

Le analisi sismiche svolte, cinematiche per i meccanismi di collasso locali e, relativamente ai meccanismi globali, quelle statiche non sismiche, le dinamiche modali e le statiche non lineari, sono state effettuate sia utilizzando spettri da normativa estratti dal reticolo INGV mediante le coordinate geografiche, e sia che utilizzando spettri ad hoc derivanti da studi di tipo neo-deterministico per il sito in esame (NDSHA). A tal proposito si precisa che in seguito con la dicitura spettro da NTC18 o input sismico da NTC18 si intenderà l'input sismico che deriva dall'inserimento delle coordinate geografiche nel reticolo INGV, che attraverso i parametri spettrali f_0 , a_g , T_c e dato un periodo di riferimento per l'azione sismica, permette la costruzione di uno spettro di risposta che deriva da studi probabilistici (PSHA). Mentre con la dicitura spettro da NDSHA o input NDSHA si intende l'input sismico che attraverso l'applicazione del metodo neo-deterministico, che contempla sia lo studio dei meccanismi di rottura alla sorgente che della stratigrafia nel sito, permette la costruzione di accelerogrammi sintetici da cui derivano gli spettri di risposta di progetto.

2 Normativa di riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC)”;
- Circolare Ministeriale 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9.02.2011 : “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2008”;
- Delibera Regionale n.1239 del 13 novembre 2017 della Regione Toscana;

3 Identificazione della costruzione

3.1 Introduzione

Il complesso scolastico sito in via Donadoni n. 28 a Trieste presenta un piano interrato sviluppato su metà della superficie, tre piani fuori terra ed il piano di sottotetto.

La pianta dell'edificio presenta una forma rettangolare, con una corte interna; le facciate sono architettonicamente caratterizzate da un basamento in intonaco a finto bugnato, delimitato superiormente da una cornice marcapiano. Il rivestimento dei piani superiori è trattato ad intonaco liscio fino a livello della copertura tetto con in corrispondenza del calpestio di primo piano una finitura a finti corsi orizzontali.

Sul prospetto principale sono presenti due grandi portali ad arco dotati di pensilina lapidea in stile neoclassico e i fori finestra di forma rettangolare sono riquadrate da una cornice in pietra artificiale e disposte in modo regolare.

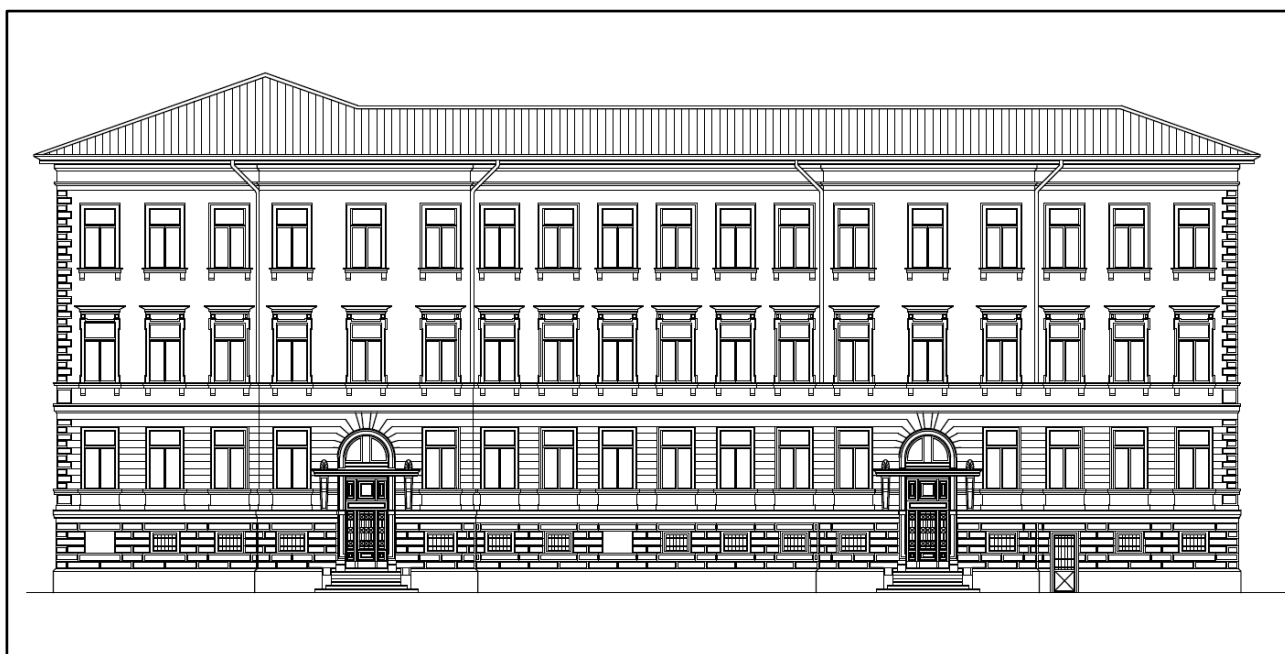


Figura 1 - Prospetto principale della Scuola Primaria Gaspardis di via Donadoni n. 28

Le strutture verticali sono caratterizzate ai primi livelli da muratura in pietra, al secondo piano in mattoni pieni ed al livello del sottotetto da muratura mista in pietra con ricorsi in mattoni pieni. Gli orizzontamenti prevalentemente in materiale ligneo si alternano a voltine di mattoni e putrelle metalliche in corrispondenza dei servizi igienici. Al piano terra ed al primo piano, i solai in legno presentano delle solette in cls di spessore variabile tra 5cm e 7cm.

All'ultimo piano il sottotetto si sviluppa su tutta la pianta dell'edificio ed ospita la struttura lignea di copertura dell'immobile, caratterizzata da un letto in tavelle di laterizio e manto in coppi.

3.2 Analisi storico-critica

Trattandosi di un edificio esistente, secondo quanto indicato al paragrafo 8.5.1 della normativa vigente, ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione, è importante ricostruire il processo di realizzazione, le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione e gli eventi di dissesto e fenomeni di degrado che l'hanno interessata.

La Scuola oggetto di relazione è stata costruita nel 1891 su progetto di G.V.Piacentini. Inizialmente la superficie era circa la metà di quella attuale ed era composta da un piano seminterrato e due fuor terra.



Figura 2 - Fine Ottocento - Scuola Popolare eretta in via C. Donadoni.

Successivamente, nel 1907 e nel 1914 la struttura è stata soggetta ad un ampliamento ed innalzamento di un piano per far fronte alla sempre crescente richiesta di aule.

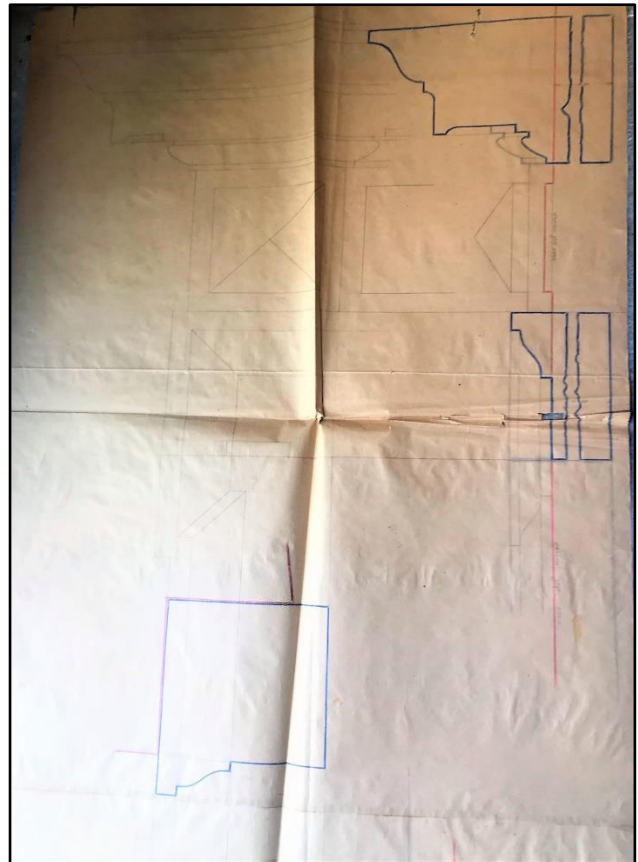


Figura 3 - Anni Trenta - Edificio scolastico intitolato a U. Gaspardis.

Presso l'Archivio dell'Ufficio Tecnico Comunale sono stati reperiti solo elaborati riguardanti il dettaglio costruttivi delle aperture presenti sulle facciate, dai quali è possibile dedurre il grado di vincolo esistente.



Figura 4 -Dettaglio di uno dei due ingressi principali



*Figura 5 - Vista in pianta e sezione delle aperture sulle facciate -
Archivio Ufficio Tecnico Comunale*

4 Rilievo geometrico e Caratterizzazione dei materiali

4.1 Rilievo geometrico

Il rilievo geometrico della costruzione è stato eseguito sulla base dei disegni forniti dal Committente, controllando mediante sopralluogo le informazioni strutturali necessarie.

Piano per piano è stato eseguito, infatti, un accertamento degli spessori delle pareti murarie, della presenza di eventuali nicchie, della posizione e dimensione dei fori porta e finestra e dei dislivelli delle quote di solaio.

Si è potuta definire così la geometria delle componenti sismo resistenti della struttura, ossia quegli elementi murari che hanno continuità dalle fondazioni alla copertura, detti maschi murari.

A seguire è visibile a titolo di esempio la pianta del pianoterra, redatta mediante ALLPLAN, che risulta propedeutica alla successiva fase di input nel codice di calcolo e nella quale sono visibili maschi murari e le aperture rilevate.

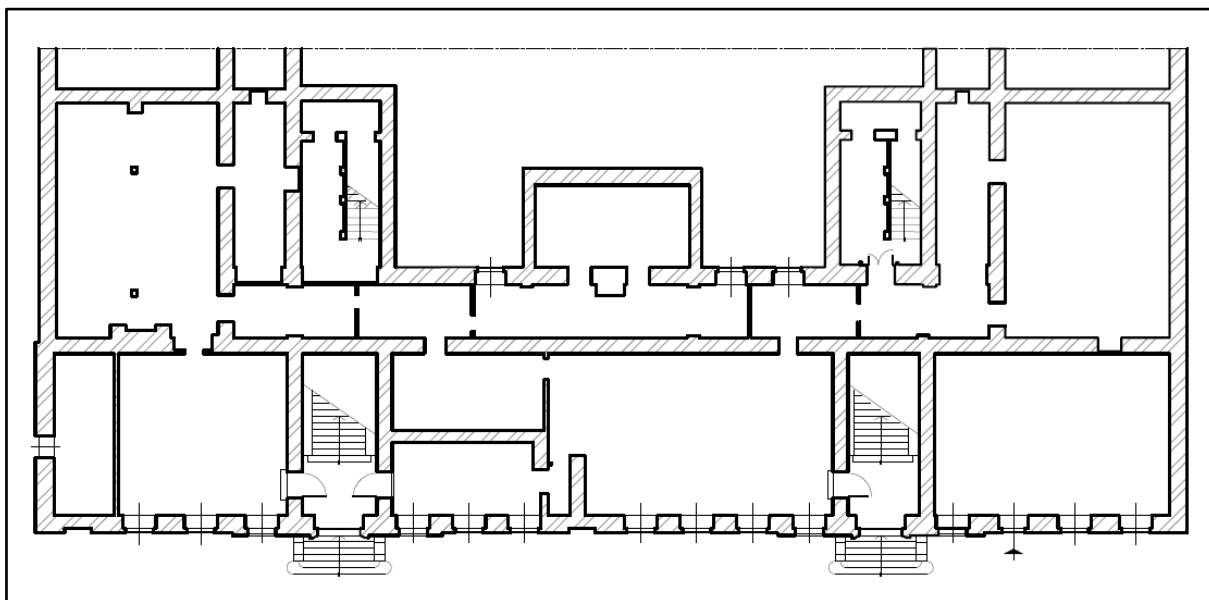


Figura 6 - Geometria del piano seminterrato che evidenzia i maschi murari ed i fori

4.2 Dettagli costruttivi e Caratterizzazione dei materiali

Al fine di accertare le caratteristiche dei materiali dell'edificio in oggetto si è fatto in parte riferimento alle indagini condotte sui materiali ed alla geometria di carico e strutturale rilevata presenti negli elaborati ricevuti dalla Committenza.

Sono state eseguite, inoltre, delle altre indagini da parte della Ditta INSITU S.r.l. laddove lo si è ritenuto necessario.

Per la descrizione dettagliata delle prove si rimanda alla relazione specialistica redatta dalla ditta INSITU S.r.l..

Fondazioni

Ai sensi di NTC 2018, paragrafo 8.4, nel caso di edifici esistenti si può omettere di investigare le fondazioni in assenza di problemi specifici di cedimenti, stabilità dei pendii o pericolo di liquefazione.

In questo caso quindi, in virtù dell'assenza di evidenti fenomeni di cedimento fondazionale e come già sostenuto nella verifica di vulnerabilità sismica precedente fornita dalla Committenza, si sono potuti omettere sondaggi riguardanti il piano fondazionale.

Tipologia muraria

La struttura portante è caratterizzata dal piano seminterrato al primo da muratura in pietra a spacco con buona tessitura, mentre, al livello successivo si hanno mattoni pieni e malta, e nel sottotetto la muratura è mista in pietra con ricorsi di mattoni pieni.



Figura 7 - Muratura in pietra a spacco con buona tessitura



Figura 8 - Muratura mista in pietra e ricorsi di mattoni pieni

La rimozione di parti di intonaco dalle pareti e le videoendoscopie permettono la caratterizzazione della tessitura muraria e la verifica della presenza o meno di ammorsamento tra le pareti.



Figura 9 - Ammorsamento presente - Ditta INSITU - Indagine I.7



Figura 10 - Ammorsamento presente - Ditta INSITU - Indagine 2.2

Dalle indagini eseguite con la Ditta INSITU S.r.l., come si può evincere dalle figure riportate, la qualità nel collegamento tra le pareti verticali è risultata presente per i diversi tipi di muratura.

Muratura in pietra a spacco con buona tessitura

Al fine di definire le proprietà meccaniche della muratura è stata eseguita dalla Società Tecnoindagini la prova a martinetti singoli e doppi in una porzione di parete muraria del piano seminterrato.

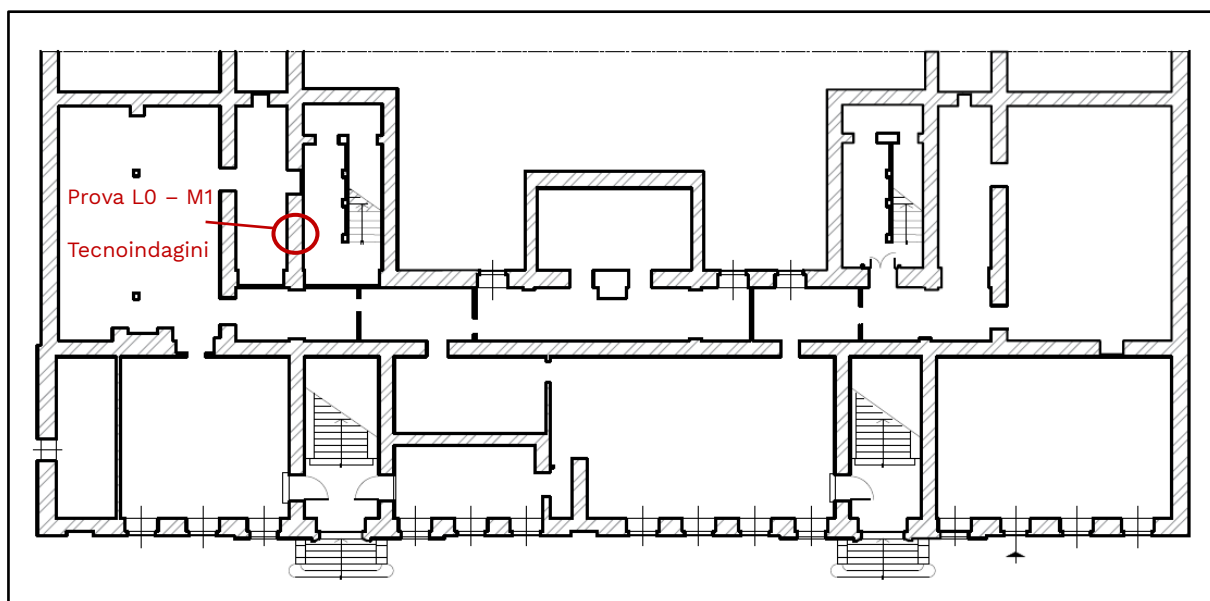
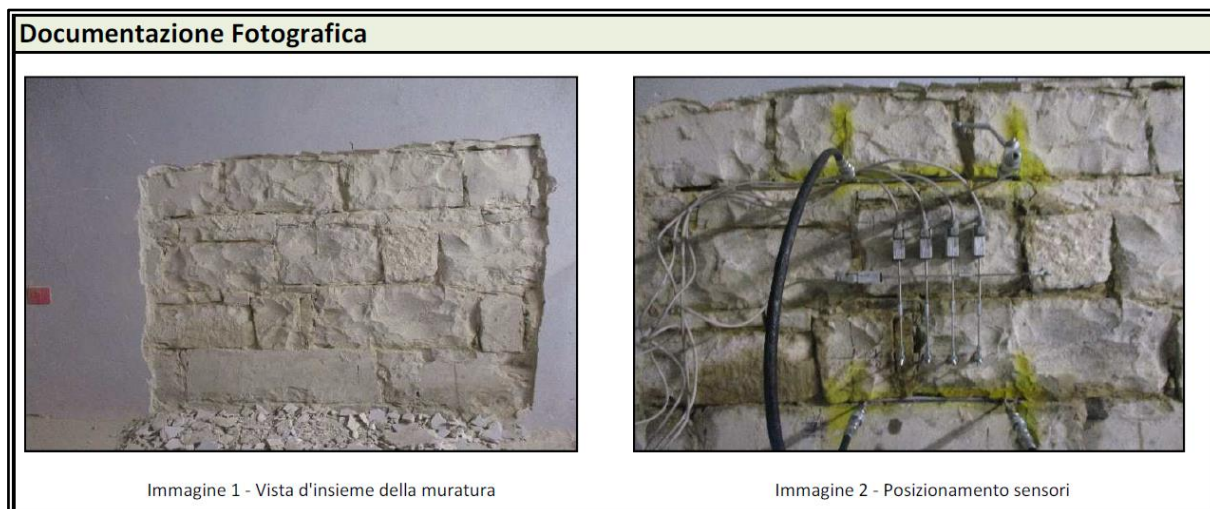
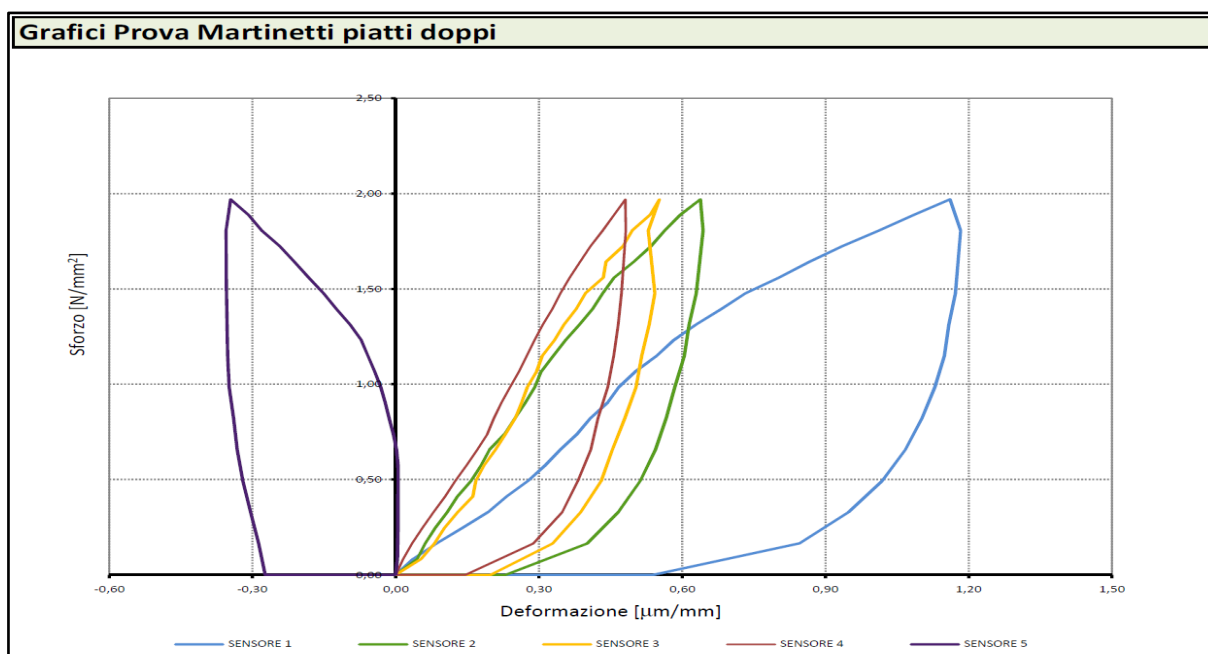


Figura 11 -Indicazione del punto di indagine con prova a martinetti singoli e doppi

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive ed i grafici ottenuti nell'esecuzione della prova, indicati nella relazione di vulnerabilità sismica fornita dalla Committenza, per maggiori dettagli si rimanda all'allegato presente nella relazione redatta della Società Tecnoindagini.

Risultati Prova		
Intervallo di Riferimento $\Delta\sigma$ [N/mm ²]	DEFORMAZIONE MEDIA ϵ_u [μ m/mm]	Modulo Elastico E [N/mm ²]
0,00	0,00	2089
1,31	0,63	





Per avere informazioni sulla qualità e caratteristiche della malta sono state eseguite, da parte della Ditta INSITU, delle analisi mineralogiche e petrografica su due prelievi.

In entrambi i campioni le analisi effettuate hanno evidenziato scarse caratteristiche fisico-meccaniche e la non possibile caratterizzazione rispetto alle tipologie contemplate nella **Tabella 11.10.V – Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte** – presente nella normativa vigente.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione redatta dalla Ditta INSITU.

Le indagini aggiuntive effettuate, secondo quanto riportato al punto C 8.5.4 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, hanno consentito di arrivare ad un livello di conoscenza della struttura pari a LC 3, permettendo così di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a 1.00 nella definizione dei parametri meccanici della muratura in oggetto. Per le costruzioni esistenti, la Circolare sopra citata indica dei valori di riferimento dei parametri meccanici, quali resistenza media a compressione e a taglio, moduli di elasticità normale e tangenziale, e del peso specifico medio per diverse tipologie murarie.

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

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici per diverse tipologie di muratura

Dati i valori sperimentali ottenuti nelle indagini, e l'ulteriore conferma ottenuta secondo il metodo IQM trattato successivamente, per la struttura portante dell'edificio indagato si è fatto riferimento alla tipologia caratterizzata da pietre a spacco con buona tessitura, applicando, seguendo le indicazioni riportate in Circolare, ai valori di resistenza un coefficiente pari a 1.5 data la presenza di connessione trasversale, ed un fattore di riduzione del 0.7 per le resistenze, e del 0.8 per i moduli elastici, date le scarse caratteristiche della malta.

Al paragrafo C 8.5.4.1 sono indicate le modalità di scelta e calcolo dei parametri meccanici da utilizzare nelle verifiche a seconda del livello di conoscenza, nel caso in esame, avendo raggiunto un livello pari a **LC3**, i valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I, che individuano una distribuzione a-priori, vengono aggiornati sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito.

Secondo quanto riportato, considerato il generico parametro X, una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo indicati nella tabella della Circolare, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{min} + X_{max}) \qquad \sigma' = \frac{1}{2}(X_{max} - X_{min})$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa}$$

dove \bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori. Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

Tabella C.8.5.III – Valori del coefficiente κ per l'aggiornamento dei parametri meccanici

Seguendo le indicazioni della normativa descritte, si sono ottenuti i valori riportati nella pagina seguente.

Muratura in pietra a spacco con buona tessitura – Valori Tabella C 8.5.I						
Proprietà	Min	Max	Coefficienti Riduttivi	Connessioni trasversali	Min	Max
Resistenza media a compressione	2.60 N/mm ²	3.80 N/mm ²	0.7	1.3	2.37 N/mm ²	3.46 N/mm ²
Modulo elastico E	1500 N/mm ²	1980 N/mm ²	0.8	-	1200 N/mm ²	1584 N/mm ²

Risultati Prove a Martinetti Doppi	
Punto di Indagine	LO - M1
Valori Risultati delle Indagini	
Resistenza media a compressione	1.90 N/mm ²
Modulo elastico E	2089 N/mm ²

Metodo di Calcolo Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 – Livello di Conoscenza LC3					
Numero Prove	n	=	1	Da Tabella C 8.5.III	R media a compressione
				κ	2.0
					Modulo elastico E
					1.5

Resistenza media a compressione			Modulo Elastico E		
μ ' =	2.91	N/mm ²	μ ' =	1392	N/mm ²
μ '' =	2.57	N/mm ²	μ '' =	1671	N/mm ²
σ =	0.55	N/mm ²	σ =	192	N/mm ²

Metodo IQM

Secondo la Circolare applicativa della normativa vigente, paragrafo C 8.5.3, a seguito delle indagini, è necessario valutare, per ogni prova, il grado di rappresentatività sia della classe tipologica attribuita al materiale, sia dei valori medi delle caratteristiche meccaniche dell'edificio da utilizzare nelle modellazioni. A questo scopo è possibile utilizzare dei metodi che, avvalendosi della lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentano di ottenere delle stime di tali caratteristiche attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità.

Sulla base di quanto riportato, per la valutazione della qualità muraria si è deciso di verificare i risultati ottenuti dalle prove sperimentali con il metodo IQM. Tale metodologia, nata in Umbria nel 2000 e perfezionata nel corso degli anni successivi, consiste nella determinazione di un Indice di Qualità Muraria attribuendo un grado di giudizio di rispetto, completo, parziale o mancato, su alcuni parametri tipici della “regola dell'arte” muraria. Dalla procedura descritta si ottiene un indice numerico, variabile tra zero e dieci, distinto in base alle tre possibili direzioni dell'azione sollecitante il generico pannello murario, verticale, orizzontale fuori piano o nel piano, che correla la qualità muraria ed è associabile ai principali parametri meccanici delle murature.

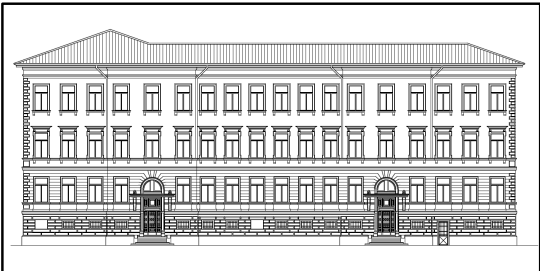
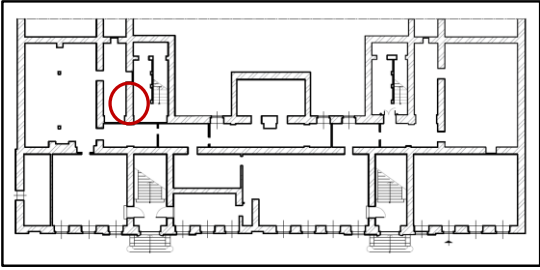
Si è deciso di applicare il metodo IQM sulla porzione di muratura sulla quale è stata eseguita la prova sperimentale, utilizzando i fogli excel messi a disposizione dal sito internet dell'Abaco delle Murature della Regione Toscana. Il progetto dell'Abaco delle Murature nasce dall'Accordo di Collaborazione Scientifica stipulato tra il Settore Sismica della Regione Toscana ed il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze; il database ed il sito online


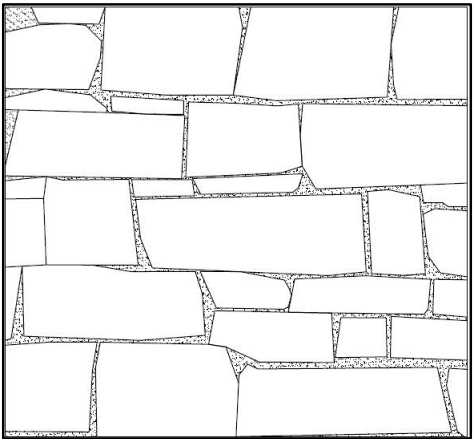

sono stati approvati con la Delibera Regionale n.1239 del 13 novembre 2017 della Regione Toscana.

Lo studio del progetto è stato inserito, inoltre, nel programma di ricerca DPC-ReLUIIS 2014-2018, la Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, che è consorzio interuniversitario nato con lo scopo di coordinare l'attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, fornendo supporti scientifici, organizzativi, tecnici e finanziari alle Università consorziate e promuovendo la loro partecipazione alle attività scientifiche e di indirizzo tecnologico nel campo dell'Ingegneria Sismica, in accordo con i programmi di ricerca nazionali ed internazionali in questo settore.

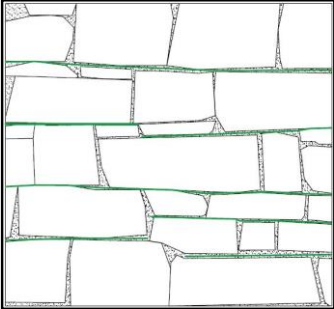
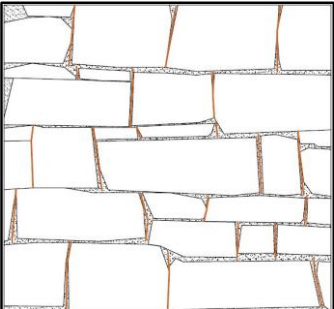
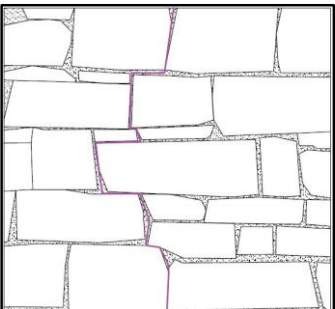



Si riportano nelle pagine seguenti i risultati ottenuti tramite l'applicazione di detto metodo IQM sul punto di indagine L0 - M1, pannello murario sul quale è stata eseguita la prova a martinetti piatti singoli e doppi, rappresentante la tessitura muraria riscontrata nei rilievi visivi effettuati ai primi piani della struttura.

PARTE PRIMA			
COLLOCAZIONE ED IDENTIFICAZIONE DELLA MURATURA			
1.1 NUMERO SCHEDA QUALITÀ MURARIA	1.13 COORDINATE	N	E
		45.644558	13.788472 m
1.2 DENOMINAZIONE PANNELLO	1.14 PIANTE E/O PROSPETTO		
L0 - M1	INDICAZIONE DELLA POSIZIONE DEL PANNELLO		
1.3a REGIONE	PROV.	Comune	
Friuli Venezia Giulia	TS	Trieste	
1.4 DATA RILIEVO			
Agosto 2020			
1.5 LABORATORIO DI PROVA			
Società Tecnoindagini			
1.6 CATEGORIA DI MURATURA			
ABACO Regione Toscana TAB. C8A.2.1 + TAB. C8A.2.2 Circ. Min.617/2009			
BB	III	3	4
1.7 N° PIANI EDIFICIO (fuori terra)			
fuori terra	4		
1.8 PIANO a CUI SI TROVA IL PANNELLO			
fuori terra	-1		
1.9 ETÀ DELLA COSTRUZIONE			
DA 1891 A 1900			
1.10 TIPO DI EDIFICIO			
Ed. NON ordinario S03 Scuola primaria			
1.11 PROVA IN SITO O LABORATORIO			
PROVA IN SITU			
1.12 TIPO DI PROVA			
MP-d			

PARTE SECONDA	
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA	
2. TESSITURA DEL PARAMENTO	
FOTOGRAFIA DEL PARAMENTO	RESTITUZIONE GRAFICA DEL PARAMENTO
	
LEGENDA 	

PARTE SECONDA		
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA		
2. TESSITURA DEL PARAMENTO		
2.1 RUOLO STRUTTURALE		
<input checked="" type="checkbox"/>	MURATURA ESTERNA	
<input type="checkbox"/>	MURATURA INTERNA	
<input type="checkbox"/>	TRAMEZZO	
<input type="checkbox"/>	TAMPONAMENTO	
<input type="checkbox"/>	PILASTRO	
<input type="checkbox"/>	ALTRO	
2.2 TIPOLOGIA		
<input checked="" type="checkbox"/>	IN PIETRA	
<input type="checkbox"/>	IN MATTONI	
<input type="checkbox"/>	IN MATTONI SEMIPIENI (<45%)	
<input type="checkbox"/>	IN MATTONI FORATI (>45%)	
<input type="checkbox"/>	IN MASSELLI	
<input type="checkbox"/>	IN BLOCCHI DI CLS SEMIPIENI (<45%)	
<input type="checkbox"/>	IN BLOCCHI DI CLS FORATI (>45% <65%)	
<input type="checkbox"/>	IN BLOCCHI DI TUFO	
<input type="checkbox"/>	MISTA	
<input type="checkbox"/>	ALTRO	
2.3 RICORSI		
<input type="checkbox"/>	PRESENTI DISTANZA	cm
<input type="checkbox"/>	PRESENTI DISTANZA VARIABILE	
<input type="checkbox"/>	PRESENTI IN ALTRO MATERIALE	
<input type="checkbox"/>	PRESENTI IN MATTONI	
<input type="checkbox"/>	PRESENTI IN CLS	
<input checked="" type="checkbox"/>	ASSENTI	
2.4 ORIZZONTAMENTI/LISTATURE		
<input type="checkbox"/>	ASSENTI	
<input checked="" type="checkbox"/>	PRESENTI ogni	20 cm
2.5 ZEPPE		
<input type="checkbox"/>	ASSENTI	
<input type="checkbox"/>	PRESENTI IN COTTO	
<input checked="" type="checkbox"/>	PRESENTI IN PIETRA	
2.6 APPARECCHIATURA/ORIZZONTALITÀ DEI FILARI		
<input type="checkbox"/>	IRREGOLARE (O.R. NR)	
<input type="checkbox"/>	A CORSI-SUBORIZZONTALI (OR. PR)	
<input checked="" type="checkbox"/>	A CORSI ORIZZONTALI (OR.R)	
2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI		
<input type="checkbox"/>	NON RISPETTATO (SG. NR)	
<input type="checkbox"/>	PARZIALMENTE RISPETTATO (SG. PR)	
<input checked="" type="checkbox"/>	RISPETTATO (SG. R)	
2.8 PRESENZA DI DIATONI		
<input type="checkbox"/>	NON RISPETTATO (PD. NR)	
<input type="checkbox"/>	PARZIALMENTE RISPETTATO (PD. PR)	
<input checked="" type="checkbox"/>	RISPETTATO (PD. R)	

PARTE SECONDA		
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA		
2. TESSITURA DEL PARAMENTO		
ORIZZONTALITÀ DEI FILARI Schema grafico 	SFALSAMENTO DEI GIUNTI Schema grafico 	INGRANAMENTO SUL PIANO ESTERNO Schema grafico 
 ORIZZONTALITÀ FILARI: RISPETTATO	 SFALSAMENTO GIUNTI: RISPETTATO	 145 cm
VALORE DI LMT: 145 cm INGRANAMENTO: MEDIO VULNERABILITÀ: LV3 - VUL. MEDIA		

PARTE SECONDA		
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA		
3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEL PARAMENTO		
3.1 ELEMENTI		
3.1.1 TIPO DI ELEMENTO		
<input checked="" type="checkbox"/>	ARENARIA	
<input type="checkbox"/>	CALCAREA	
<input type="checkbox"/>	TRAVERTINO	
<input type="checkbox"/>	TUFO	
<input type="checkbox"/>	MATTONI COTTI	
<input type="checkbox"/>	MATTONI CRUDI	
<input type="checkbox"/>	CLS	
<input type="checkbox"/>	MASSELLI	
<input type="checkbox"/>	ALTRO	
3.1.2 PROVENIENZA		
<input checked="" type="checkbox"/>	SCAVO LOCALE	
<input type="checkbox"/>	GRETO DEL FIUME	
<input type="checkbox"/>	CAVA	
<input type="checkbox"/>	PRODOTTO ARTIFICIALE	
<input type="checkbox"/>	ALTRO	
3.1.3 LAVORAZIONE		
<input type="checkbox"/>	ASSENTE	
<input checked="" type="checkbox"/>	APPENA SBOZZATA	
<input type="checkbox"/>	BLOCCO NATURALE SQUADRATO	
<input type="checkbox"/>	BLOCCO ARTIFICIALE SQUADRATO	
3.1.4 STATO DI CONSERVAZIONE		
<input checked="" type="checkbox"/>	BUONO	
<input type="checkbox"/>	DISCRETO	
<input type="checkbox"/>	MEDIOCRE-CATTIVO	
<input type="checkbox"/>	PESSIMO	
3.1.5a FORMA DEGLI EL.		
<input type="checkbox"/>	CIOTTOLI	
<input type="checkbox"/>	BLOCCHI ERRATICI	
<input type="checkbox"/>	LASTRE	
<input type="checkbox"/>	BOZZE	
<input checked="" type="checkbox"/>	BLOCCHI ARTIFICIALI	
<input type="checkbox"/>	CONCI	
<input type="checkbox"/>	BLOCCHI SQUADRATI	
3.1.5b FORMA/REGOLARITÀ DEGLI EL.		
<input type="checkbox"/>	NON RISPETTATO (F.EL. NR)	
<input checked="" type="checkbox"/>	PARZIALMENTE RISPETTATO (F.EL. PR)	
<input type="checkbox"/>	RISPETTATO (R.EL. R)	
PUNTEGGIO		
VERTICALE	ORTOGONALE	COMPLANARE
1.5	1	1
3.1.6a DIMENSIONE EL.		
<input type="checkbox"/>	PICCOLA <20 cm	
<input checked="" type="checkbox"/>	MEDIA 20-40 cm	
<input type="checkbox"/>	GRANDE >40 cm	
3.1.6b DIMENSIONE DEGLI EL.		
<input type="checkbox"/>	NON RISPETTATO (D.EL. NR)	
<input checked="" type="checkbox"/>	PARZIAL. RISPETTATO (D.EL. R)	
<input type="checkbox"/>	RISPETTATO (D.EL. R)	
PUNTEGGIO		
VERTICALE	ORTOGONALE	COMPLANARE
0.5	0.5	0.5
3.1.7 QUALITÀ/RESISTENZA DEGLI EL.		
<input type="checkbox"/>	NON RISPETTATA	
<input type="checkbox"/>	PARZIALMENTE RISPETTATA	
<input checked="" type="checkbox"/>	RISPETTATA	
PUNTEGGIO		
VERTICALE	ORTOGONALE	COMPLANARE
1	1	1

PARTE SECONDA												
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA												
3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEL PARAMENTO												
3.2 MALTA												
3.2.1 FUNZIONE		3.2.6 FORMA AGGREGATO										
<input type="checkbox"/> ALLETTAMENTO	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> ARROTONDATA	<input type="checkbox"/> SPIGOLOSA									
<input type="checkbox"/> STILATURA	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>									
<input checked="" type="checkbox"/> RIEMPIIMENTO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>									
3.2.2 CONSISTENZA		3.2.7a REGOLARITÀ GIUNTI DI MALTA	3.2.7b DIMENSIONE GIUNTI DI MALTA									
<input checked="" type="checkbox"/> INCOERENTE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> NON REGOLARI	<input type="checkbox"/> SOTTILI									
<input type="checkbox"/> FRIABILE	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> PARZIALMENTE REGOLARI	<input checked="" type="checkbox"/> MEDIO/SPESSI O SPESSI									
<input type="checkbox"/> COMPATTA	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> REGOLARI	<input type="checkbox"/>									
<input type="checkbox"/> TENACE	<input type="checkbox"/>											
<input type="checkbox"/> ALTRO	<input type="checkbox"/>											
3.2.3 COLORE MALTA		3.2.7 QUALITÀ DELLA MALTA										
GRIGIO - OCRA		<input checked="" type="checkbox"/> NON RISPETTATO	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">PUNTEGGIO</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">VERTICALE</th> <th style="text-align: center;">ORTOGONALE</th> <th style="text-align: center;">COMPLANARE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">0</td> </tr> </tbody> </table>	PUNTEGGIO			VERTICALE	ORTOGONALE	COMPLANARE	0	0	0
PUNTEGGIO												
VERTICALE	ORTOGONALE	COMPLANARE										
0	0	0										
3.2.4 COLORE AGGREGATO		<input type="checkbox"/> PARZIALMENTE RISPETTATO										
GRIGIO - OCRA		<input type="checkbox"/> RISPETTATO										
3.2.5 TIPO DI AGGREGATO												
<input checked="" type="checkbox"/> SABBIA	<input type="checkbox"/>											
<input type="checkbox"/> GHIAIA	<input type="checkbox"/>											
<input type="checkbox"/> GHIAIETTO	<input type="checkbox"/>											

PARTE TERZA	
CONCLUSIONI	

COEFFICIENTE CORRETTIVO m PER MALTA DI PESSIMA QUALITÀ (per tutti i tipi di muratura)			COEFFICIENTE CORRETTIVO g PER GIUNTI AMPI (solo per murature di mattoni pieni o in blocchi)		
m	0.7	in caso di malta "pessima" ($f_m < 0.7 \text{ N/mm}^2$)	g	0.7	in caso di giunti di malta ampi (spessore >13mm)
m	1	in tutti gli altri casi	g	1	in tutti gli altri casi

f_m	0.5 N/mm ²	m	0.7	Spessore giunti	10 mm	g	1
-------	-----------------------	---	-----	-----------------	-------	---	---

COEFFICIENTE CORRETTIVO IN FUNZIONE PARAMETRO MA (Qualità della malta/Efficace contatto fra elementi/Zeppe)			
Parametro MA	r_v	r_{fb}	r_{np}
NR	0.2	1	0.1
PR	0.6	1	0.85
R	1	1	1

	$r_v = 1$	$r_{fb} = 1$	$r_{np} = 1$
PARAMETRO	AZIONI VERTICALI		AZIONI ORTOGONALI
INDICE DI QUALITÀ	4.20		5.25
CATEGORIA	B		B

CARATTERISTICHE MECCANICHE CONCLUSIONI			
PARAMETRO	MINIMO	MASSIMO	MEDIO
f_c [N/cm ²]	236.1	379.8	308.3
τ_o [N/cm ²]	5.1	8.5	6.8
E_m [N/mm ²]	1157	1646	1401
f_{vo} [N/cm ²]	11.9	22.7	17.3
G_m [N/mm ²]	398	563	481

Il metodo proposto, come già detto in precedenza, conduce ad un indice numerico di qualità muraria IQM distinto in base alle tre possibili direzioni dell'azione sollecitante il generico pannello murario; si sono ottenuti, quindi, tre indici di qualità muraria del pannello oggetto di verifica: IQM_v per azioni verticali, IQM_{FP} per azioni orizzontali fuori piano ed IQM_{NP} per azioni orizzontali nel piano.

Attraverso tali valori, secondo la metodologia utilizzata, si ha la possibilità di classificare la muratura in esame in una "categoria", A B o C, che consente di passare da una descrizione ed un indice basati sulle caratteristiche intrinseche della muratura ad un'indicazione del più probabile comportamento meccanico della muratura; ad una categoria A corrisponde un buon comportamento strutturale del pannello murario, nel caso di categoria B ci si attende un comportamento di media qualità, mentre con C si pensa ad una risposta alle sollecitazioni di tipo insoddisfacente.

Secondo il metodo IQM nel caso in esame, in riferimento alla direzione dell'azione sollecitante si ottengono i seguenti risultati: categoria B per le azioni verticali, che indica possibilità di lesioni ma una scarsa probabilità di collasso, categoria B per le azioni orizzontali fuori piano, quindi una muratura non in grado di mantenere un comportamento monolitico e sulla quale è probabile avere lesioni o spancamenti in caso di sisma, con difficili episodi di collasso se risulta ben collegata agli orizzontamenti ed ai muri di spina, ma le verifiche per meccanismi di collasso possono essere svolte, in favore di sicurezza, ipotizzando che la muratura sia formata da due paramenti distinti e non efficacemente connessi; ed infine sempre una categoria B per le azioni orizzontali nel piano, che corrisponde ad una buona probabilità di lesione in caso di sisma, specialmente nel caso di pareti sottili o insufficienti rispetto all'area coperta dall'edificio, tuttavia con lesioni di entità limitata.

Considerando tutte le possibili combinazioni di tipologia muraria indicate nella Tabella C 8.5.I della Circolare applicativa delle NTC 2018, in totale 74, la metodologia detta ha determinato una correlazione fra gli indici IQM ed i parametri meccanici delle murature. Per ciascuna di esse, poiché proposti i valori di massimo e di minimo, e quindi anche medio, delle caratteristiche meccaniche, quali f , τ_0 , f_{v0} , G ed E , sono stati messi in relazione con i diversi IQM, considerando le seguenti correlazioni: IQM_V con f ed E , e IQM_{NP} con τ_0 , f_{v0} e G .

Analizzando il pannello murario secondo questa metodologia si sono determinate delle caratteristiche meccaniche della muratura piuttosto affini a quelli indicati dalla normativa vigente per la muratura a pietra a spacco con buona tessitura. I risultati ottenuti sperimentalmente della prova a martinetti doppi, invece, hanno fornito valori più alti nel modulo di Young e più bassi per quanto riguarda la resistenza a compressione, rispetto a quelli determinati con il metodo dell'IQM o proposti da normativa.

Muratura in mattoni pieni

Il piano secondo dell'edificio, a seguito di una sopraelevazione successiva rispetto all'epoca di costruzione, è caratterizzato da una muratura in mattoni pieni.

Al fine di definire alcune proprietà meccaniche della muratura in oggetto, sono state eseguite dalla Ditta INSITU S.r.l. sia una prova a taglio semplice, Shove Test, in una porzione di parete muraria del piano secondo, sia delle prove penetrometriche su malta per definirne le caratteristiche.



Figura 12 - - Prova a taglio - Ditta INSITU S.r.l.



Figura 13 - Prova a taglio - Ditta INSITU S.r.l.

Le indagini effettuate, secondo quanto riportato al punto C 8.5.4 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, hanno consentito di arrivare ad un livello di conoscenza della struttura pari a LC 2, permettendo così di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a 1.20 nella definizione dei parametri meccanici della muratura in mattoni pieni. Come già detto per la tipologia muraria precedente, per le costruzioni esistenti, la Circolare indica dei valori di riferimento dei parametri meccanici, quali resistenza media a compressione e a taglio, moduli di elasticità normale e tangenziale, e del peso specifico medio per diverse tipologie murarie.

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

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici per diverse tipologie di muratura

Dati i valori sperimentali ottenuti nelle indagini, facendo riferimento alla tipologia caratterizzata da mattoni pieni e malta di calce, seguendo le indicazioni riportate in Circolare, si è applicato un fattore di riduzione del 0.7 per le resistenze, e del 0.8 per i moduli elastici, date le scarse caratteristiche della malta ottenute dalle prove penetrometriche.

Solai

Le indagini sui solai effettuate dalla Ditta INSITU S.r.l. sono state condotte mediante operazioni di micro-scasso ed indagini videoendoscopiche, le quali hanno permesso di identificare la tipologia, geometria ed orditura caratterizzanti gli orizzontamenti.

Durante le indagini sono stati rilevati per la maggior parte solai lignei, con pavimentazione in parquet in corrispondenza delle aule ed in pietra nei corridoi; in corrispondenza dei servizi igienici sono state rilevate travi in acciaio e voltine in laterizio con finitura in piastrelle, mentre le rampe delle scale presentano solai composti da putrelle in acciaio e lastre in pietra. Infine, per quanto riguarda i solai di sottotetto e di copertura sono stati utilizzati i risultati delle indagini forniti dalla Committenza, in particolare il solaio di sottotetto sempre con struttura portante lignea, presenta in alcune zone una soletta in cls ed in altre tavole e sabbia di allettamento.

In virtù dei dati rilevati durante le indagini effettuate in situ, si riporta a seguire, procedendo piano per piano, una schematizzazione dei vari tipi di solai con i relativi carichi che verranno utilizzati successivamente nella modellazione dell'edificio. Le caratteristiche degli orizzontamenti non indagati direttamente sono state dedotte unendo i dati rilevati nei punti di indagine adiacenti.

A favore di sicurezza, data la non certezza dell'omogeneità dei materiali nel caso di costruzioni esistenti, per il peso di unità di volume del legno si è fatto riferimento al valore massimo indicato dalla normativa vigente NTC 2018 al paragrafo 3.1.2. *“Pesi propri dei materiali strutturali”*.

Solaio Piano Seminterrato - I 04 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	18.00	cm	8.00 kN/m ³	0.42 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.66 kN/m ²
Intonaco + cannicciato				2.50	cm	- kN/m ³	0.35 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.61 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Seminterrato - I 05 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.51 kN/m ²
Tavolato				2.50	cm	8.00 kN/m ³	0.20 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.71 kN/m ²
Intonaco + cannicciato				2.50	cm	- kN/m ³	0.35 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.61 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Seminterrato - I 06 – Interasse 55cm								
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico		Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.51 kN/m ²	
Carico Permanente Strutturale							0.51 kN/m ²	
Intonaco				2.50	cm	- kN/m ³	0.30 kN/m ²	
Listelli + cannicciato				3.00	cm	8.00 kN/m ²	0.24 kN/m ²	
Lamiera + sottofondo				2.00	cm	- kN/m ²	1.00 kN/m ²	
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²	
Carico Permanente Non Strutturale							1.70 kN/m ²	
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²	
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²	

Solaio Piano Seminterrato - I 09 – Interasse 55cm								
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico		Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	23.00	cm	8.00 kN/m ³		0.60 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale								0.60 kN/m ²
Intonaco				2.50	cm	- kN/m ³		0.30 kN/m ²
Listelli				2.00	cm	8.00 kN/m ²		0.16 kN/m ²
Lamiera + sottofondo				2.00	cm	- kN/m ²		1.00 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	22.00 kN/m ³		0.44 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale								1.90 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²	
Carico Accidentale								3.00 kN/m ²

Solaio Piano Seminterrato - Voltine in mattoni e putrelle - Corridoio					
Stratigrafia		Sezione / Spessore		Peso Specifico	Peso Totale
Mattoni pieni		5.50	cm	18.00 kN/m ³	0.99 kN/m ²
Putrelle in acciaio		INP 240.00		36.20 kN/m ³	0.29 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale					1.28 kN/m ²
Intonaco + cannicciato		2.50	cm	- kN/m ³	0.35 kN/m ²
Sottofondo		4.00	cm	25.00 kN/m ²	1.00 kN/m ²
Pavimentazione in pietra		8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale					3.11 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento			3.00 kN/m ²
Carico Accidentale					3.00 kN/m ²

Solaio Piano Seminterrato - Voltine in mattoni e putrelle - Servizi igienici					
Stratigrafia		Sezione / Spessore		Peso Specifico	Peso Totale
Mattoni pieni		5.50	cm	18.00 kN/m ³	0.99 kN/m ²
Putrelle in acciaio		INP 240.00		36.20 kN/m ³	0.29 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale					1.28 kN/m ²
Intonaco + cannicciato		2.50	cm	- kN/m ³	0.35 kN/m ²
Sottofondo		4.00	cm	25.00 kN/m ²	1.00 kN/m ²
Finitura in piastrelle		3.00	cm	20.00 kN/m ³	0.60 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale					1.95 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento			3.00 kN/m ²
Carico Accidentale					3.00 kN/m ²

Solaio Piano Terra - T 01 – Interasse 50cm						
Stratigrafia		Sezione / Spessore		Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		22.00	x 25.00	cm	8.00 kN/m ³	0.88 kN/m ²
Tavolato			3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale						1.12 kN/m ²
Controsoffitto			-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Lamiera + sottofondo			2.00	cm	- kN/m ²	1.00 kN/m ²
Parquet			2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale						1.26 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento				3.00 kN/m ²
Carico Accidentale						3.00 kN/m ²

Solaio Piano Terra - T 02 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		22.00	x	25.00	cm	8.00 kN/m ³	0.80 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							1.04 kN/m ²
Controsoffitto				4.00	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.00	cm	8.00 kN/m ²	0.16 kN/m ²
Guaina + sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.52 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Terra - T 03 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	18.00	cm	8.00 kN/m ³	0.42 kN/m ²
Tavolato				2.50	cm	8.00 kN/m ³	0.20 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.62 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.36 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Terra - T 04 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.58 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.82 kN/m ²
Controsoffitto				4.00	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				2.00	cm	- kN/m ²	0.25 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.00	cm	8.00 kN/m ²	0.16 kN/m ²
Lamiera + sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.17 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Primo - 1 01 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.58 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.82 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete				2.00	cm	20.00 kN/m ²	0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato				3.50	cm	8.00 kN/m ²	0.28 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.44 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Primo - 1 02 – Interasse 60cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.62 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.86 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete				2.00	cm	20.00 kN/m ²	0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.50	cm	8.00 kN/m ²	0.20 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.36 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Primo - 1 03 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	25.00	cm	8.00 kN/m ³	0.65 kN/m ²
Tavolato				3.50	cm	8.00 kN/m ³	0.28 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.93 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete				2.00	cm	20.00 kN/m ²	0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.50	cm	8.00 kN/m ²	0.20 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.36 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Primo - 1 04 – Interasse 60cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.62 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.86 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				2.50	cm	- kN/m ²	0.30 kN/m ²
Listelli + cannicciato				3.00	cm	8.00 kN/m ²	0.24 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.30 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Piano Primo - 1 05 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.68 kN/m ²
Tavolato				4.00	cm	8.00 kN/m ³	0.32 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							1.00 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				3.00	cm	- kN/m ²	0.35 kN/m ²
Listelli				3.00	cm	8.00 kN/m ²	0.24 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.95 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Solaio Vano Scale - Gradini in pietra e putrelle							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Gradini in pietra		35.00	x	15.00	cm	20.00 kN/m ³	3.00 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							3.00 kN/m ²
Intonaco di soffitto		2.00			cm	15.00 kN/m ³	0.30 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							0.30 kN/m ²
Categoria C		Ambienti suscettibili di affollamento - Scale comuni, balconi e ballatoi					4.00 kN/m ²
Carico Accidentale							4.00 kN/m ²

Rilievo delle fessurazioni

All'interno dell'edificio, come si può vedere dalle immagini, si è notata lo sviluppo di alcune lesioni in corrispondenza degli archi del corridoio.

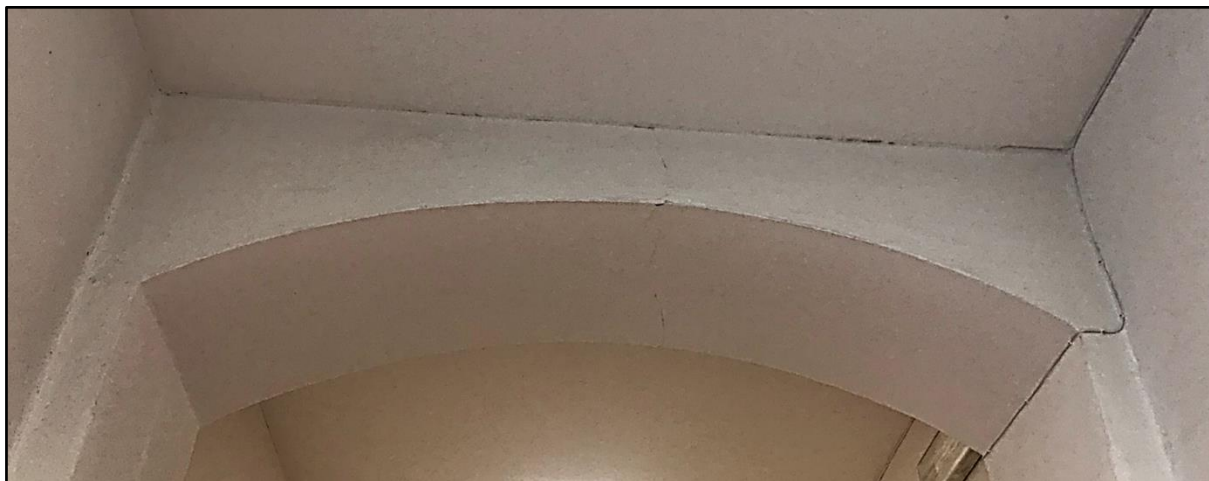


Figura 14 Archi in muratura presenti nel corridoio

5 Aspetti geotecnici e geosismici

5.1 Caratterizzazione geotecnica

Si ricorda che ai sensi della normativa vigente, NTC 2018, al paragrafo 8.4, viene indicata la possibilità, nel caso di edifici esistenti, di omettere l'investigazione delle fondazioni in assenza di problemi specifici di cedimenti, stabilità dei pendii o pericolo di liquefazione. In questo caso, quindi, in virtù dell'assenza di evidenti fenomeni di cedimento fondazionale non sono state effettuate verifiche geotecniche a livello fondazionale.

La relazione geologica è stata redatta dal dott. Geol. Roberto Chiappini in data gennaio 2021 e determina la seguente stratigrafia del sottosuolo:

- R +C1→ Materiali eluvio colluviali e cappellaccio di alterazione della formazione marnoso arenacea
- C2 → Flysch litoide parzialmente
- C3→ Flysch litoide sano.

Si rimanda alla relazione geologica per ulteriori dettagli.

5.2 Caratterizzazione geosismica con metodo semplificato

La relazione tecnica a seguito della campagna di indagini sismiche con onde di superficie MASW e microtremori HVRS e ESAC stilata da Esplora S.r.l. classifica, ai sensi di NTC 2018, il sito appartenente alla categoria di suolo di fondazione **B**, mentre si può definire la categoria in base alle caratteristiche topografiche corrisponde a **T1**.

Si riportano di seguito le tabelle estratte dalla normativa di riferimento.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 15 - Tabella 3.2.II - - Categorie di suolo - Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 gennaio 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 16 - **Tabella 3.2.III** - Categorie topografiche - Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 gennaio 2018

Per quanto riguarda il campo di frequenze di interesse ingegneristico, ossia comprese nell'intervallo 1-15 Hz, nel sito indagato è stata osservata una frequenza fondamentale di risonanza f_0 compreso tra circa 6.2Hz e 6.8Hz.

La caratterizzazione geotecnica come prevista da Normativa vedremo che porterà a degli spettri di progetto inferiori in termini di pseudoaccelerazione spettrale alle varie frequenze, rispetto a quella derivante dagli studi NDSHA (vedasi Capitolo 9).

Le analisi suddette sono state condotte da il dott. Franco Vaccari, post-doc fellow presso il Dip. di Matematica e Geoscienze dell'Università di Trieste, Cultore della Materia in Sismologia e XeRiS Project Manager presso eXact lab, azienda nata come spin-off di IOM-CNR. La piattaforma XeRiS è una web app dedicata alla modellazione della pericolosità sismica mediante applicazione della metodologia neo-deterministica basata sul calcolo di accelerogrammi sintetici.

6 Modellazione dell'edificio

La verifica è stata condotta mediante il software PCM 2020 di Aedes, specifico per edifici in muratura, che adotta il metodo del telaio equivalente per l'analisi sismica di edifici. In sostanza i maschi murari, le strisce ed i sottofinestra vengono modellati attraverso elementi trave che vanno a comporre dei telai sismo resistenti.

La struttura, come già riportato nella descrizione dell'edificio, è caratterizzata da muratura portante differente nei diversi piani; ai primi tre livelli, compreso il seminterrato, è presente una muratura in pietra a spacco con buona tessitura, al secondo piano si hanno mattoni pieni, mentre a livello del sottotetto la muratura è mista in pietra con riscorsi in mattoni. I solai, principalmente lignei ad esclusione delle zone in corrispondenza dei servizi igienici dove è caratterizzato da putrelle in acciaio e voltine in mattoni, sono stati considerati nella modellazione come deformabili.

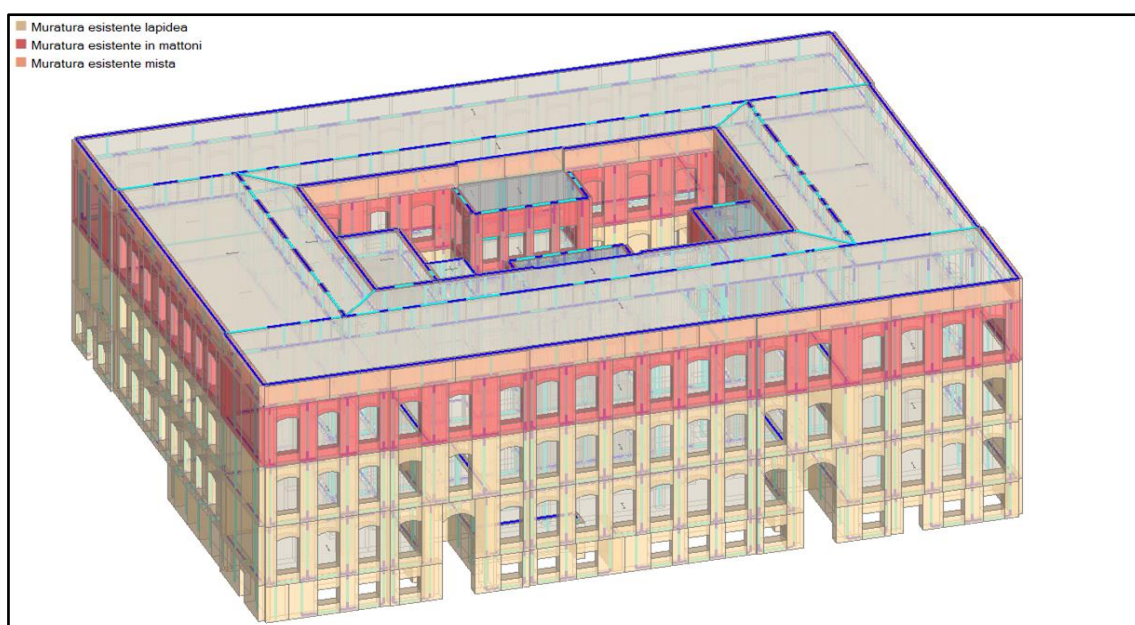


Figura 17 - Modello architettonico 3D dell'edificio eseguito con il Software PCM 2020 – Facciata principale

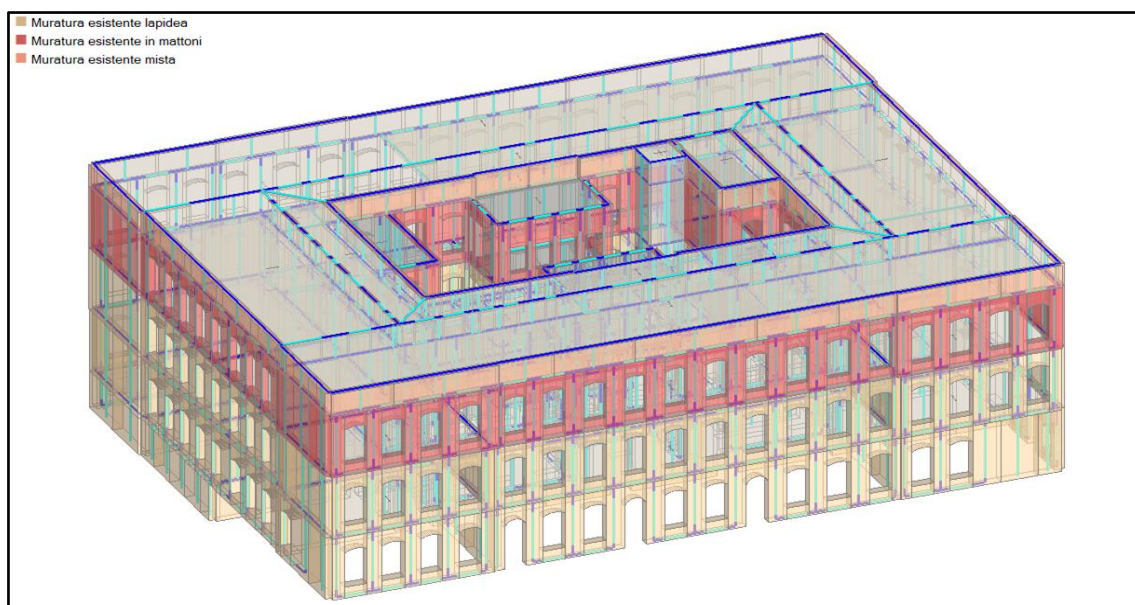


Figura 18 - Modello architettonico 3D dell'edificio eseguito con il Software PCM 2020 – Facciata postica

6.1 Dettagli di modellazione

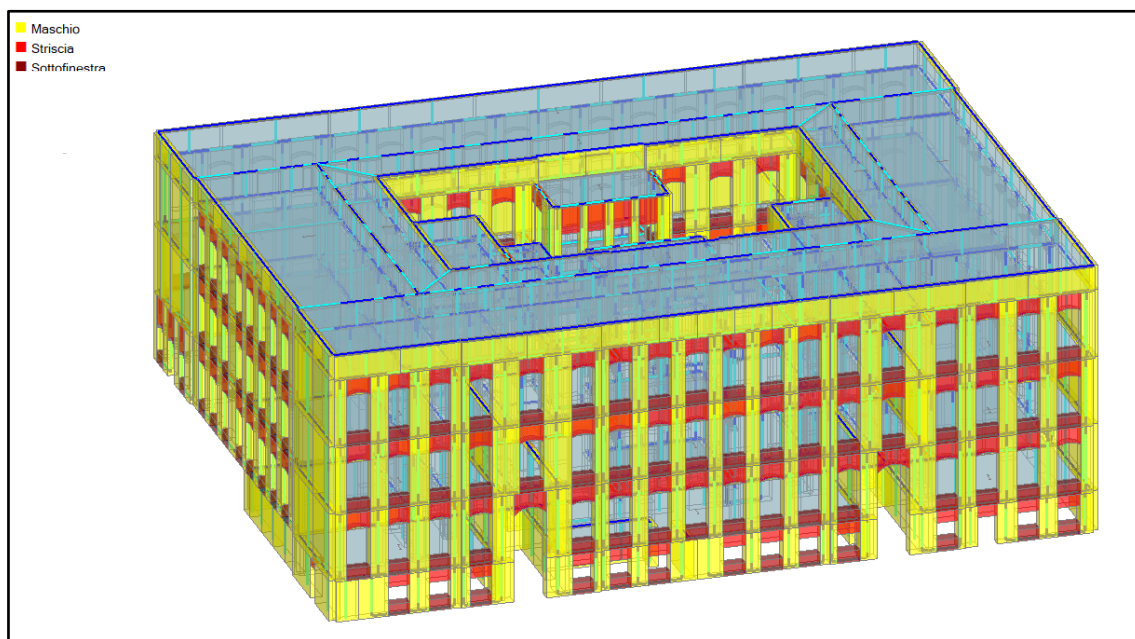


Figura 19 - Modello strutturale dell'edificio tramite il Software PCM 2020 - Facciata principale

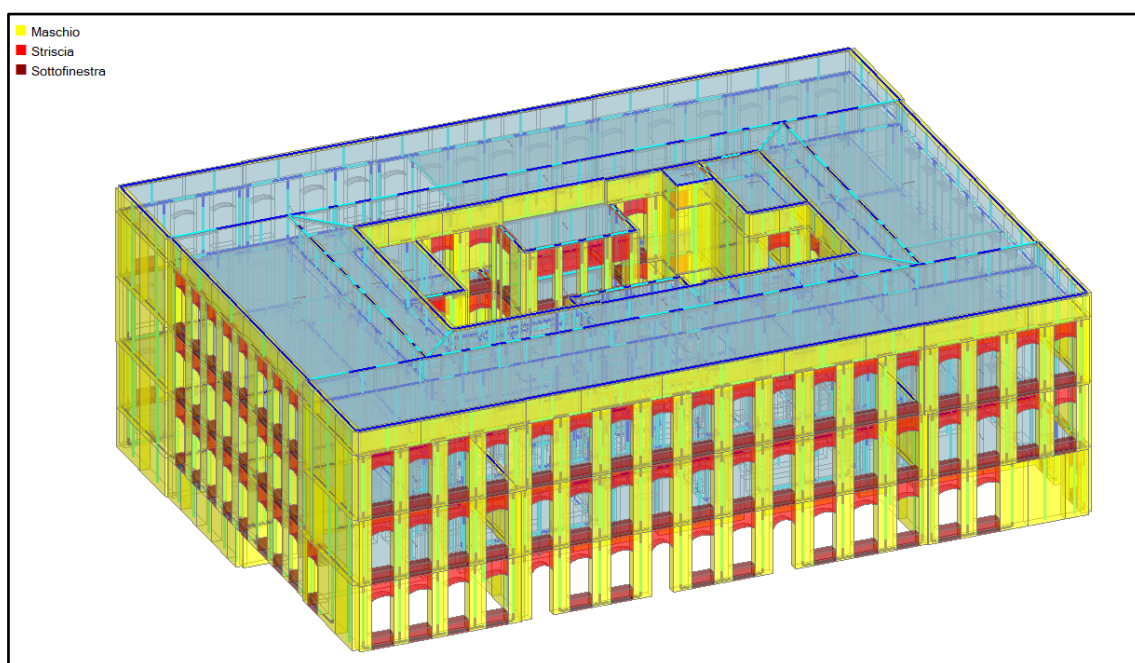


Figura 20 - Modello strutturale dell'edificio tramite il Software PCM 2020 - Facciata postica

Fondazioni

Data la possibilità, indicata dalla normativa vigente NTC 2018 al paragrafo 8.4, di poter omettere, nel caso di edifici esistenti, l'investigazione delle fondazioni in assenza di problemi specifici di cedimenti, stabilità dei pendii o pericolo di liquefazione, durante la campagna di indagini non sono state effettuate verifiche geotecniche a livello fondazionale. Non avendo dati riguardanti la geometria fondazionale, la modellazione è stata eseguita con vincolo di incastro sui nodi alla base.

Caratterizzazione dei materiali

Data la non perfetta comparabilità delle caratteristiche della **muratura in pietra**, presente ai i primi piani dell'edificio ed all'ultimo livello, ottenute dalle prove rispetto ai parametri meccanici dati dalla Circolare esplicativa della normativa vigente e a quelli ricavati con il metodo IQM, si è deciso di dare maggiore considerazione ai dati ottenuti sperimentalmente.

La resistenza media a compressione f_m considerata nella modellazione è il valore ottenuto secondo le modalità di calcolo indicate dalla Circolare, avendo raggiunto un livello di conoscenza pari a **LC3**, mentre per il valore del modulo di Young E si è tenuto conto del dato ottenuto sperimentalmente, indirettamente confermato anche dalle vibrometrie eseguite sull'edificio, si rimanda al paragrafo successivo per una spiegazione dettagliata.

Per le parti di struttura in muratura di **mattoni pieni** il livello di conoscenza pari a **LC2** ha portato a considerare i valori medi indicati dalla Circolare esplicativa della normativa vigente, applicando i fattori di riduzione, indicati sempre dalla Circolare, per le scarse caratteristiche della malta ottenute nelle prove penetrometriche.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle caratteristiche meccaniche della muratura portante in pietra e di quella in mattoni pieni, estratte dal programma di calcolo PCM 2020.

Generale	
Nome	Muratura esistente lapidea
Riferimento	NTC 2018, Tab. C8.5.1
Tipologia	Pietre a spacco
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.00
Moduli elastici	
Valori	Personalizzati
E	2089
G	580
Resistenze	
Valori	Personalizzati
f_m	2.570
f_{tm}	0.257
f_{hm}	1.600
τ_0	0.065
f_{vm0}	
Altre proprietà meccaniche	
w	21.00

Generale	
Nome	Muratura esistente in mattoni
Riferimento	NTC 2018, Tab. C8.5.1
Tipologia	Mattoni pieni e malta di calce
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.20
Moduli elastici	
Valori	Personalizzati
E	1200
G	400
Resistenze	
Valori	Personalizzati
f_m	2.415
f_{tm}	0.242
f_{hm}	1.208
τ_0	0.060
f_{vm0}	0.140
Altre proprietà meccaniche	
w	18.00

Figura 21 - Parametri meccanici della muratura esistente lapidea e della muratura in mattoni pieni – Software PCM 2020

Pareti murarie

Ai fini di ottenere una modellazione il più possibile affine alla realtà, in corrispondenza della muratura di spina si è tenuto conto della presenza dei camini diminuendo lo spessore delle pareti murarie di rispettivamente 2/3, 1/3 ed 1/6 per il piano di sottotetto, secondo e primo.

Nel modello strutturale, inoltre, si è considerata la presenza degli ammorsamenti tra le pareti murarie, condizione indagata durante le prove in situ effettuate, data l'importanza di tale caratteristica nello studio dei cinatismi; infatti, l'esistenza di collegamento tra le murature ortogonali permette di considerare il coinvolgimento di un cuneo con funzione stabilizzante nei confronti del possibile crollo a partire dal caso semplice di ribaltamento di una parete muraria perimetrale.

Carichi Solai

I valori dei carichi di solaio inseriti corrispondono a quelli indicati al *Capitolo 4* della relazione relativi ad ogni tipologia; nel caso della presenza di tramezzi, inoltre, si è previsto un carico permanente non strutturale aggiuntivo pari a 1.30 kN/m^2 , quantificati considerando la geometria degli elementi ed il peso specifico del materiale.

6.2 Modellazione numerica complessiva e Dinamica della struttura

Sull'edificio sono state eseguite delle misure vibrometriche, descritte successivamente per esteso nel relativo capitolo, che hanno permesso di tarare il modello data la possibilità di mettere a confronto il comportamento dinamico sperimentale, ossia i periodi propri della struttura misurati, e quello ottenuto dal modello numerico.

Come già anticipato al paragrafo precedente, per la caratterizzazione del parametro modulo di Young della muratura portante in pietra, data la non perfetta comparabilità dei valori ottenuti nella prova sperimentale e quelli dati dalla Circolare esplicativa della normativa vigente ed il metodo IQM, sono stati considerati i risultati delle misure vibrometriche eseguite sulla struttura.

Considerando, infatti, il modulo di Young pari a 2089 N/mm^2 , valore ottenuto nella prova a martinetti singoli e doppi, i periodi propri della struttura si avvicinano a quelli ottenuti dalle misure vibrometriche eseguite sulla struttura.

L'analisi modale eseguita considerando le fasce di piano "forti", ossia incastrate sui maschi murari, ha condotto ai seguenti valori dei modi di vibrare:

- Modo principale in direzione $x \rightarrow T = 0.319 \text{ sec}$
- Modo principale in direzione $y \rightarrow T = 0.295 \text{ sec}$

Si può evincere dalle immagini sottostanti, che il modo di vibrare della struttura **non evidenzia un comportamento dinamico scatolare**, sia a causa della geometria che dalla distribuzione delle masse.



*Figura 22 - Modo principale in direzione X massa coinvolta 29.6 %
- $T = 0.319 \text{ sec}$*



*Figura 23 - Modo principale in direzione y massa coinvolta 35.5 %
- $T = 0.295 \text{ sec}$*

Il confronto con le misure vibrometriche risulta molto buono, si veda la figura successiva che lo riassume.

- Tx da misure vibrometriche = 0.25 sec
- Tx da analisi modale del modello strutturale di calcolo = 0.32 sec
- Ty da misure vibrometriche = 0.22 sec
- Ty da analisi modale del modello strutturale di calcolo = 0.29 sec

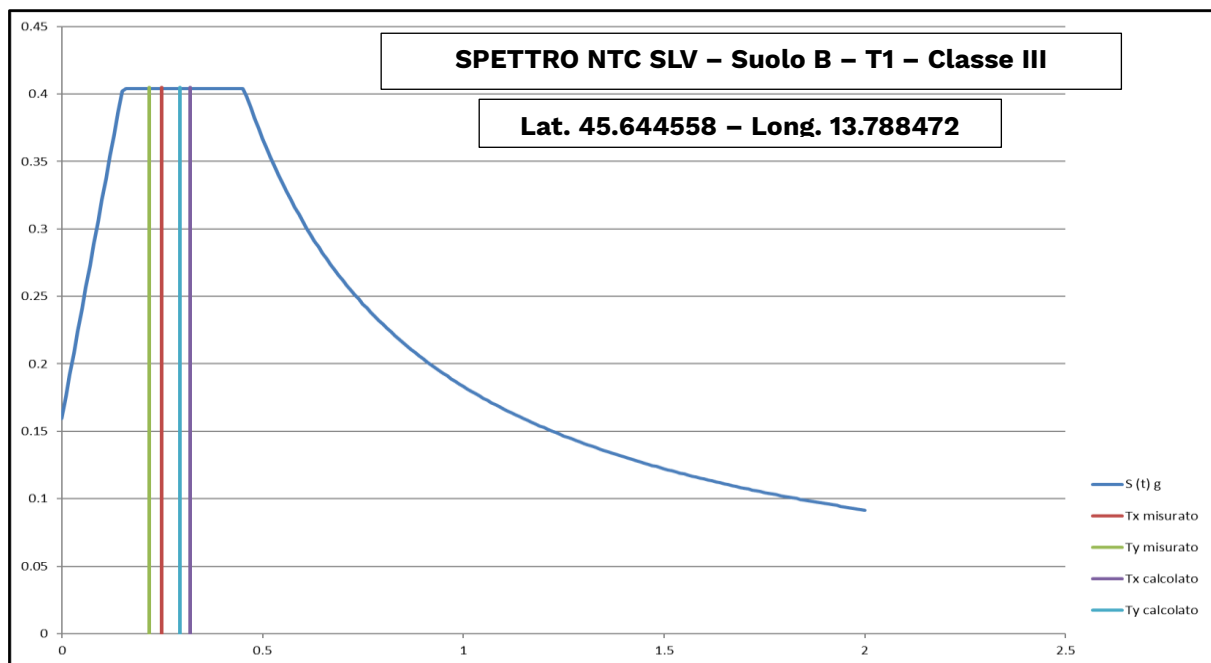


Figura 24 - Confronto tra misure vibrometriche ed i risultati dell'analisi modale

Quanto sopra permette di accettare la modellazione numerica effettuata come coerente in termini di masse e rigidezze con la struttura reale.

Per tener conto della sostanziale assenza di comportamento scatolare della struttura muraria e dell'assenza di impalcati rigidi, si ritiene maggiormente efficiente un approccio per sottotelai, come previsto da NTC 2018 al 8.7.1, analizzando i sottosistemi di pareti complanari. Si calcoleranno quindi le curve di capacità di tutti i sottotelai come descritti al *Capitolo 8*, per poi aggregarne i risultati allo scopo di ottenere gli indicatori di rischio che tengono conto di tutte le analisi condotte.

7. Analisi statica

7.1 Struttura muraria

Ai sensi del paragrafo 8.5.5 di NTC 2018, il quale indica che per i carichi permanenti, a seguito di un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali, consente di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_g valori esplicitamente motivati, sulla struttura muraria sono state eseguite le verifiche in condizioni statiche in combinazione Slu creata con γ_g ridotti. In questa condizione di carico le aste risultano quasi tutte verificate, si veda l'immagine successiva che ne riassume le verifiche.

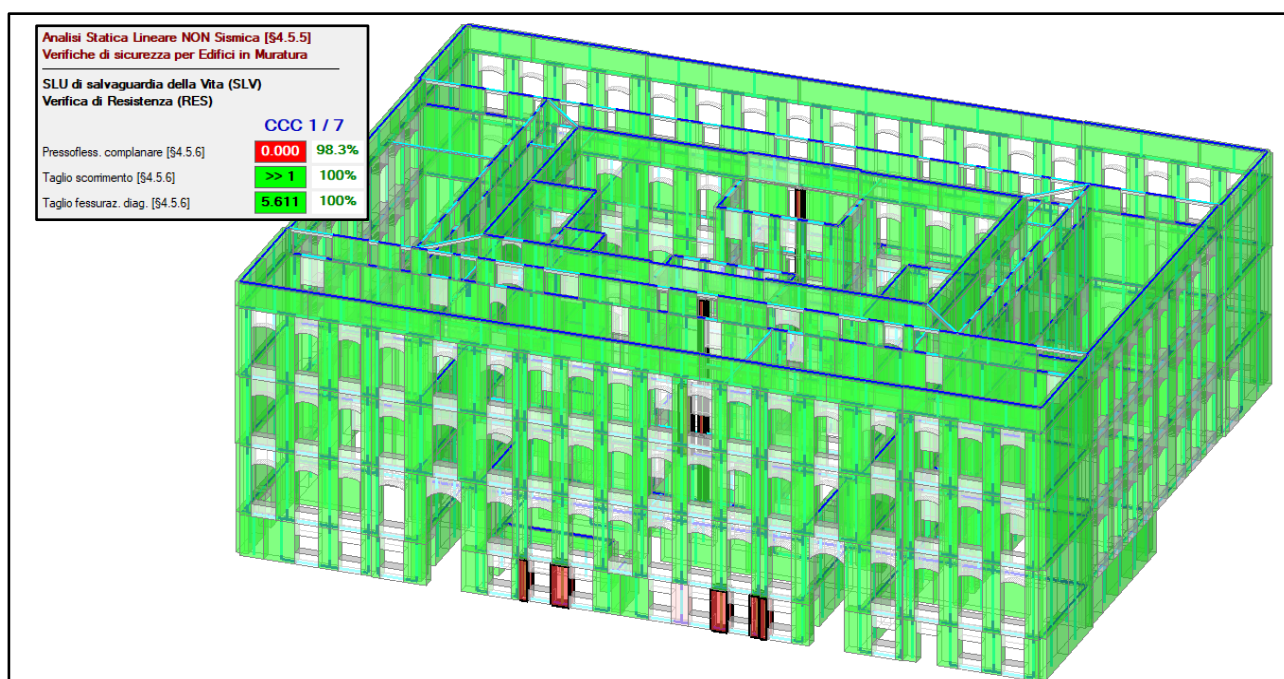


Figura 25 - Verifiche in combinazione 9 con $\gamma_g = 1.1$ ai sensi 8.5.5 di NTC2018

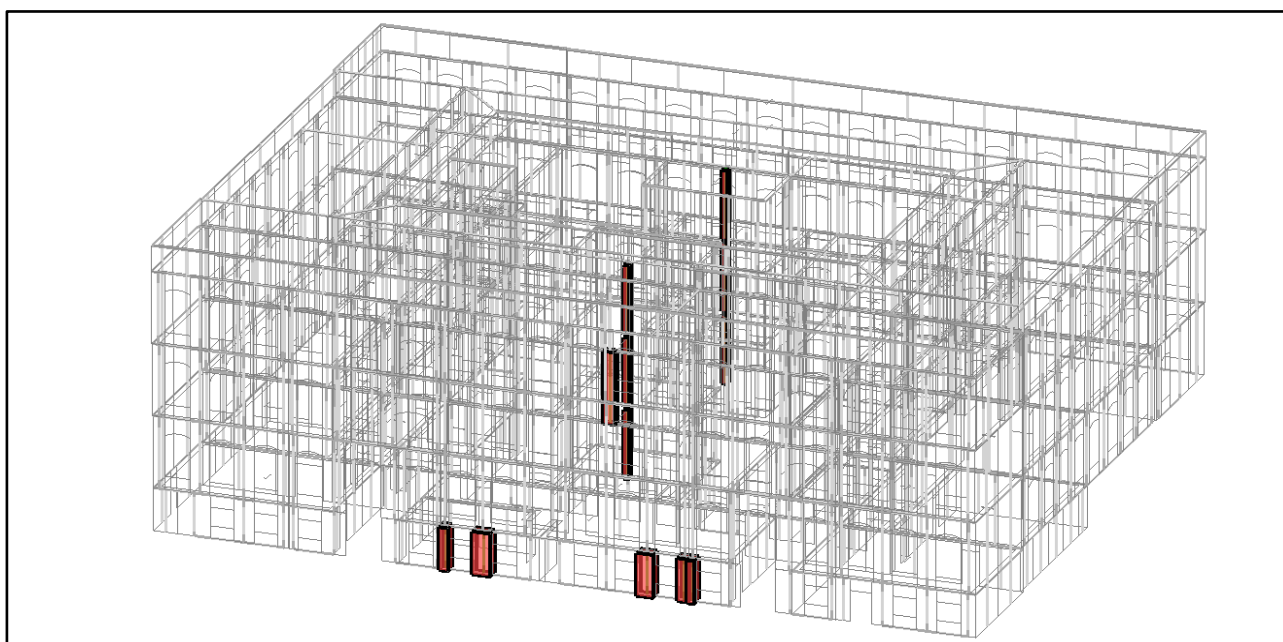


Figura 26 - Verifica in pressoflessione complanare - Aste che presentano un coefficiente di sicurezza < 1

Come si può evincere dalle immagini riportate, in particolare nella seconda dove sono messi in risalto gli elementi per cui la verifica non risulta soddisfatta, alcuni dei maschi murari di facciata, una porzione di parete al primo piano e le colonne in mattoni in corrispondenza dei servizi igienici presentato un coefficiente di sicurezza minore dell'unità.

Verifica a compressione di un maschio murario di facciata con calcoli semplici

A seguire si esegue manualmente una verifica a compressione semplice, utilizzando la formula prevista dalla normativa vigente, dei maschi murari di facciata per il quale il codice di calcolo fornisce il risultato di verifica non soddisfatta allo scopo di validazione del risultato e per un controllo sull'entità dell'eventuale problema.

I calcoli successivi quantificano a partire della geometria del maschio e dell'area di influenza dei solai che lo caricano, i pesi propri, i permanenti non strutturali ed i carichi di esercizio vista la destinazione d'uso.

Pilastro 1

			Permanente	Permanente NS	Accidentale	Luce	Larghezza Area Influenza	SLU
Solaio	Piano	Terra	0.51 kN/m ²	2.41 kN/m ²	3.00 kN/m ²	6.95 m	1.25 m	33.50 kN
	Piano	Primo	0.82 kN/m ²	2.38 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.00 m	1.25 m	35.09 kN
	Piano	Secondo	0.86 kN/m ²	1.26 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.22 m	1.25 m	30.83 kN
	Piano	Sottotetto	0.58 kN/m ²	0.75 kN/m ²	1.00 kN/m ²	7.27 m	1.25 m	6.65 kN
	Piano	Copertura	0.8 kN/m ²	1.05 kN/m ²	0.50 kN/m ²	7.31 m	1.25 m	9.30 kN
Muratura			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	2.65 m	0.55 m		23.57 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	4.45 m	0.50 m		33.41 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	4.45 m	0.50 m		28.27 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	4.45 m	0.50 m		22.03 kN
	Piano	Sottotetto	21.00 kN/m ³	0.50 m	1.60 m	1.25 m		23.10 kN
Strisce			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	1.85 m	0.75 m		22.44 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	1.85 m	0.75 m		20.83 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	1.85 m	0.75 m		17.63 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	1.05 m	0.75 m		7.80 kN

Forza verticale agente

P = 314.43 kN

Sollecitazione verticale media

σ_0 = 0.82 N/mm²

f_m = 2.57 N/mm²

γ_m = 3.00

F_c = 1

Resistenza a compressione semplice di progetto

f_d = 0.86 N/mm²

La verifica risulta **soddisfatta** in quanto $f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2 > \sigma_0 = 0.82 \text{ N/mm}^2$.

Pilastro 2

			Permanente	Permanente NS	Accidentale	Luce	Larghezza Area Influenza	SLU
Solaio	Piano	Terra	0.51 kN/m ²	2.41 kN/m ²	3.00 kN/m ²	6.95 m	2.4 m	64.32 kN
	Piano	Primo	0.82 kN/m ²	2.38 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.00 m	2.4 m	67.37 kN
	Piano	Secondo	0.86 kN/m ²	1.26 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.22 m	2.4 m	59.19 kN
	Piano	Sottotetto	0.58 kN/m ²	0.75 kN/m ²	1.00 kN/m ²	7.27 m	2.4 m	12.76 kN
	Piano	Copertura	0.8 kN/m ²	1.05 kN/m ²	0.50 kN/m ²	7.31 m	2.4 m	17.85 kN
Muratura			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	2.65 m	1.10 m		47.14 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	4.45 m	1.00 m		66.82 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	4.45 m	1.00 m		56.54 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	4.45 m	1.00 m		44.06 kN
	Piano	Sottotetto	21.00 kN/m ³	0.50 m	1.60 m	2.40 m		44.35 kN
Strisce			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	1.75 m	1.30 m		36.79 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	1.75 m	1.40 m		36.79 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	1.75 m	1.40 m		31.13 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	1.00 m	1.40 m		13.86 kN

Forza verticale agente

$$P = 598.95 \text{ kN}$$

Sollecitazione verticale media

$$\sigma_0 = 0.78 \text{ N/mm}^2$$

$$f_m = 2.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_m = 3.00$$

$$F_c = 1$$

Resistenza a compressione semplice di progetto

$$f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta **soddisfatta** in quanto $f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2 > \sigma_0 = 0.78 \text{ N/mm}^2$.

Pilastro 3

			Permanente	Permanente NS	Accidentale	Luce	Larghezza Area Influenza	SLU
Solaio	Piano	Terra	0.51 kN/m ²	2.41 kN/m ²	3.00 kN/m ²	6.95 m	2.4 m	64.32 kN
	Piano	Primo	0.82 kN/m ²	2.38 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.00 m	2.4 m	67.37 kN
	Piano	Secondo	0.86 kN/m ²	1.26 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.22 m	2.4 m	59.19 kN
	Piano	Sottotetto	0.58 kN/m ²	0.75 kN/m ²	1.00 kN/m ²	7.27 m	2.4 m	12.76 kN
	Piano	Copertura	0.8 kN/m ²	1.05 kN/m ²	0.50 kN/m ²	7.31 m	2.4 m	17.85 kN
Muratura			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	2.65 m	1.00 m		42.85 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	4.45 m	0.90 m		60.14 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	4.45 m	0.90 m		50.88 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	4.45 m	0.90 m		39.65 kN
	Piano	Sottotetto	21.00 kN/m ³	0.50 m	1.60 m	2.40 m		44.35 kN
Strisce			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base		SLU PP
	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.70 m	1.75 m	1.40 m		39.62 kN
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.65 m	1.75 m	1.50 m		39.41 kN
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.55 m	1.75 m	1.50 m		33.35 kN
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.50 m	1.00 m	1.50 m		14.85 kN

Forza verticale agente

$$P = 586.59 \text{ kN}$$

Sollecitazione verticale media

$$\sigma_0 = 0.84 \text{ N/mm}^2$$

$$f_m = 2.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_m = 3.00$$

$$F_c = 1$$

Resistenza a compressione semplice di progetto

$$f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta **soddisfatta** in quanto $f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2 > \sigma_0 = 0.84 \text{ N/mm}^2$.

Pilastro 4 – Area equivalente

			Permanente	Permanente NS	Accidentale	Luce	Larghezza Area Influenza	SLU
Solaio	Piano	Terra	0.51 kN/m ²	2.41 kN/m ²	3.00 kN/m ²	6.95 m	1.5 m	40.20 kN
	Piano	Primo	0.82 kN/m ²	2.38 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.00 m	1.5 m	42.11 kN
	Piano	Secondo	0.86 kN/m ²	1.26 kN/m ²	3.00 kN/m ²	7.22 m	1.5 m	37.00 kN
	Piano	Sottotetto	0.73 kN/m ²	0.36 kN/m ²	1.00 kN/m ²	7.27 m	1.5 m	6.54 kN
	Piano	Copertura	0.80 kN/m ²	1.05 kN/m ²	0.50 kN/m ²	7.31 m	1.5 m	11.16 kN
			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base	SLU PP	
Muratura	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.75 m	2.65 m	1.05 m	48.21 kN	
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.70 m	4.45 m	1.00 m	71.96 kN	
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.60 m	4.45 m	1.00 m	61.68 kN	
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.55 m	4.45 m	1.00 m	48.46 kN	
	Piano	Sottotetto	21.00 kN/m ³	0.55 m	1.60 m	1.50 m	30.49 kN	
			Peso Specifico	Spessore	Altezza	Base	SLU PP	
Strisce	Piano	Seminterrato	21.00 kN/m ³	0.75 m	1.85 m	1.50 m	48.08 kN	
	Piano	Terra	21.00 kN/m ³	0.70 m	1.85 m	1.50 m	44.87 kN	
	Piano	Primo	21.00 kN/m ³	0.60 m	1.85 m	1.50 m	38.46 kN	
	Piano	Secondo	18.00 kN/m ³	0.55 m	1.05 m	1.50 m	17.15 kN	

Forza verticale agente

P	=	546.35 kN
---	---	-----------

Sollecitazione verticale media

σ_0	=	0.69 N/mm ²
------------	---	------------------------

$$f_m = 2.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_m = 3.00$$

$$F_c = 1$$

Resistenza a compressione semplice di progetto

f_d	=	0.86 N/mm ²
-------	---	------------------------

La verifica risulta **soddisfatta** in quanto $f_d = 0.86 \text{ N/mm}^2 > \sigma_0 = 0.69 \text{ N/mm}^2$.

7.2 Solai

Caratteristiche del materiale

A favore di sicurezza, data la non certezza dell'omogeneità dei materiali nel caso di costruzioni esistenti, per il peso di unità di volume del legno si è fatto riferimento al valore massimo indicato dalla normativa vigente NTC 2018 al paragrafo 3.1.2. “*Pesi propri dei materiali strutturali*”. Per avere dei risultati di verifica il più possibile vicini alla situazione reale, quando si sono ottenuti risultati negativi, si è utilizzato il peso specifico indicato dalla EN 11035 della categoria di legno individuata.

Tabella 18-3- Classi di resistenza secondo EN 11035 per specie legnose di provenienza italiana												
Proprietà		Abete - Italia			Pino laricio - Italia			Larice - Nord Italia			Douglasia - Italia	
Corrispondenza con le Classi di Resistenza della UNI EN 338		C 24	C 18		C 40	C 22	C 14	C 22	C 18		C 35	C 22
Categorie resistenti		S 1	S 2	S 3	S 1	S 2	S 3	S 1	S 2	S 3	S 1	S 2 - S 3
Flessione (5-percentile), Mpa	f _{m,k}	25	18		40	22	15		23	18	35	22
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{t,0,k}	15	11		24	13	9		14	11	21	13
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{t,90,k}	0.4	0.4		0.4	0.4	0.4		0.4	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{c,0,k}	21	18		26	20	17		20	18	25	20
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{c,90,k}	2.6	2.6		3.2	3.0	3.0		3.6	3.6	3.2	2.9
Taglio (5-percentile), Mpa	f _{v,k}	4.0	3.4		4.0	3.8	3.0		3.8	3.4	4.0	3.8
Modulo elastico medio parallelo alle fibre, Mpa (x10 ³)	E _{0,m}	11.8	10.5		15	12	11		12.5	11.5	15.8	13
Modulo elastico parallelo alle fibre (5-percentile), MPa (x10 ³)	E _{0,05}	7.9	7.0		10.0	8.0	7.4		8.4	7.7	11.0	8.7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre, Mpa (x10 ²)	E _{90,m}	3.9	3.5		5.0	4.0	3.7		4.2	3.8	5.3	4.3
Modulo di taglio medio	G _m	7.4	6.6		9.4	7.5	6.9		7.8	7.2	9.9	8.1
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ _k	375	375		455	425	430		510	520	450	415
Massa volumica media, kg/m ³	ρ _m	450	450		550	520	520		610	620	540	500

Proprietà di resistenza			
Flessione	$f_{m,k}$	Mpa	18.00
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Mpa	11.00
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Mpa	0.40
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Mpa	18.00
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	Mpa	2.60
Taglio	$f_{v,k}$	Mpa	3.40

Proprietà di modulo elastico			
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$	Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$	Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m	Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	r_k	375
Massa volumica media	r_m	450

Tabella 4.4.I - Classi di durata del carico	
Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di una settimana
Istantaneo	--

Tabella 4.4.II - Classi di servizio	
Classe di servizio 1	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno
Classe di servizio 2	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno
Classe di servizio 3	E' caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2

Classe di durata del carico

Classe di servizio

Combinazione per SLU

Tipo di legno

Permanente
Classe di servizio 1
Combinazioni fondamentali
Legno massiccio

$\gamma_M =$

1.50

Verifica statica dei solai

A seguire i fogli di calcolo di verifica di un solaio a titolo di esempio, le verifiche estese di tutte le campate di solaio ligneo sono presenti all'interno dell' "Allegato A".

Piano Terra – T 01

Solaio Piano Terra - T 01 – Interasse 50cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		22.00	x	25.00	cm	8.00 kN/m ³	0.88 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							1.12 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Lamiera + sottofondo				2.00	cm	- kN/m ²	1.00 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.26 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

<div>Pesi propri strutturali G_1</div> <div>Pesi propri non strutturali G_2</div> <div>Azioni variabili Q_1</div>			<div>0.56</div> <div>0.80</div> <div>1.50</div>	<div>kN/m</div> <div>kN/m</div> <div>kN/m</div>	<div>γ_{G1}</div> <div>γ_{G2}</div> <div>γ_Q</div>	<div>=</div> <div>=</div> <div>=</div>	<div>1.3</div> <div>1.3</div> <div>1.5</div>	<div>Categoria/Azione variabile Q_1</div> <div>Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento</div>	<div>ψ_{01}</div> <div></div> <div>0.7</div>	<div>ψ_{11}</div> <div></div> <div>0.7</div>	<div>ψ_{21}</div> <div></div> <div>0.6</div>	<div>Durata</div> <div>Permanente</div> <div>Permanente</div> <div>Media durata</div>	<div>1</div> <div>1</div> <div>3</div>													
Combinazione fondamentale SLU																										
$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}$			4.02			I			II			III			IV			V			VI					
Combinazione caratteristica rara																										
$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3}$			2.86						2.41			2.41			2.86			2.41			2.41					
Combinazione I:																										
$F_{d,I} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2$			1.77			$k_{mod,I}$			=			0.60			$F_{d,I}/k_{mod}$			=			2.95					
Combinazione II:																										
$F_{d,II} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$			4.02			$k_{mod,II}$			=			0.90			$F_{d,II}/k_{mod}$			=			-4.46			Combinazione Determinante		
Combinazione III:																										
$F_{d,III} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$			4.02			$k_{mod,III}$			=			1.10			$F_{d,III}/k_{mod}$			=			3.65					

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	225
Massa volumica media	ρ_m	450

B = 220 mm
H = 250 mm

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm				
$M_{sol,z}$	18.037	kNm				
W_{sez}	2.29E+006	mm ³	$W_x=bh^2/6$	W_{sez}	2.02E+006	mm ³
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.510	$W_y=hb^2/6$		
$k_m \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.729			
Tipo di sezione:		Sezioni trasversali rettangolari				
		Sezioni trasversali rettangolari				
		Altre sezioni trasversali				
		k_m	=	0.70		

Verifica a Taglio

V_{sol}	14.745	kN				
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato					
t_d	0.684	kN/m ²	Massima tensione t_g di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni			
Larghezza trave ridotta		Legno massiccio				
		Legno massiccio				
		Legno lamellare				
		Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374				
K_{cr}	=	0.588	B =	22	H =	25

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$u_{fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{(i=2,...,n)} \psi_{2i} u_{2i,in}(1+k_{def})$$

G_k	1.36	kN/m
Q_{k1}	1.50	kN/m
l	7.34	m
χ	1.20	
b	220	mm
h	250	mm
J	2.86E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$u_{net,fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})$		Freccia Finale		
	10.00	$\leq L / 200$	36.70	mm
$u_{Q1,in}$		Freccia istantanea solo Carichi Variabili		
	3.80	$\leq L / 300$	24.47	mm

La **verifica** risulta **soddisfatta**.

8 Verifiche sismiche NTC 2018

8.1 Input sismico

L'edificio oggetto di relazione appartiene, secondo il decreto n.0176 del 27 luglio 2011, alla classe d'uso **III** ed ha vita nominale di **50 anni**. Come menzionato al Capitolo 5, riguardante gli aspetti geotecnici e sismici, la Relazione geologica indica per il sito in oggetto uno **caratterizzato di tipo B** e **caratteristiche topografiche T1**.

Il relativo spettro di progetto elastico che si ricava per il sito in oggetto con suolo tipo B, V_n 50, classe III e coefficiente topografico T1 è il seguente:

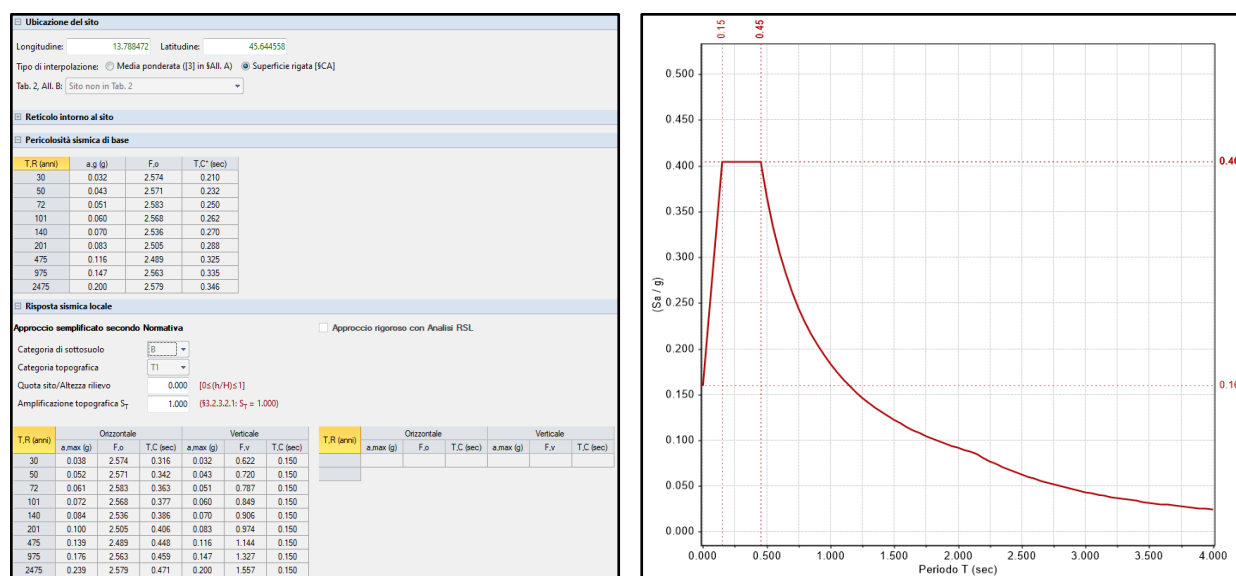


Figura 27 - Spettro elastico NTC 2018

8.2 Analisi cinematica

L'edificio oggetto di relazione è stato analizzato inizialmente per quanto riguarda i possibili meccanismi cinematici, ossia di collasso locale, che si possono verificare.

L'analisi cinematica è fondamentale per lo studio del comportamento sismico degli edifici in muratura esistenti; attraverso il calcolo dei moltiplicatori di collasso è possibile, infatti, stimare la capacità dei singoli elementi strutturali e determinare l'eventuale necessità di consolidamento. Con l'ipotesi di corpo rigido, viene studiata la stabilità sotto le azioni ribaltanti di origine sismica (e talvolta statica, ad esempio le spinte dalle coperture) contrastate dalle azioni stabilizzanti dovute ai carichi verticali ed ai presidi quali catene e tiranti.

Tale analisi, inoltre, poiché verifica la stabilità della struttura nei confronti della formazione dei meccanismi locali di collasso, deve precedere ogni analisi globale che preveda un comportamento scatolare o comunque una collaborazione d'insieme di pareti murarie.

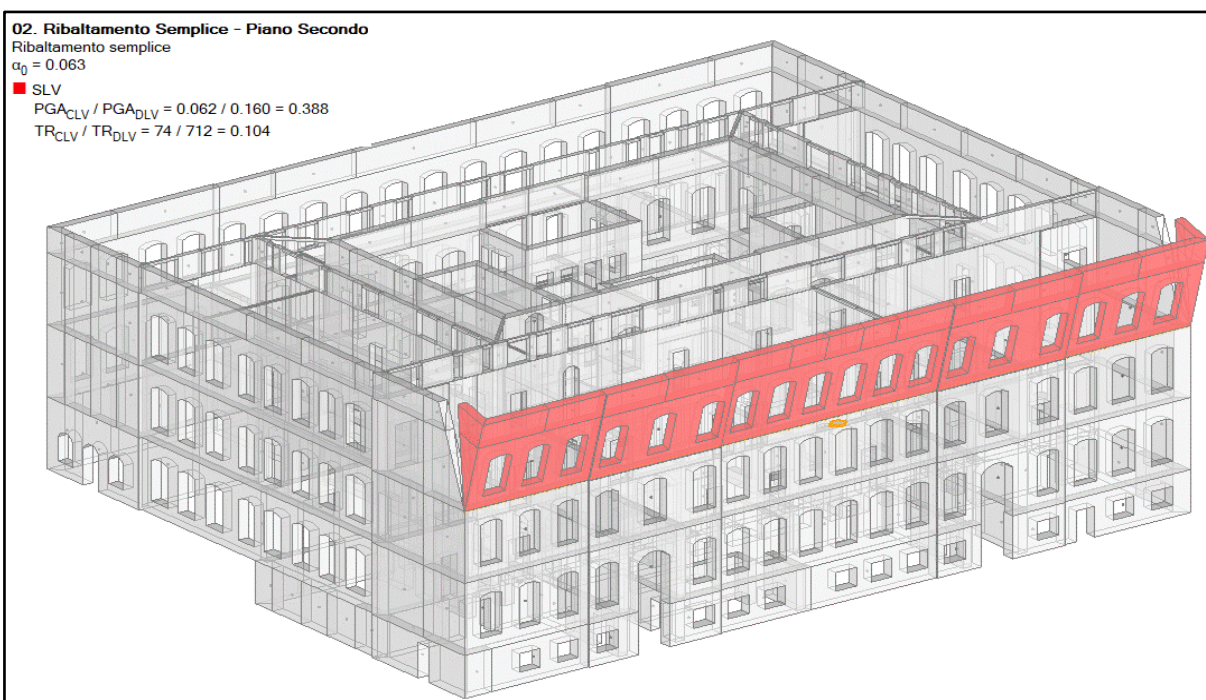
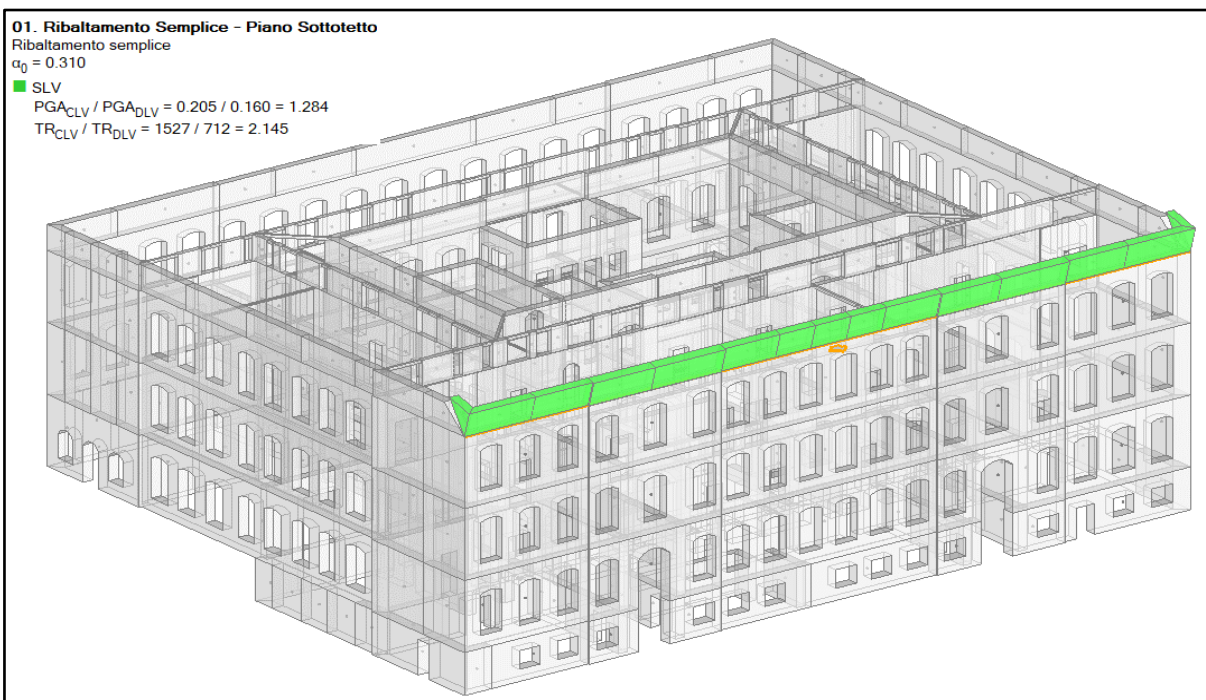
Diversamente, l'evento sismico potrebbe manifestare crolli rigidi anche in edifici teoricamente soddisfatti dal punto di vista globale.

Nell'analisi dei meccanismi di collasso locali si è tenuto conto della presenza o meno degli

ammorsamenti tra le pareti murarie, condizione indagata durante le prove in situ effettuate, data l'importanza di tale caratteristica nello studio dei cinematismi. Nel caso di ribaltamento semplice, infatti, l'esistenza di collegamento tra le murature ortogonali permette di considerare il coinvolgimento di un cuneo con funzione stabilizzante nei confronti del possibile crollo.

Si riportano di seguito le immagini dei meccanismi di collasso cinematici analizzati con indicato in alto a sinistra i valori degli indicatori di rischio ξ_E ottenuti per ogni singolo meccanismo.

I grafici riportati alla fine del capitolo riassumono, inoltre, i vari meccanismi studiati nelle condizioni di stato limite di danno e di salvaguardia della vita, in alto a sinistra di ciascuna immagine riguardante il meccanismo studiato è riportato il numero che è presente e coincidente nella tabella riassuntiva.



03. Ribaltamento Semplice - Piano Primo

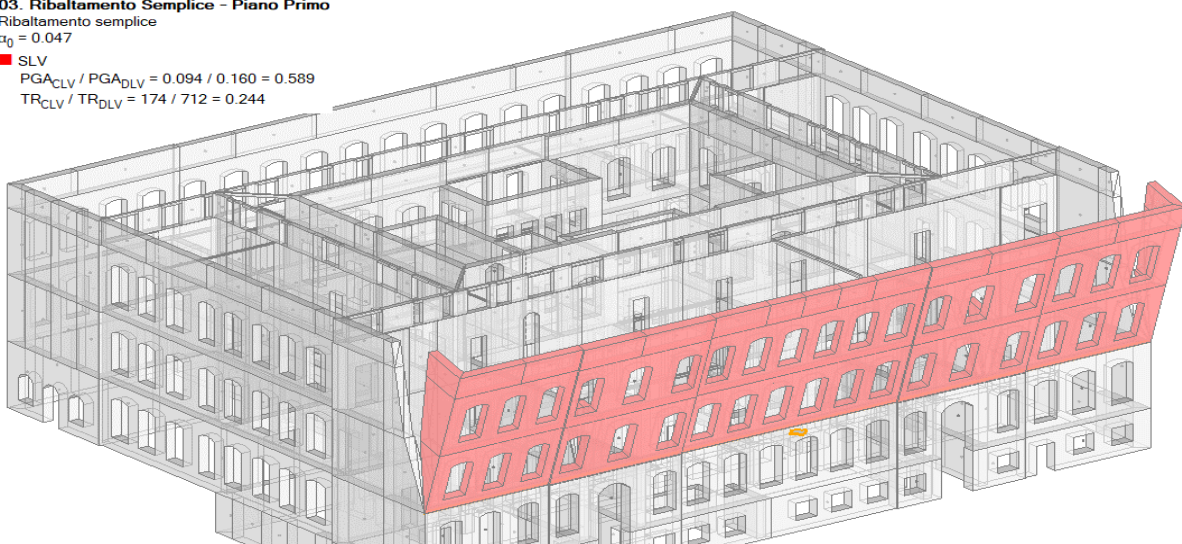
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.047$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.094 / 0.160 = 0.589$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 174 / 712 = 0.244$$



04. Ribaltamento Semplice - Piano Terra

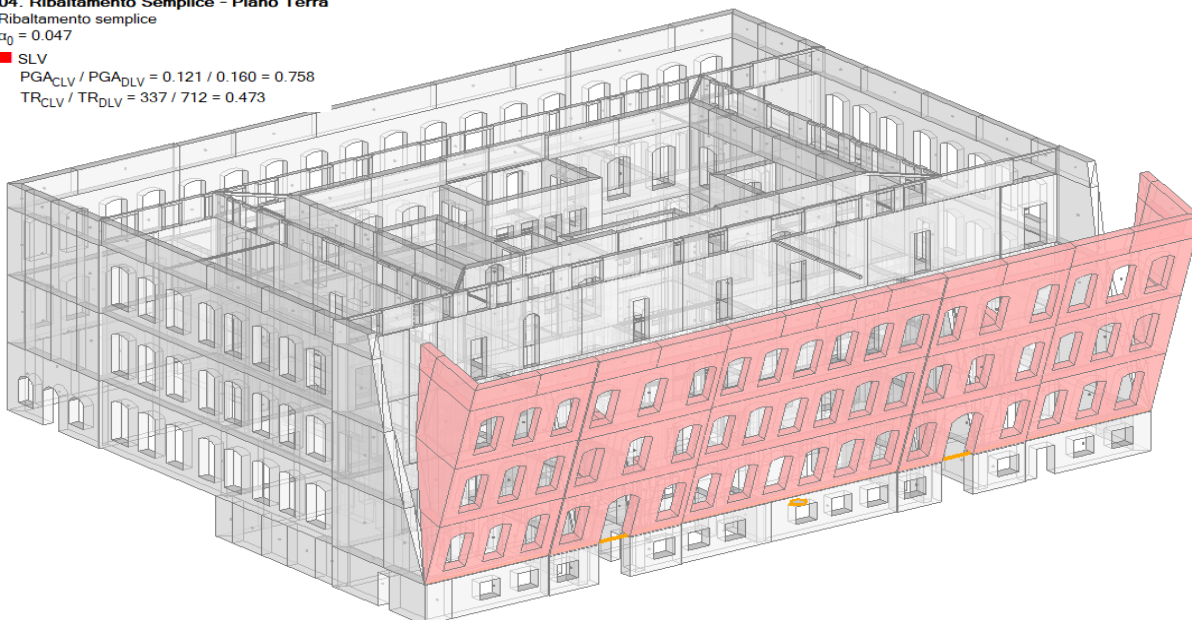
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.047$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.121 / 0.160 = 0.758$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 337 / 712 = 0.473$$



05. Ribaltamento Semplice - Piano Seminterrato

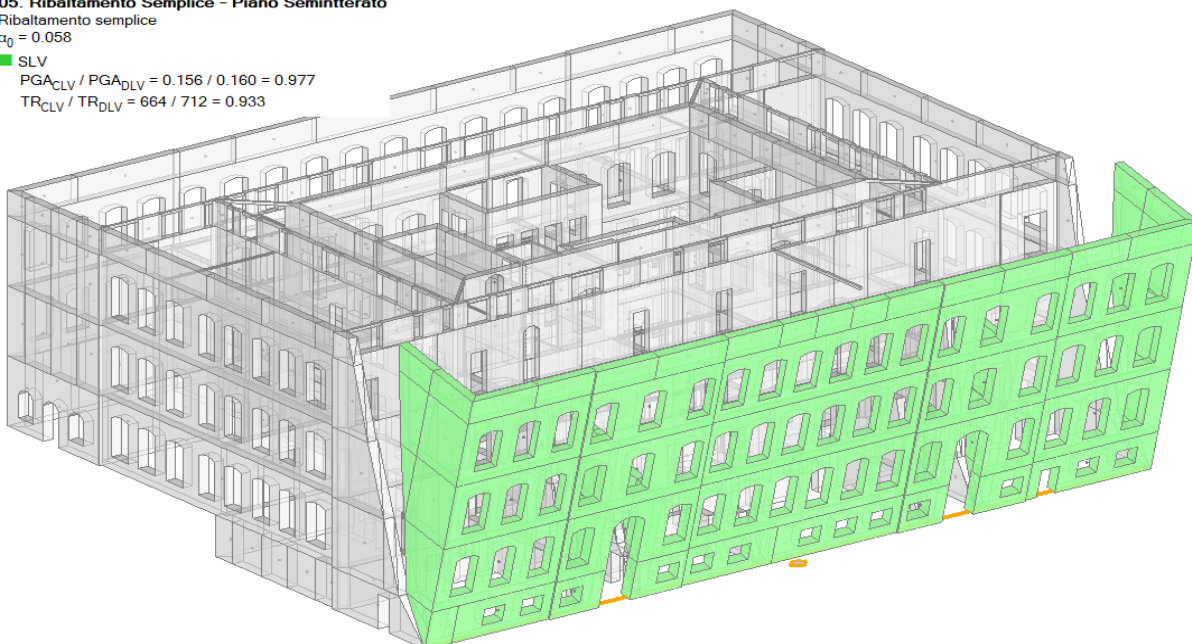
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.058$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.156 / 0.160 = 0.977$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 664 / 712 = 0.933$$



06. Ribaltamento Semplice - Facciata Postica - Piano Secondo

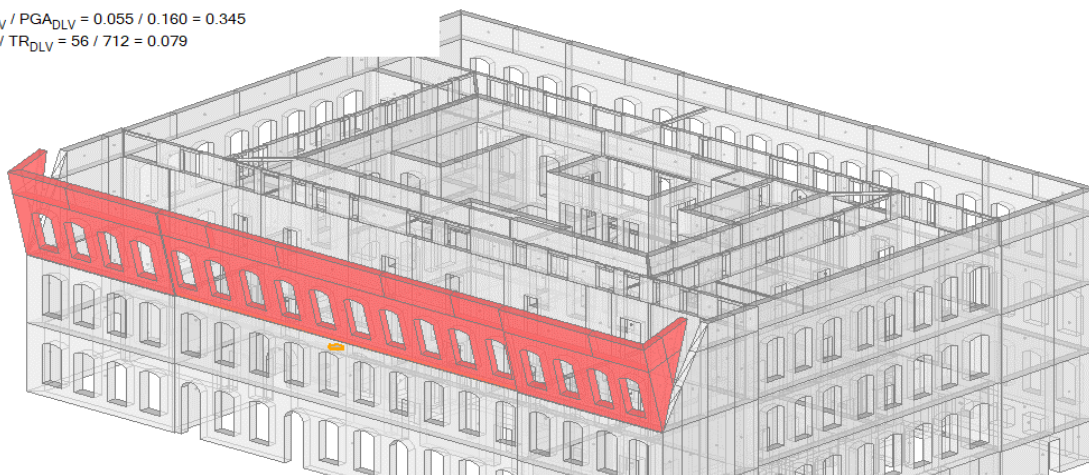
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.048$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.055 / 0.160 = 0.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 56 / 712 = 0.079$$



07. Ribaltamento Semplice - Facciata Postica - Piano Primo

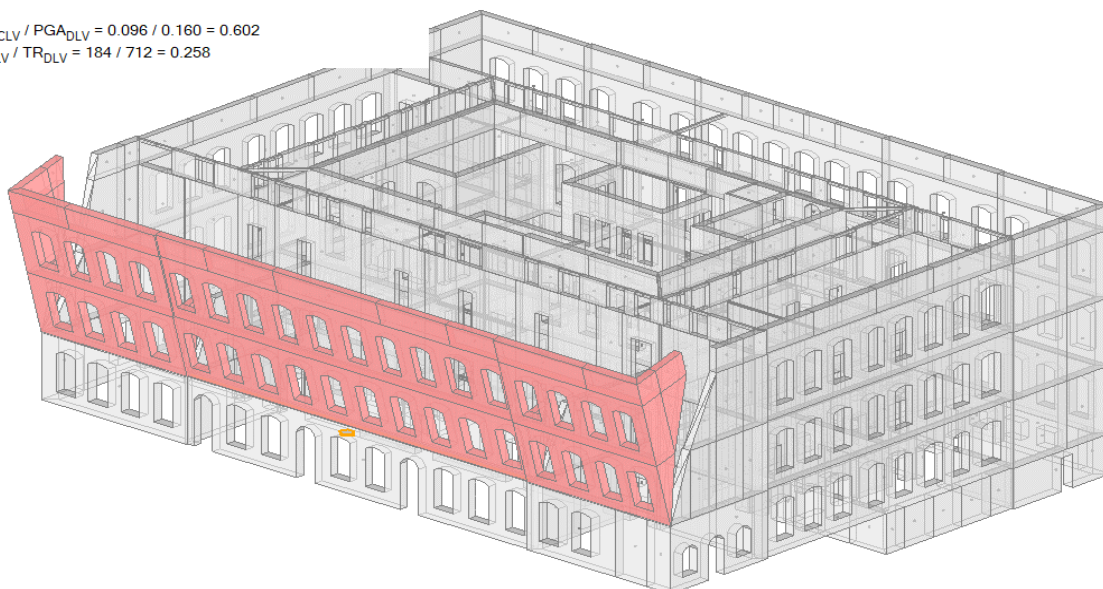
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.037$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.096 / 0.160 = 0.602$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 184 / 712 = 0.258$$



08. Ribaltamento Semplice - Facciata Postica - Piano Terra

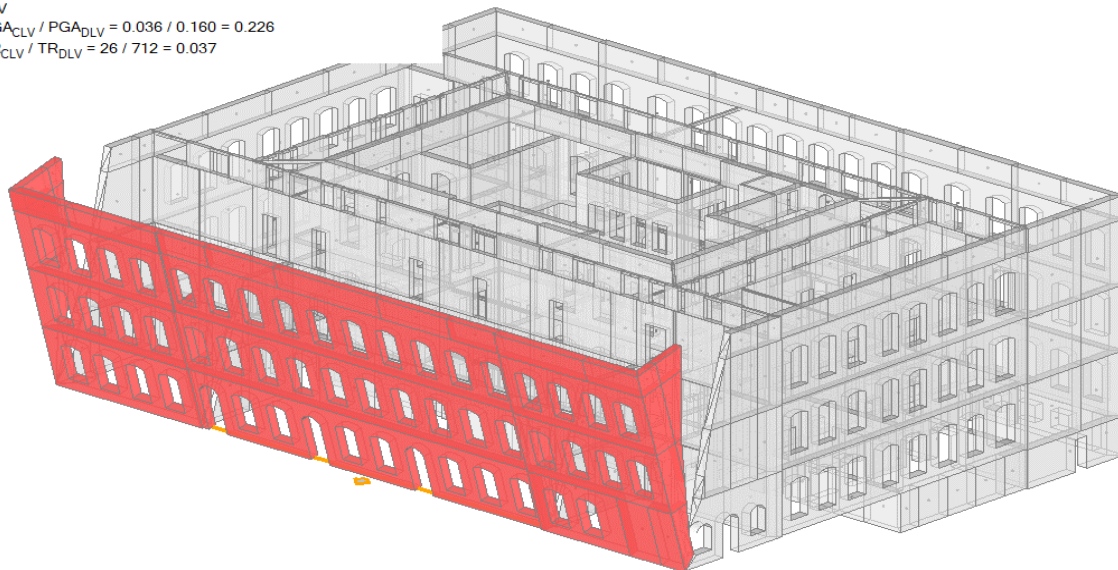
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.014$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.036 / 0.160 = 0.226$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 26 / 712 = 0.037$$



09. Flessione su Cerniere Oblique - Piano Secondo 1° hp

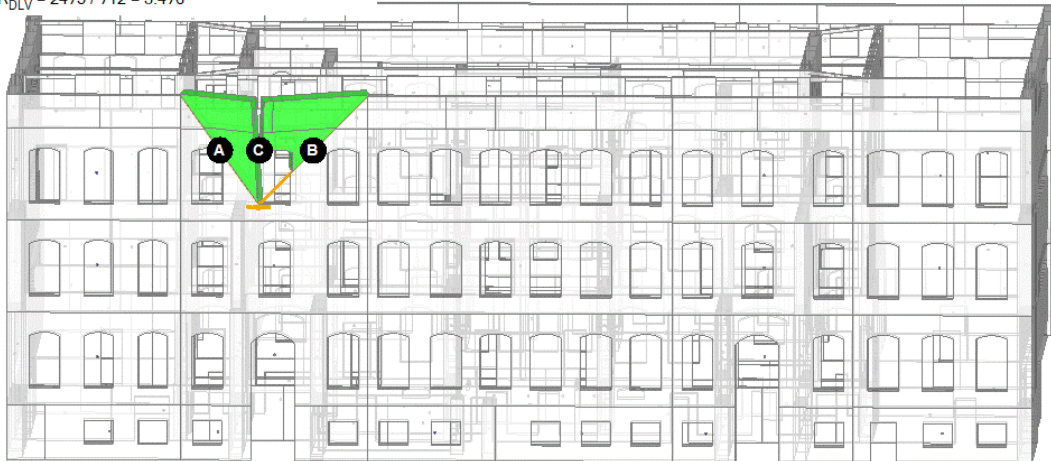
Flessione su cerniere oblique

$$\alpha_0 = 0.586$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.239 / 0.160 = 1.497$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



10. Flessione su Cerniere Oblique - Piano Secondo 2° hp

Flessione su cerniere oblique

$$\alpha_0 = 0.265$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.190 / 0.160 = 1.190$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1201 / 712 = 1.687$$



11. Flessione su Cerniere Oblique - Piano Primo

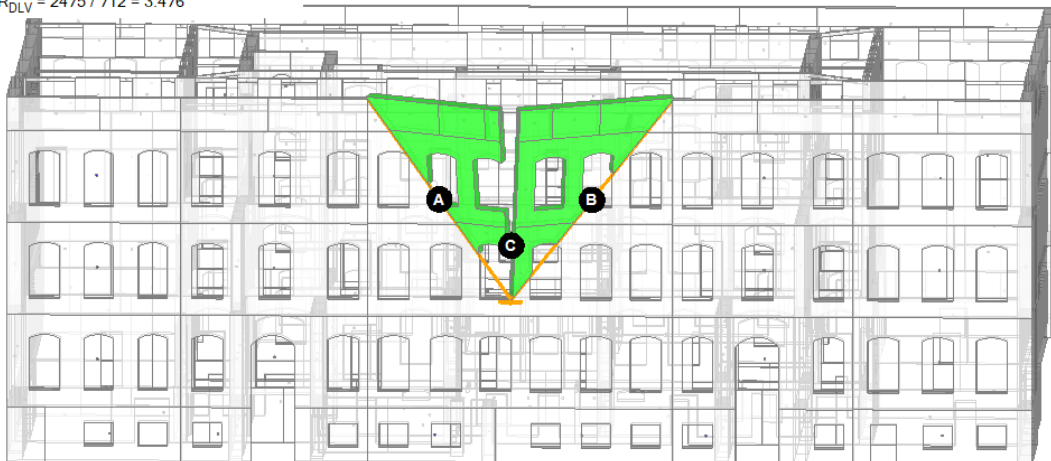
Flessione su cerniere oblique

$$\alpha_0 = 0.350$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.239 / 0.160 = 1.497$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



12. Ribaltamento Semplice Cuneo d'Angolo - Piano Sottotetto 1° hp

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.204$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.193 / 0.160 = 1.209$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1272 / 712 = 1.787$$



13. Ribaltamento Semplice Cuneo d'Angolo - Piano Primo 1° hp

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.151$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.239 / 0.160 = 1.497$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



14. Ribaltamento Semplice Cuneo d'Angolo - Piano Sottotetto 2° hp

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.171$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.134 / 0.160 = 0.840$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 439 / 712 = 0.617$$



15. Ribaltamento Semplice Cuneo d'Angolo - Piano Primo 2° hp

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.099$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.155 / 0.160 = 0.971$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 648 / 712 = 0.910$$



16. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Dx - Piano Sottotetto

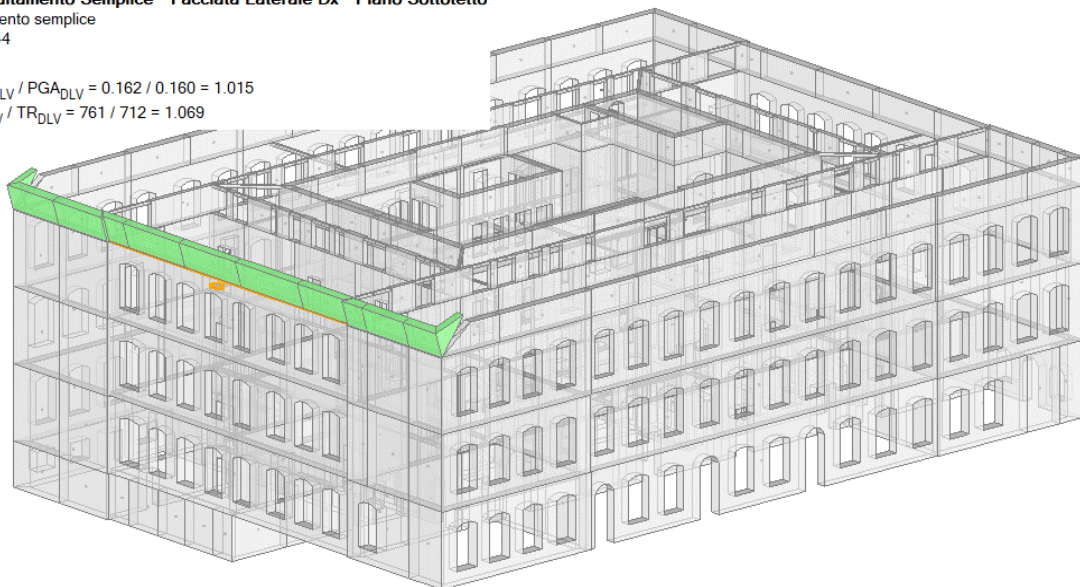
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.244$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.162 / 0.160 = 1.015$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 761 / 712 = 1.069$$



17. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Dx - Piano Secondo

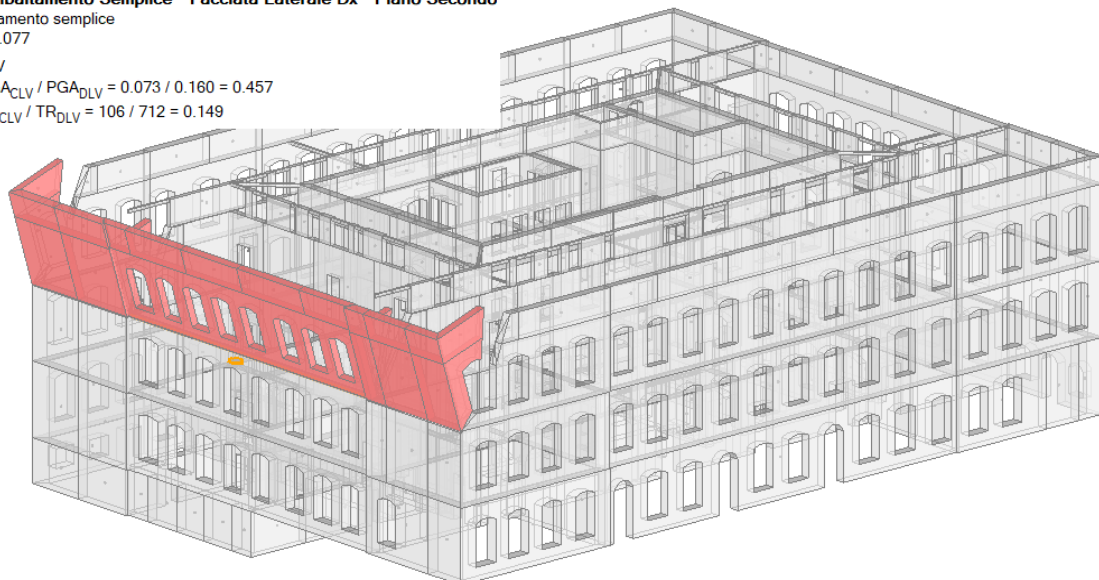
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.077$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.073 / 0.160 = 0.457$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 106 / 712 = 0.149$$



18. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Dx - Piano Primo

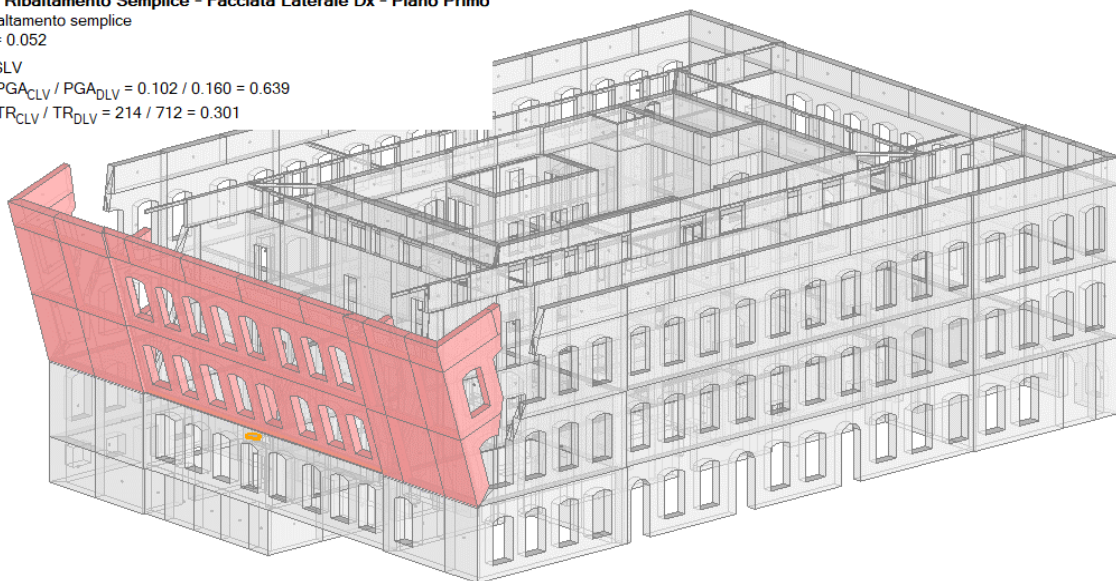
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.052$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.102 / 0.160 = 0.639$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 214 / 712 = 0.301$$



19. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Dx - Piano Terra

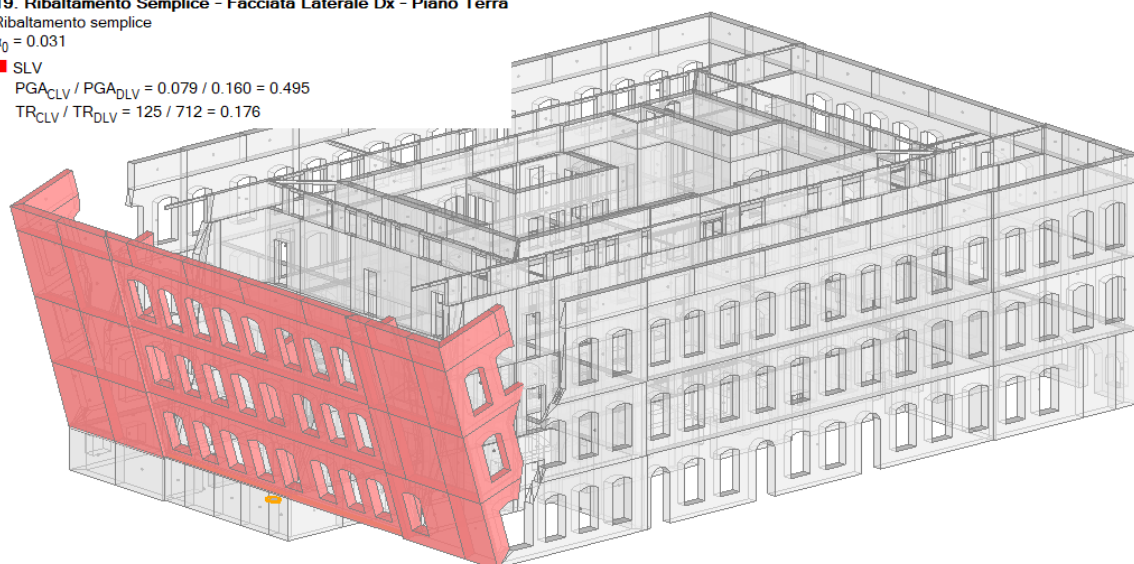
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.031$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.079 / 0.160 = 0.495$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 125 / 712 = 0.176$$



20. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Sx - Piano Sottotetto 2° hp

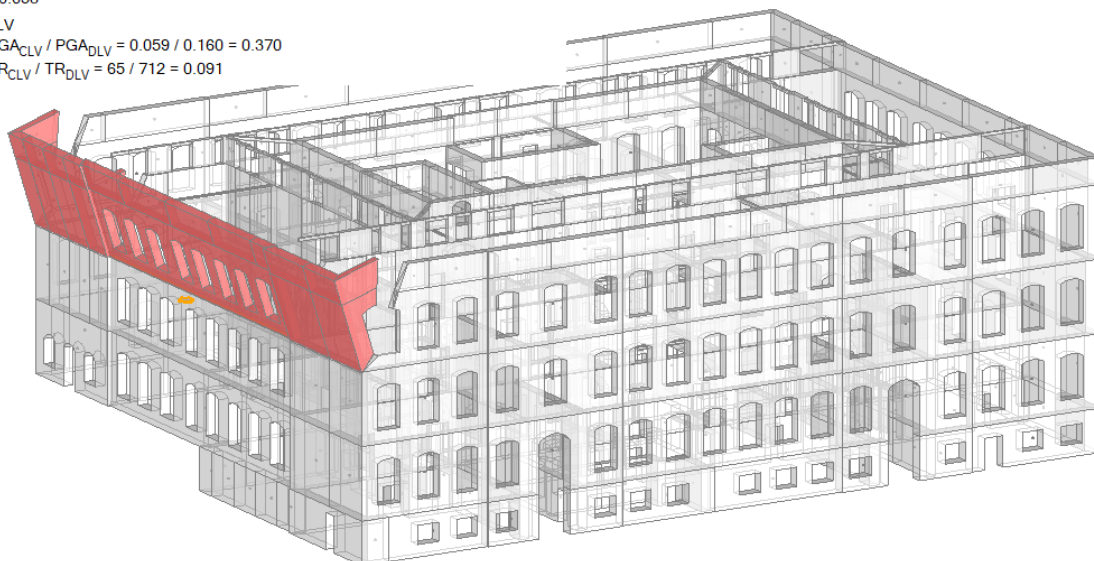
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.058$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.059 / 0.160 = 0.370$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 65 / 712 = 0.091$$



21. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Sx - Piano Primo

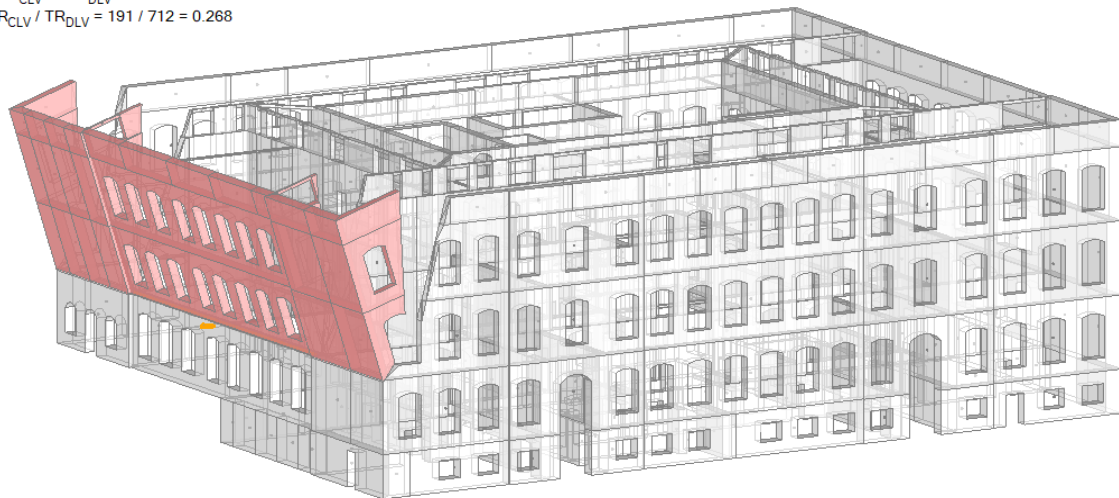
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.050$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.097 / 0.160 = 0.608$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 191 / 712 = 0.268$$



22. Ribaltamento Semplice - Facciata Laterale Sx - Piano Terra

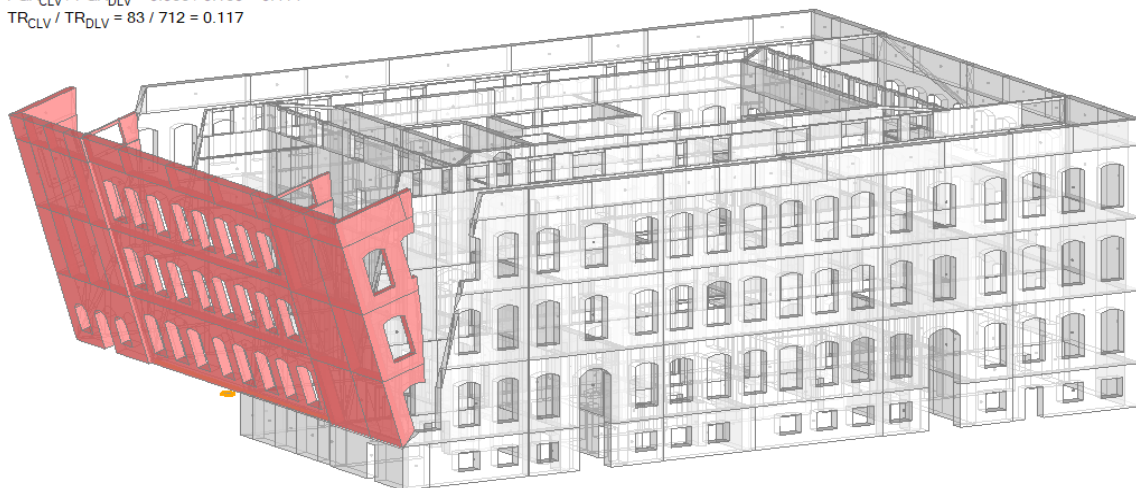
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.026$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.066 / 0.160 = 0.414$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 83 / 712 = 0.117$$



23. Flessione su Cerniere Oblique - Facciata Laterale - Piano Secondo 1° hp

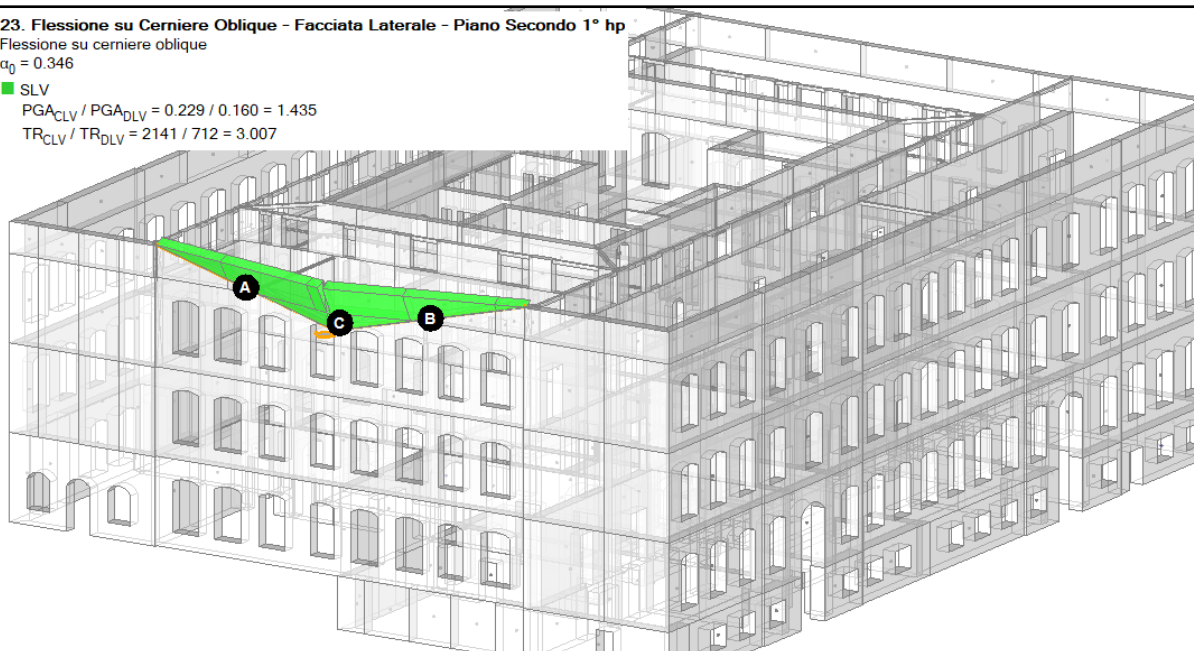
Flessione su cerniere oblique

$\alpha_0 = 0.346$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.229 / 0.160 = 1.435$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2141 / 712 = 3.007$$



24. Flessione su Cerniere Oblique - Facciata Laterale - Piano Secondo 2° hp

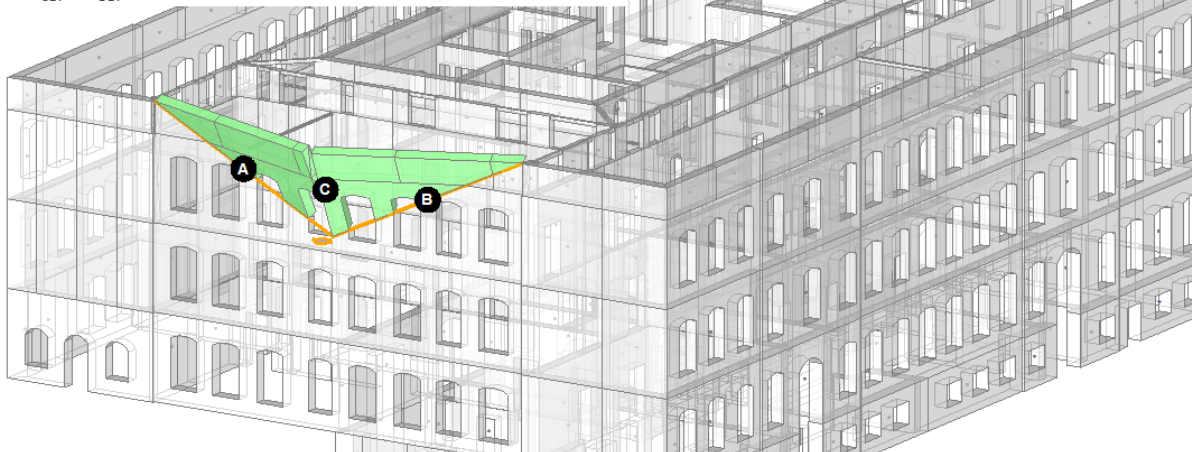
Flessione su cerniere oblique

$\alpha_0 = 0.221$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.158 / 0.160 = 0.990$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 695 / 712 = 0.976$$



25. Flessione su Cerniere Oblique - Facciata Laterale - Piano Primo

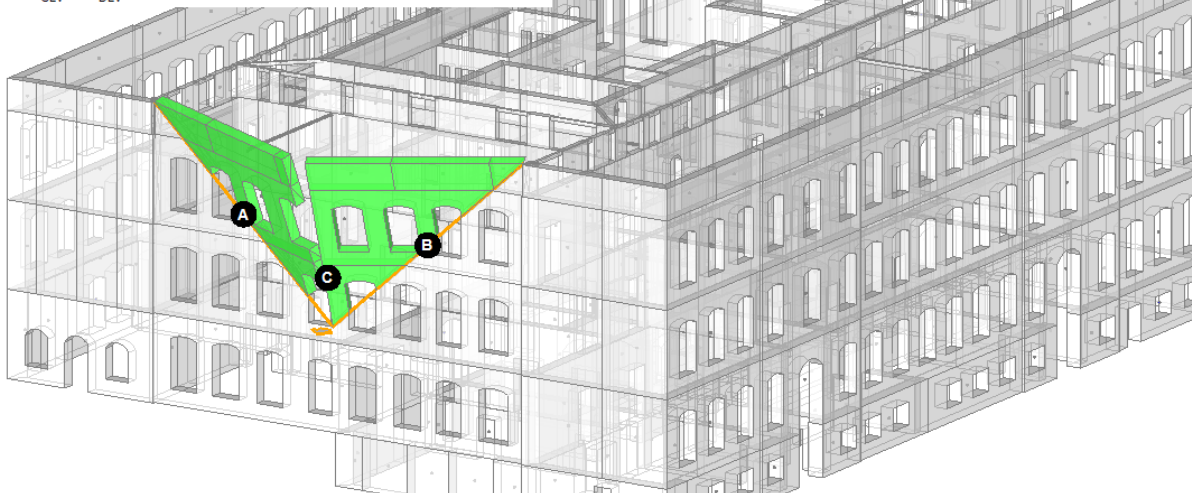
Flessione su cerniere oblique

$\alpha_0 = 0.217$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.221 / 0.160 = 1.385$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1939 / 712 = 2.723$$



26. Flessione su Cerniere Oblique - Facciata Postica - Piano Secondo 2° hp

Flessione su cerniere oblique

$\alpha_0 = 0.160$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.152 / 0.160 = 0.952$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 633 / 712 = 0.889$$



27. Flessione su Cerniere Oblique - Facciata Postica - Piano Primo

Flessione su cerniere oblique

$$\alpha_0 = 0.170$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.239 / 0.160 = 1.497$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



28. Ribaltamento Semplice - Corte Interna - Piano Secondo

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.131$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.097 / 0.160 = 0.608$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 193 / 712 = 0.271$$



29. Ribaltamento Semplice - Corte Interna - Piano Primo

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.083$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.132 / 0.160 = 0.827$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 410 / 712 = 0.576$$



Grafici riassuntivi

Si riportano di seguito i grafici riassuntivi degli indicatori di rischio ottenuti nei vari meccanismi di collasso locale analizzati.

Stato Limite di Danno

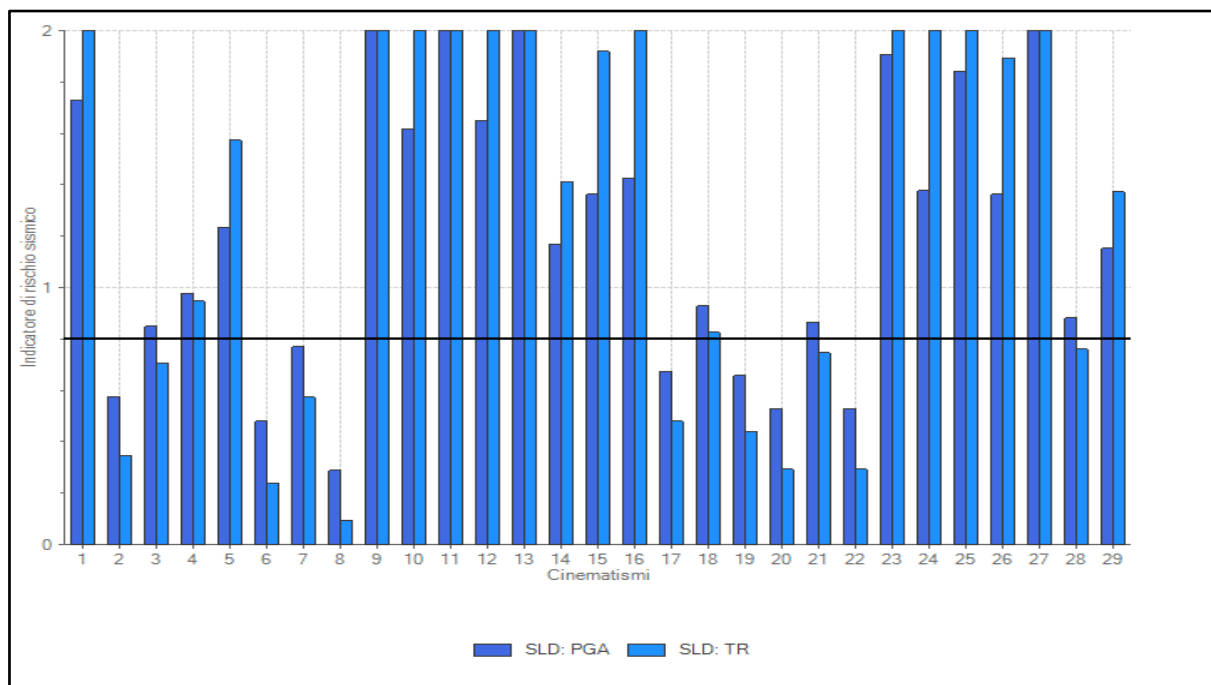


Figura 28 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Danno

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

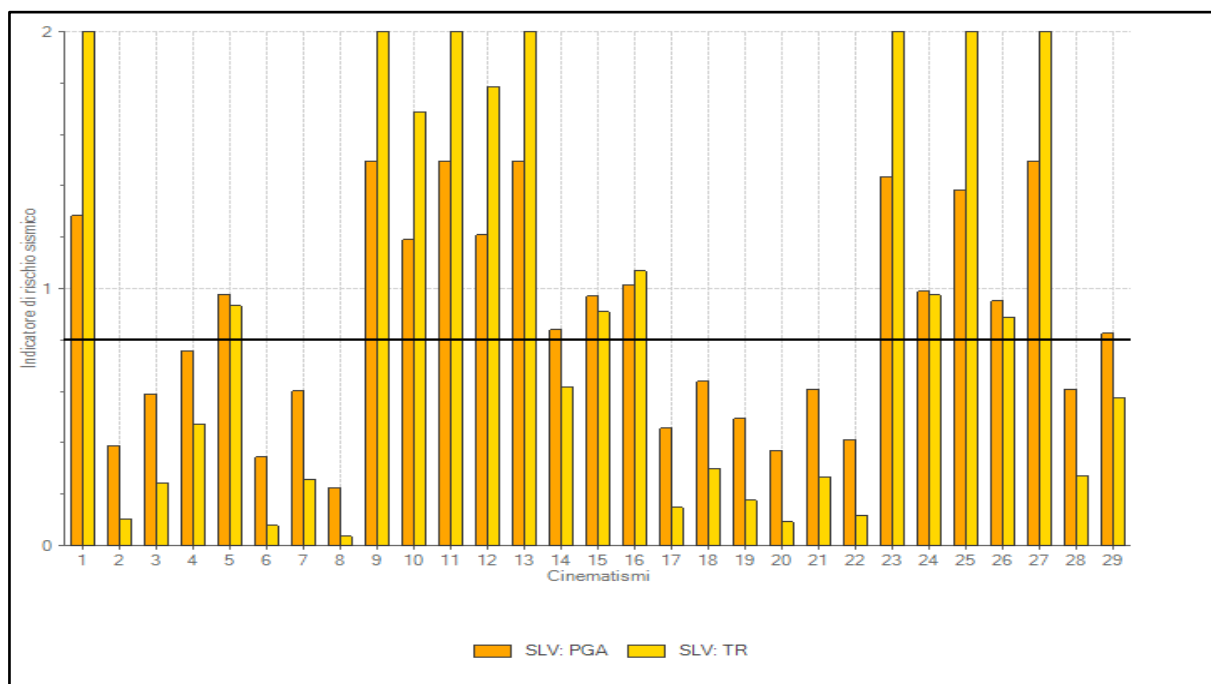
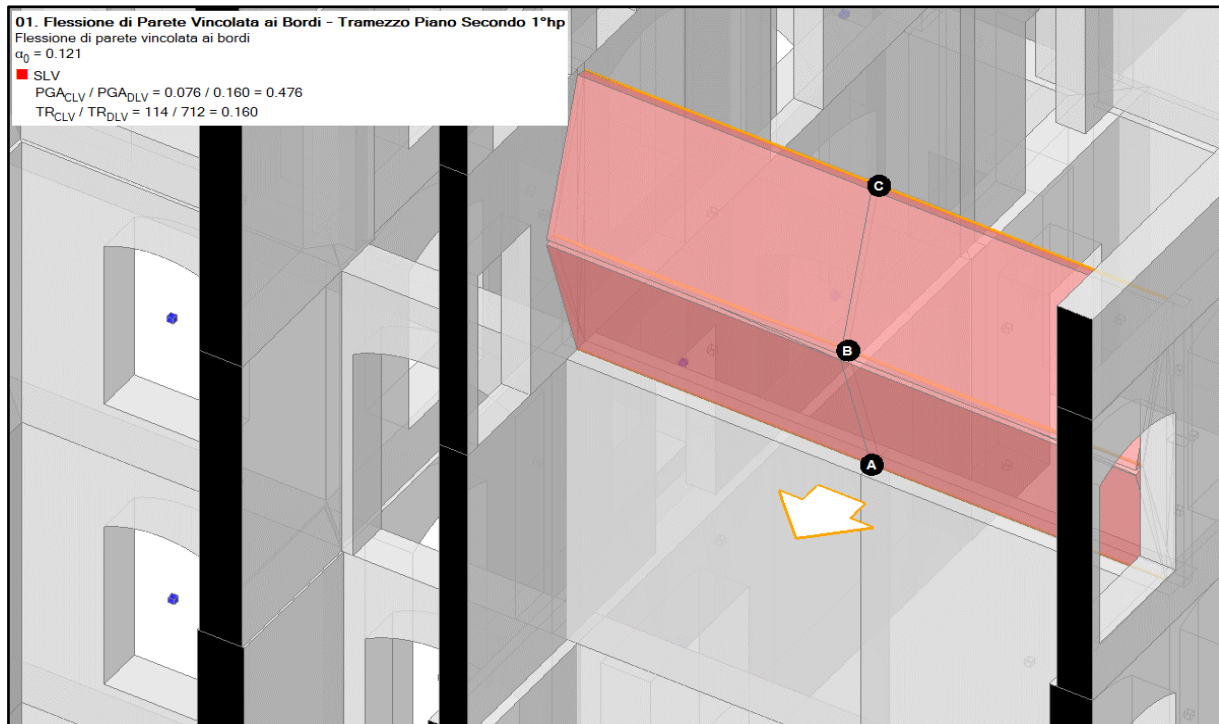


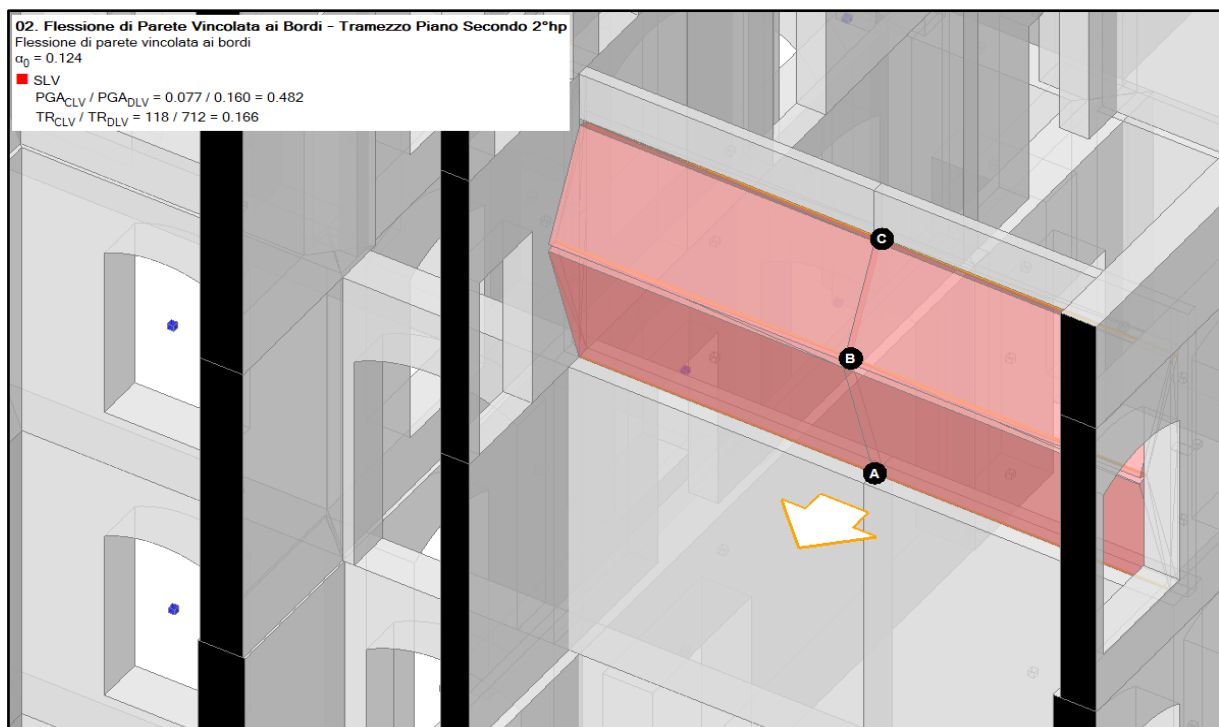
Figura 29 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Elementi non strutturali interni

Prima ipotesi:



Seconda ipotesi:



9.3 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)

L'analisi statica non lineare, o pushover, consiste nell'applicare alla struttura due combinazioni di carichi. La prima costituita dai soli carichi gravitazionali e la seconda, nella direzione considerata dell'azione sismica, composta da un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionali alle forze di inerzia ed aventi risultante pari al taglio alla base. Tali forze orizzontali, inizialmente nulle, vengono incrementate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento di un punto di controllo, che coincide generalmente con il centro di massa dell'ultimo piano della costruzione, fino al raggiungimento del collasso locale o globale inteso come la capacità di continuare a sostenere i carichi verticali. Il diagramma forza-spostamento rappresenta la curva di capacità della struttura che risulta essere una capacità intrinseca della struttura, indipendente cioè dall'input sismico.

Tale tipologia di analisi permette quindi, su edifici esistenti, di valutare la capacità delle costruzioni di resistere oltre il loro limite elastico.

Si è detto che oltre alle forze gravitazionali vanno applicate anche delle forze orizzontali proporzionali alle forze di inerzia. A tal proposito, secondo NTC18, si devono considerare due distribuzioni di forze d'inerzia: una ricadente nelle distribuzioni principali, Gruppo 1, e una ricadente nelle distribuzioni secondarie, Gruppo 2.

Per le costruzioni esistenti è sempre possibile effettuare l'analisi non lineare utilizzando la prima distribuzione di forze per entrambi i gruppi, indicate con **(A)** ed **(E)** nel codice di calcolo, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante nei modi principali di vibrare.

Gruppo 1: Distribuzioni principali:

(A) distribuzione proporzionale alle forze statiche definite dall'analisi statica lineare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2-a)

(B) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%

(C) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c

Gruppo 2: Distribuzioni secondarie:

(E) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione

(F) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della strutturale

Relativamente alla modalità di raggiungimento dello stato limite ultimo si precisa che è stata scelta quella in cui il raggiungimento dello stesso è definito come riduzione del 20% della forza applicata (coerentemente con quanto indicato in NTC18). Si veda la figura seguente esplicativa delle modalità

di collasso che si possono decidere in fase di definizione dei parametri di calcolo.



Figura 30 – Stato limite ultimo dell'analisi non lineare statica

Una volta sottoposta la struttura alle forze così come descritto, e una volta costruita la curva di capacità del sistema reale, è necessario associargli un sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF) in modo da ridurre la risposta complessa del sistema a molti gradi di libertà (MDOF) al legame tipico di un oscillatore semplice non lineare.

Attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta si calcola la domanda in termini di spostamento dell'oscillatore semplice. Questa, amplificandola attraverso il coefficiente di partecipazione T , viene tradotta in domanda di spostamento dell'edificio. Se la capacità di spostamento calcolata supera la domanda la verifica è soddisfatta.

L'accelerazione sostenibile dall'edificio sarà poi quella cui in cui la domanda di spostamento sismico (calcolata secondo gli spettri di risposta) uguaglia la capacità della struttura ossia lo spostamento ultimo.

Il fattore q^*

Nell'analisi statica non lineare la verifica, come detto, consiste nel confronto tra capacità e domanda di spostamento della struttura, ai diversi stati limite. Per le strutture in muratura le indicazioni per determinare la capacità di spostamento sono fornite dalla Circolare al §7.8.1.5.4 e al §8.7.1.3.1, mentre le indicazioni per determinare la domanda sono fornite al §7.3.4.2. Secondo quanto specificato al §7.8.1.6, nel caso di SLC e SLV occorre inoltre verificare che il valore di q^* non superi un valore limite, in particolare deve essere $q^* \leq 4$ per SLC e $q^* \leq 3$ per SLV. Questo si traduce in una limitazione della capacità di spostamento, la quale non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore limite di q^* .

Si faccia riferimento al §7.3.4.2 e alla figura seguente che illustra la curva bilineare associata alla curva di capacità del sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

Nella figura successiva tale verifica, sempre per il sottotelaio 1x, è esplicitata seguendo il metodo B, nel grafico ADRS per la curva con distribuzione con distribuzione di forze tipo A eseguita in direzione +X.

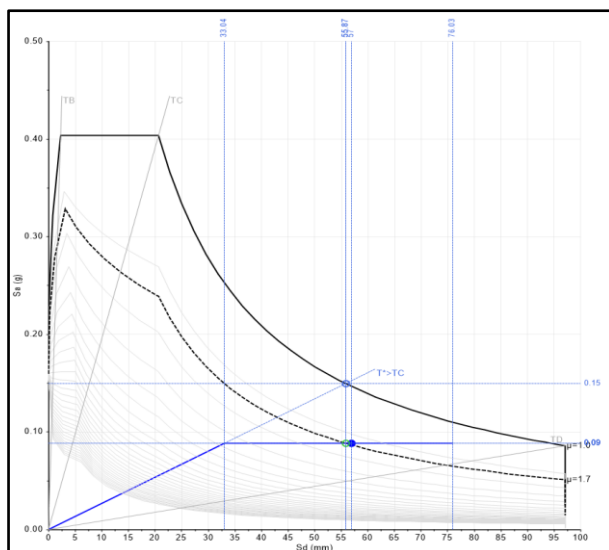


Figura 33 – Sottotelaio 1x - Costruzione del Grafico ADRS per la curva A, +X – Spettro NTC

Si evince che la capacità del sistema è quantificata in 57.00mm che è maggiore della domanda di spostamento che invece risulta pari a 55.87mm.

Si ribadisce che per tener conto della sostanziale assenza di comportamento scatolare della struttura muraria e dell'assenza di impalcati rigidi, si ritiene maggiormente efficiente un approccio per sottotelai, come previsto da NTC 2018 al 8.7.1, analizzando i sottosistemi di pareti complanari. Si calcoleranno quindi le curve di capacità di tutti i sottotelai, per poi aggregarne i risultati allo scopo di ottenere gli indicatori di rischio che tengono conto di tutte le analisi condotte.

Si riportano di seguito due immagini esplicative dei sottotelai analizzati.

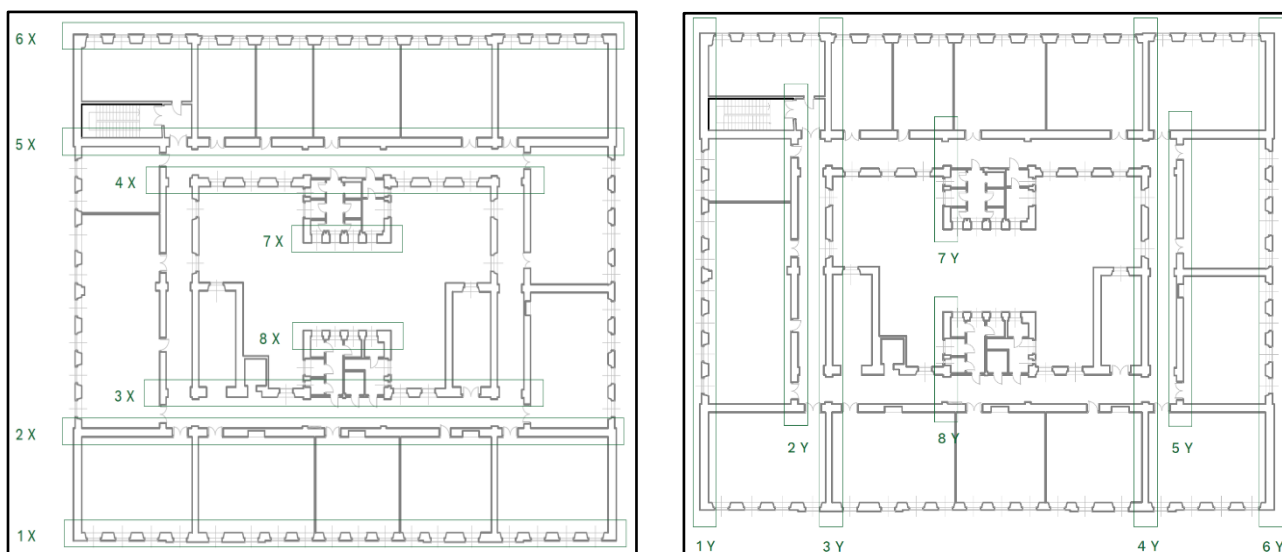
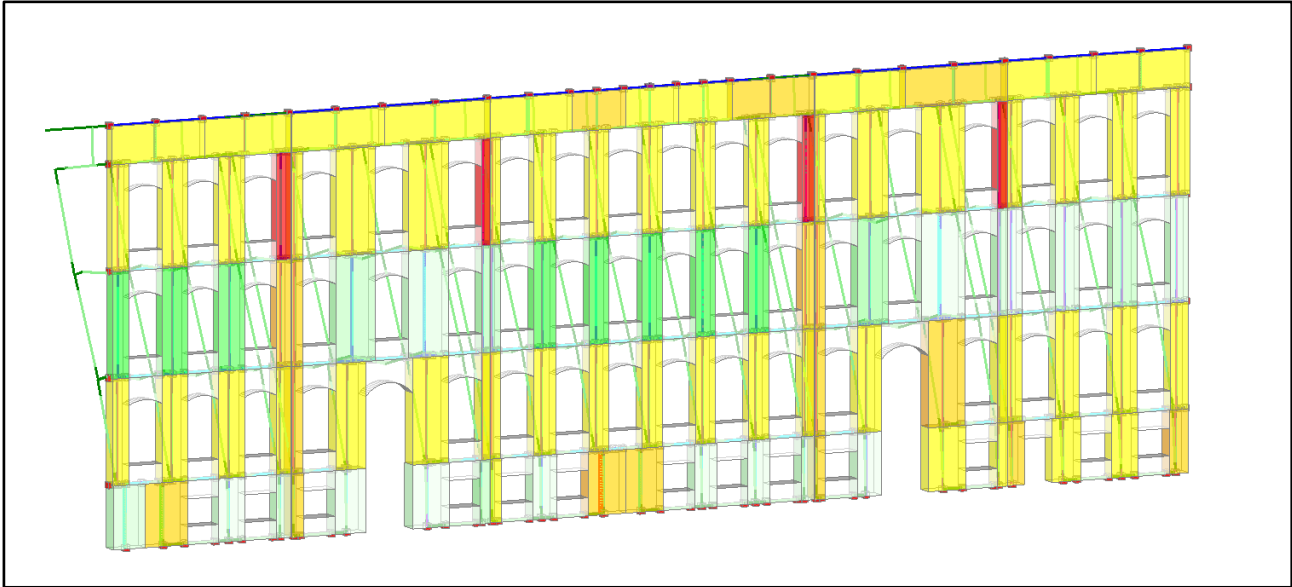


Figura 34 - Indicazione dei sottotelai di analisi in direzione X e Y

Telaio 1X



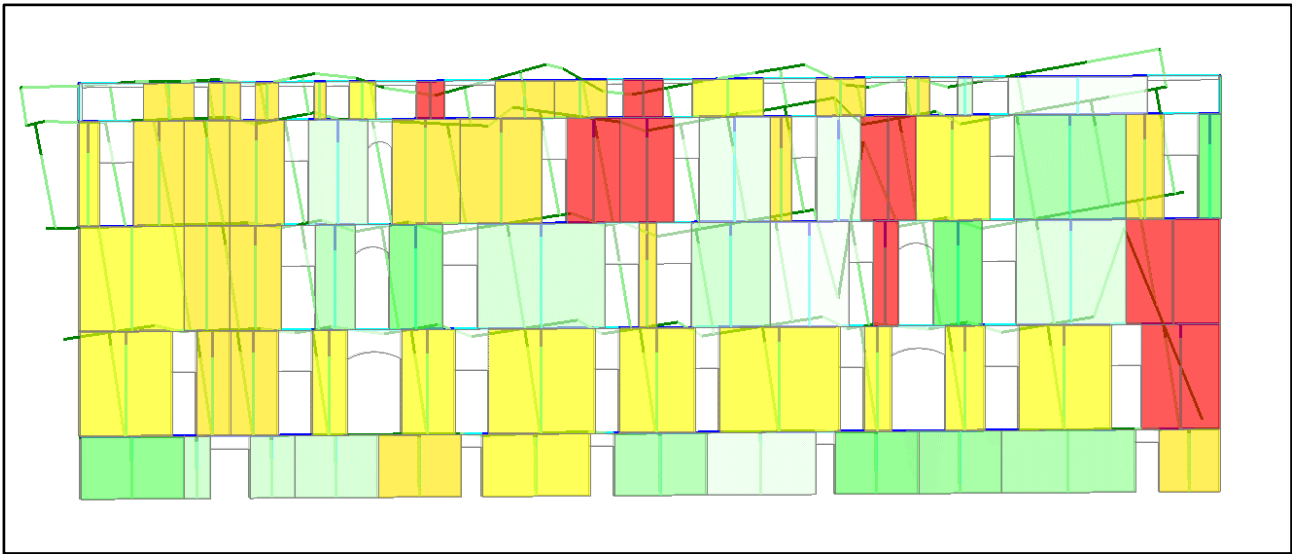
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN.CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.012	1.069	53	1.677	3.067	1.583	2.444
2	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.975	0.933	47	1.645	2.893	1.500	2.289
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.044	1.143	57	1.774	3.453	1.625	2.711
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.150	1.531	77	1.774	3.453	1.625	2.711



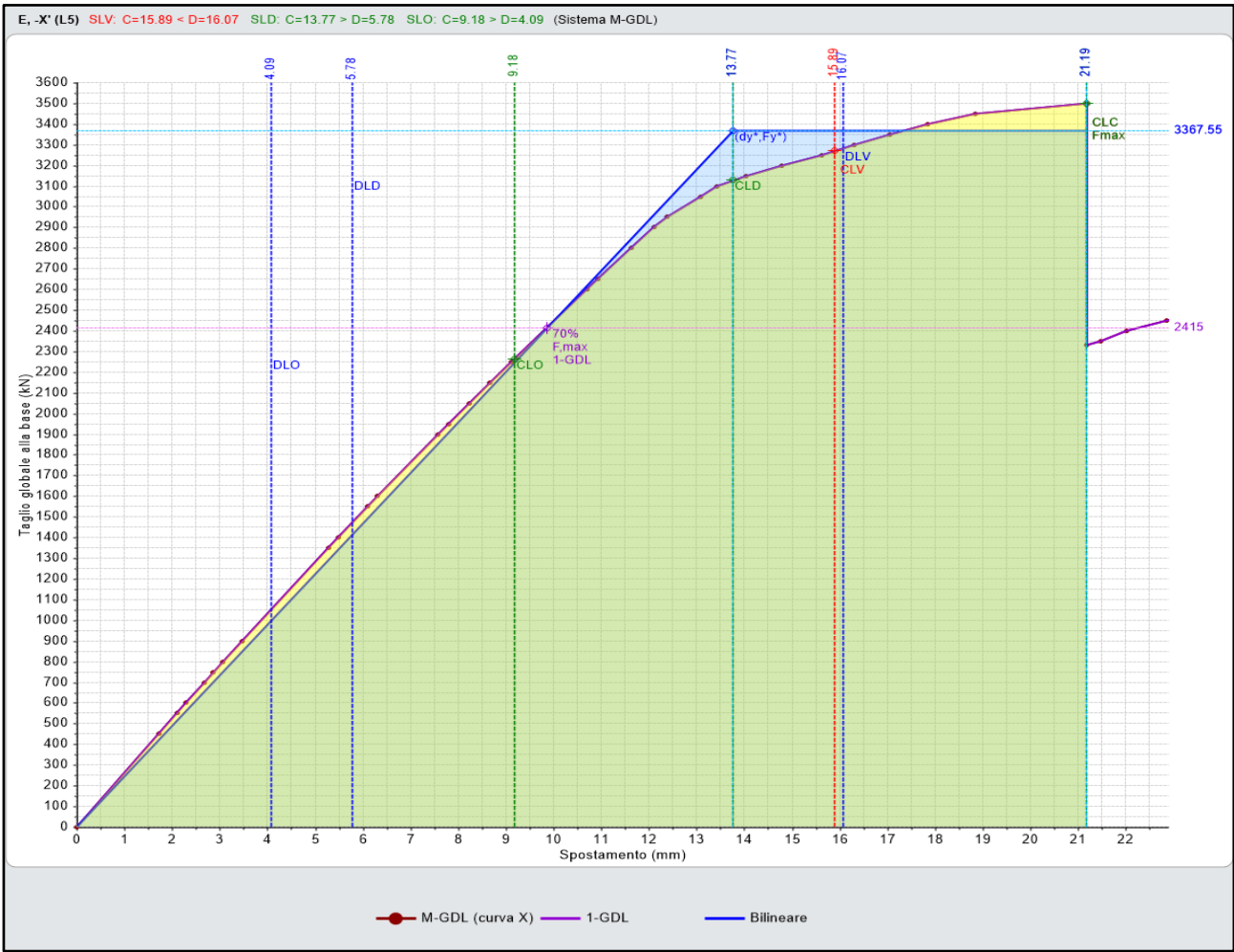
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 2X



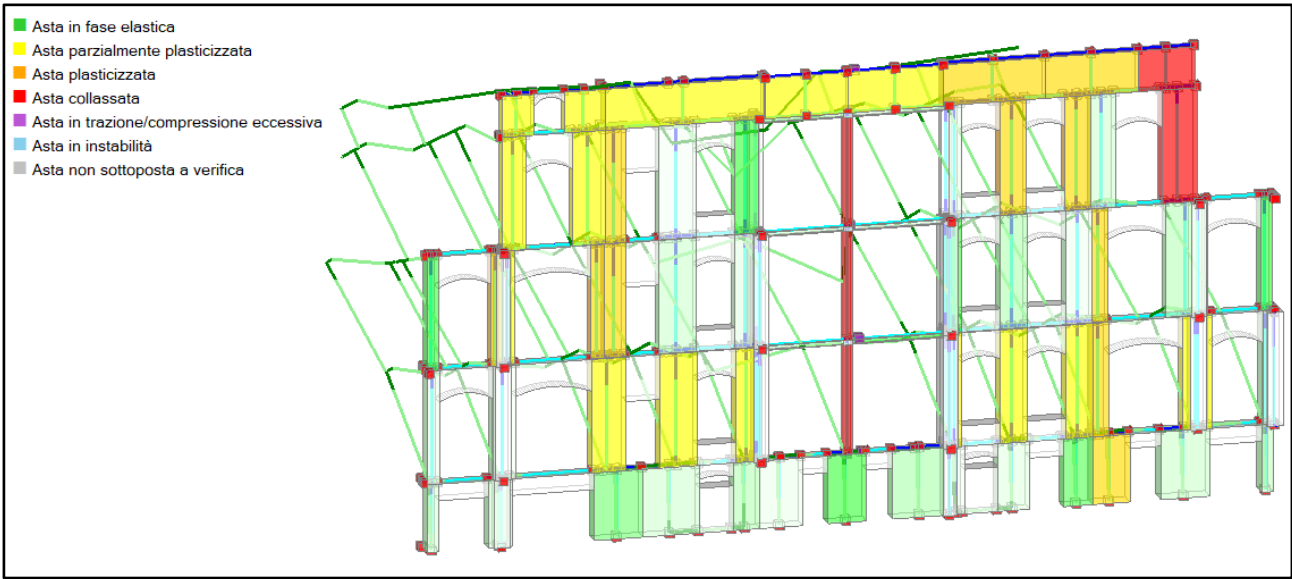
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.025	1.094	55	2.290	6.760	1.958	3.978
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.169	1.624	81	2.500	8.640	2.146	4.822
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.494	3.476	174	2.016	4.840	1.771	3.244
4		<input checked="" type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.988	0.976	49	2.258	6.587	1.958	3.867



Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 3X

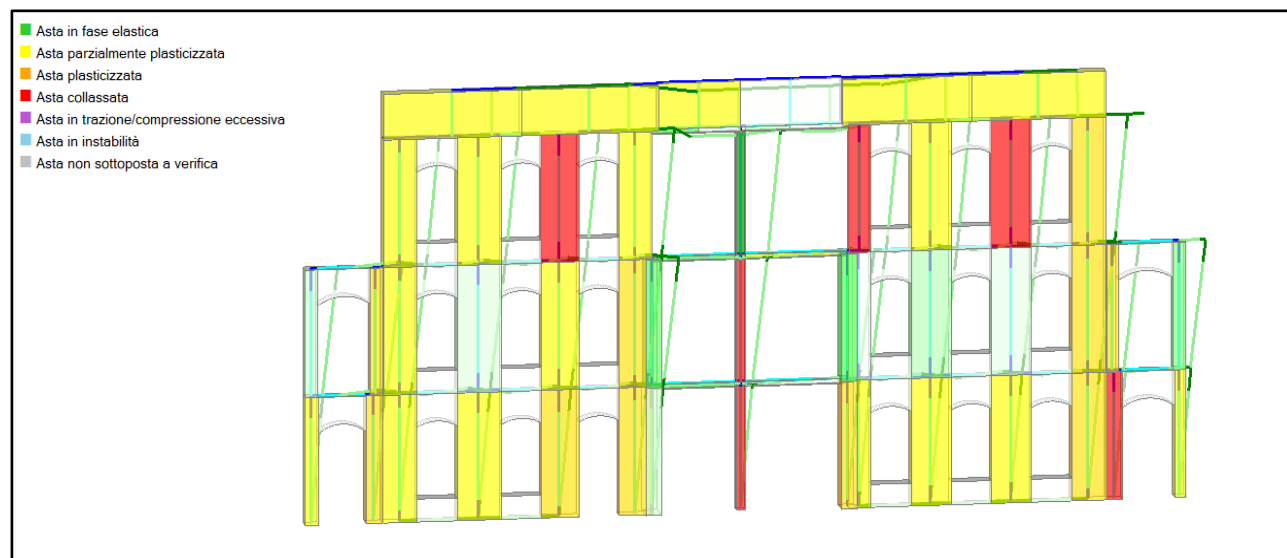






N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.281	2.183	109	1.581	2.573	1.417	2.044
2	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.788	0.510	25	1.435	2.133	1.333	1.711
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.463	3.244	162	1.726	3.160	1.583	2.444
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.012	1.069	53	1.629	2.800	1.479	2.200

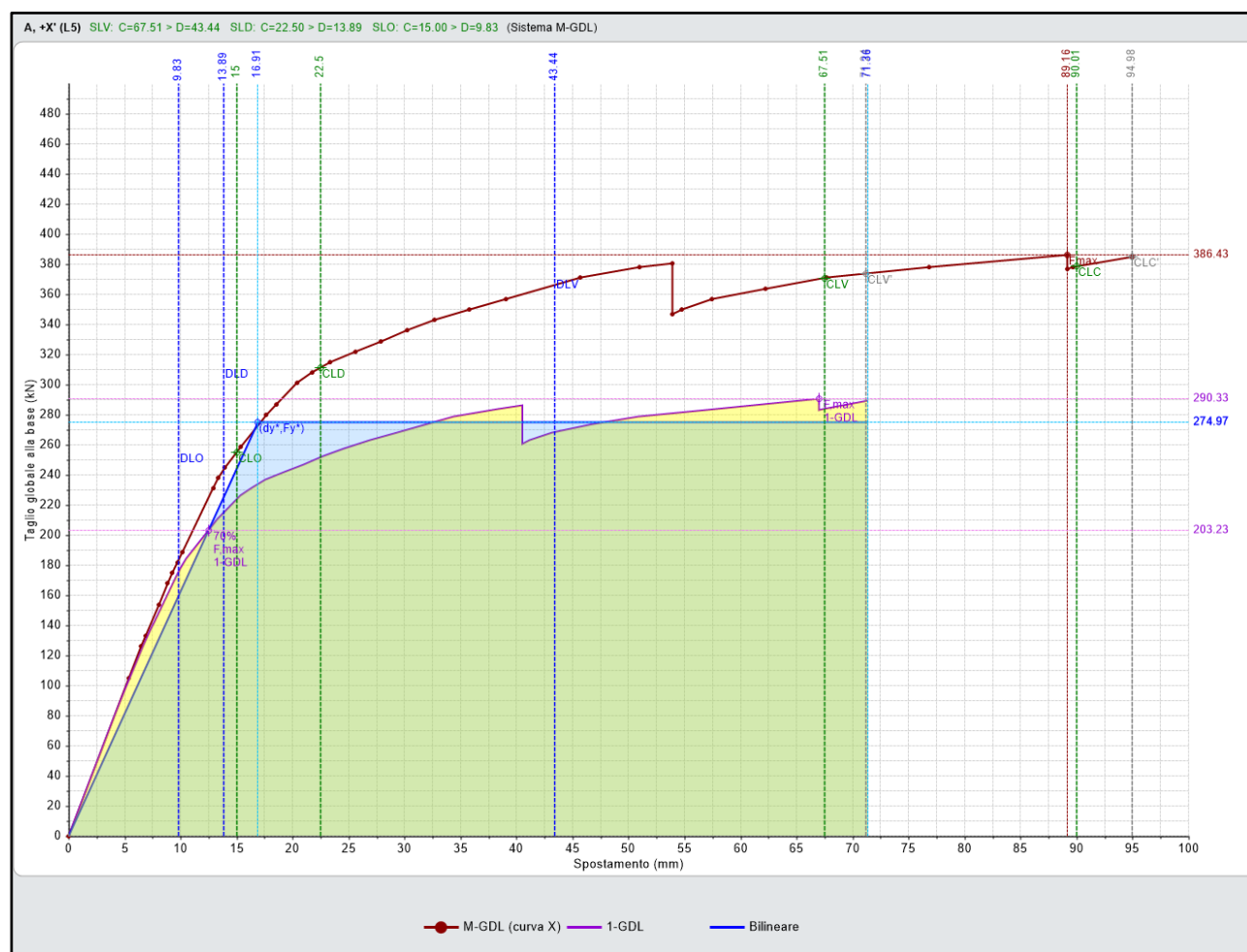


Motivo del collasso:
La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 4X



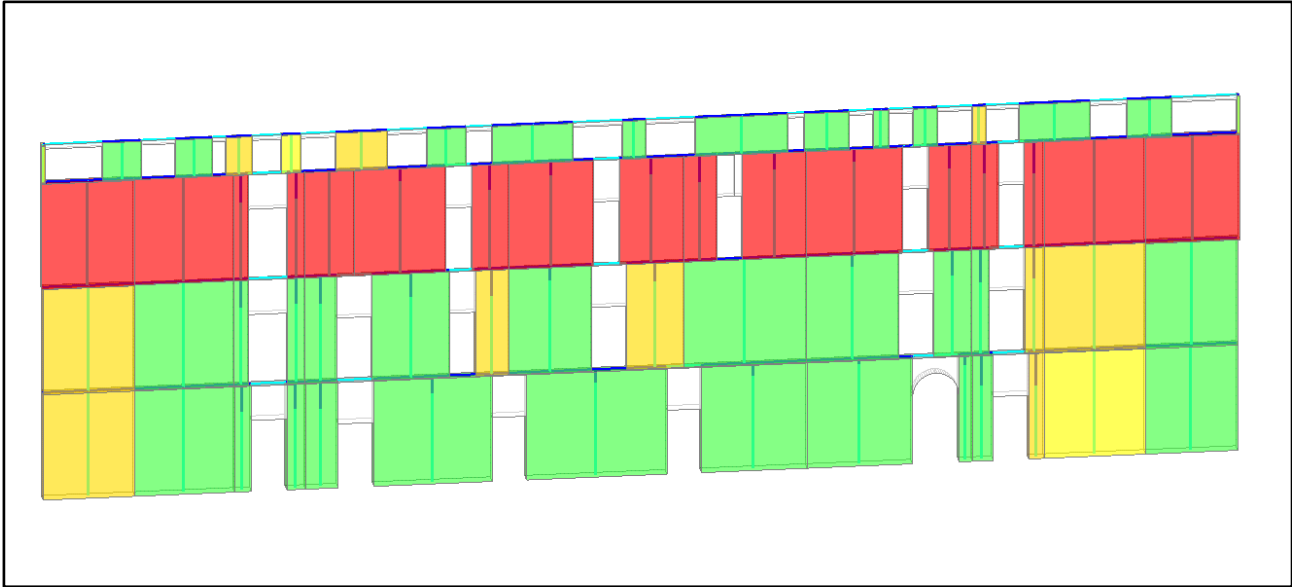
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.469	3.295	165	1.532	2.387	1.375	1.911
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.494	3.449	173	1.548	2.440	1.417	1.978
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.494	3.476	174	1.629	2.800	1.479	2.200
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.494	3.476	174	1.629	2.800	1.479	2.200



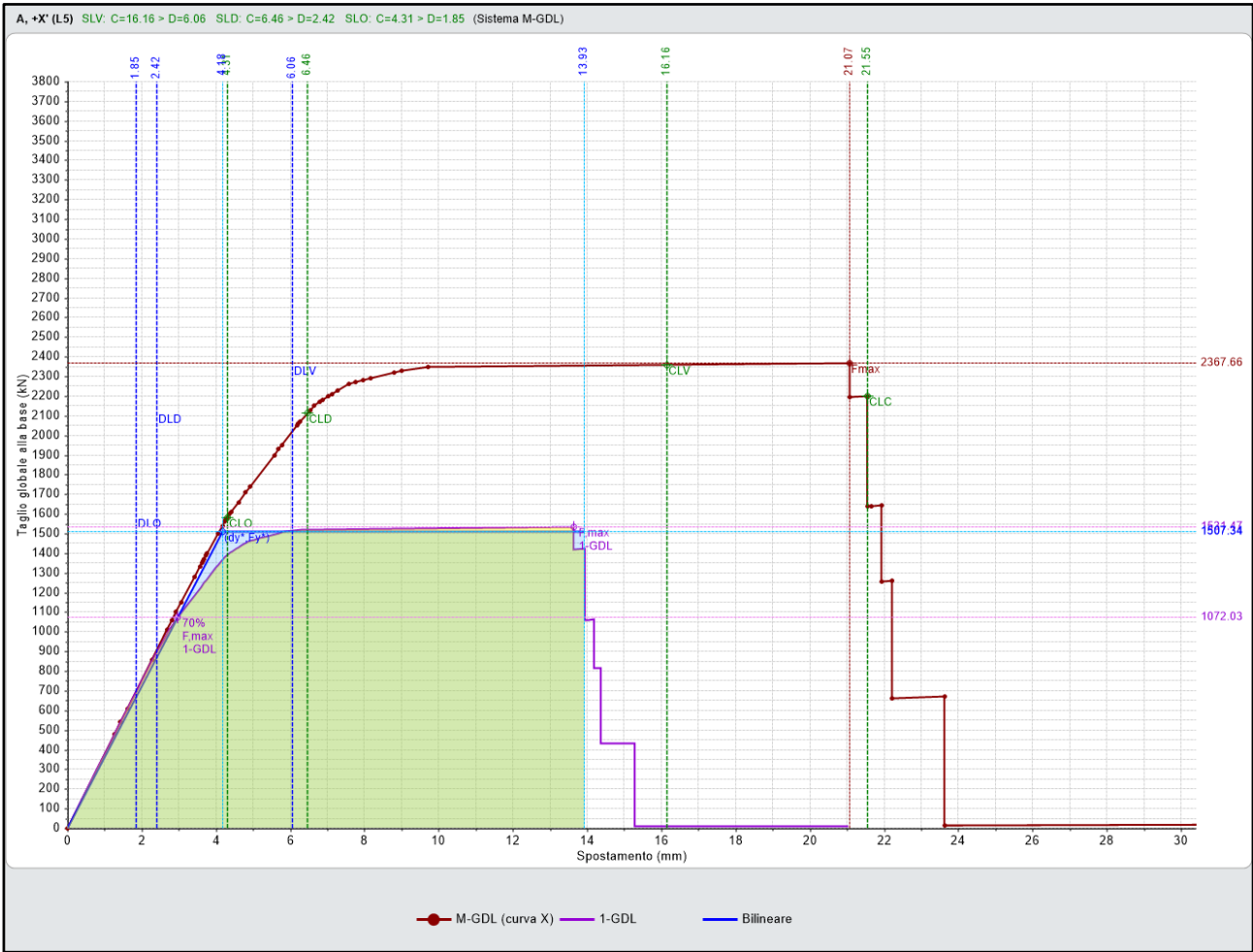
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 5X



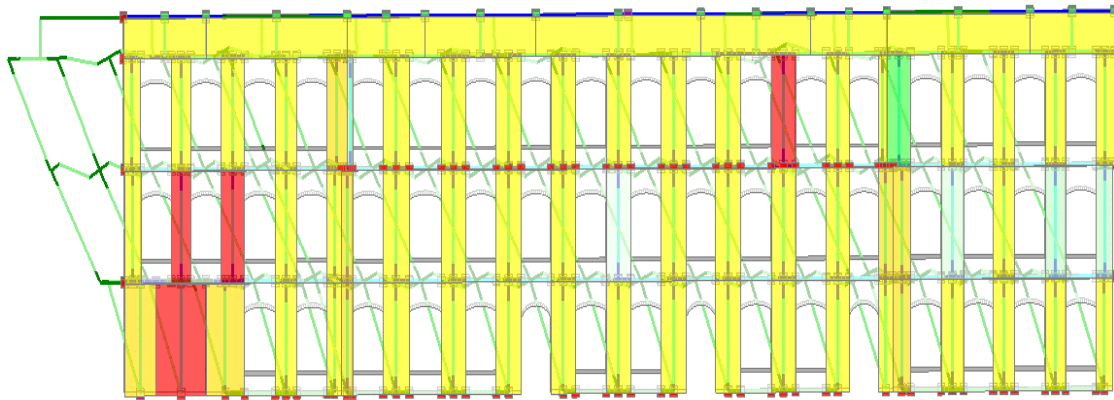
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.494	3.476	174	2.710	11.333	2.375	6.400
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.494	3.476	174	2.597	9.920	2.271	5.578
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.494	3.476	174	3.194	18.267	2.792	9.756
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.494	3.476	174	2.919	14.240	2.604	7.867



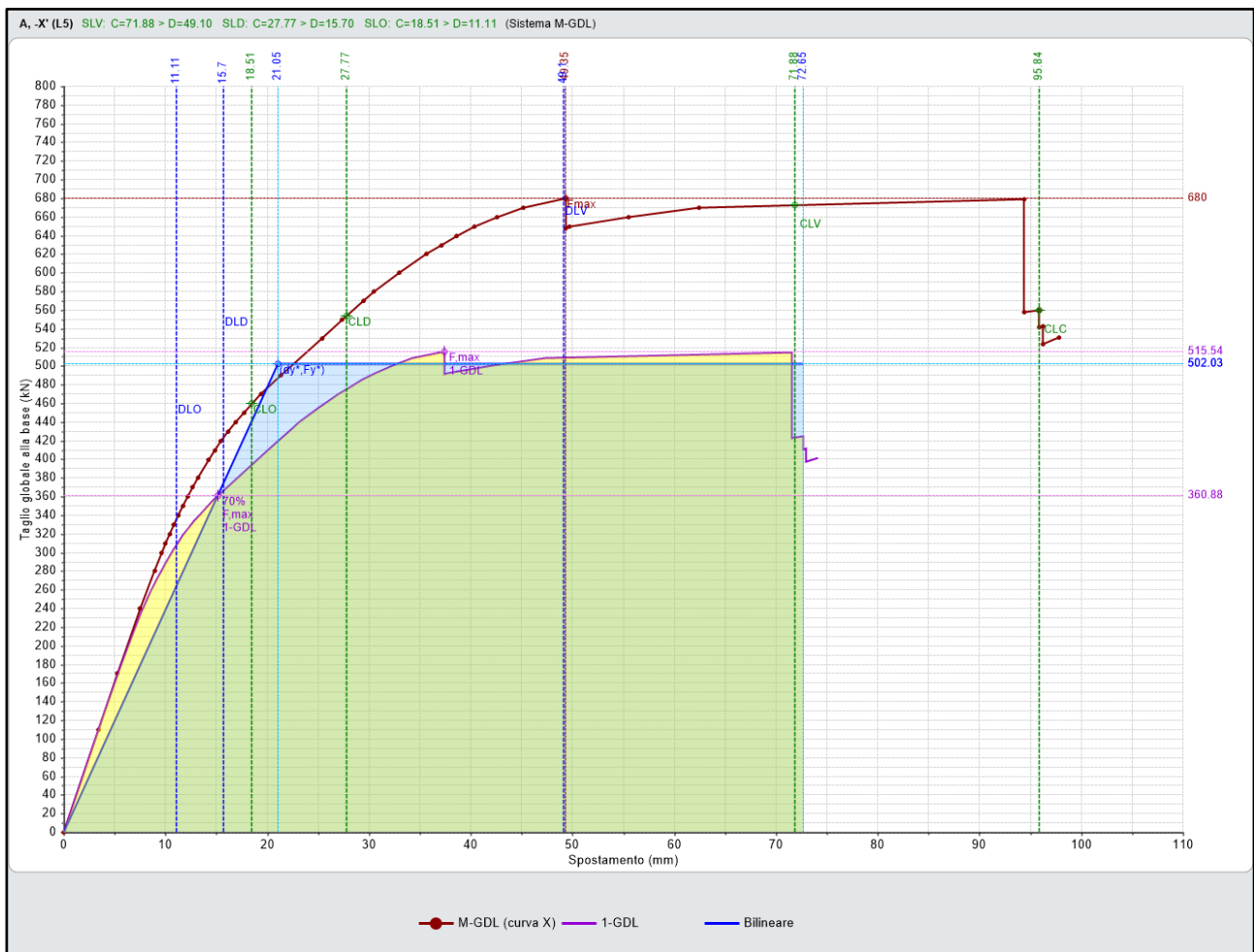
Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento X5 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari

Telaio 6X



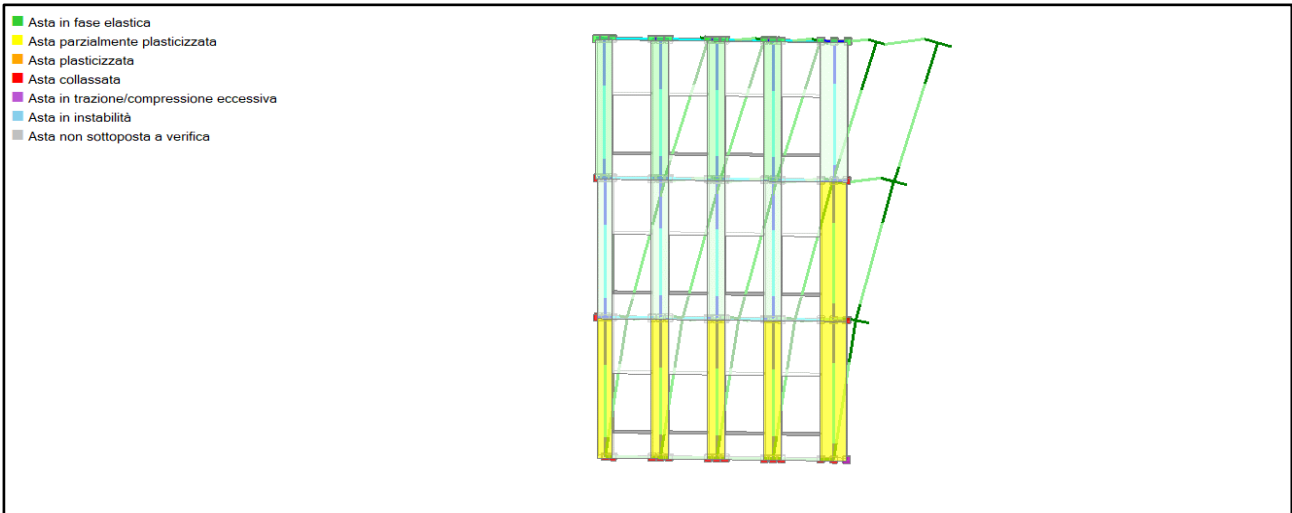
N°curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.431	3.007	150	1.581	2.600	1.417	2.044
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.388	2.768	138	1.629	2.800	1.479	2.200
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.494	3.476	174	1.548	2.507	1.417	2.044
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.494	3.476	174	1.629	2.787	1.479	2.200



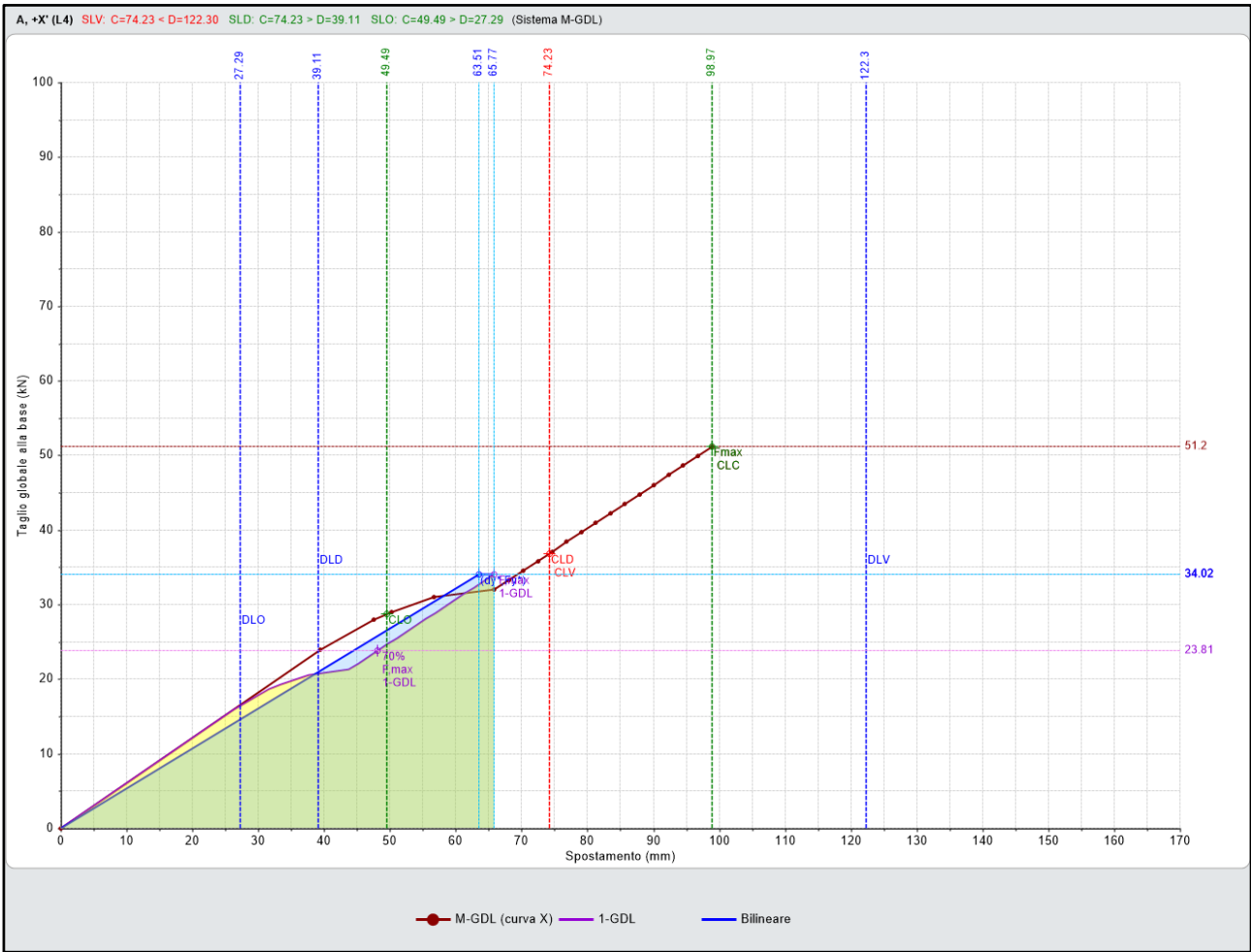
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 7X



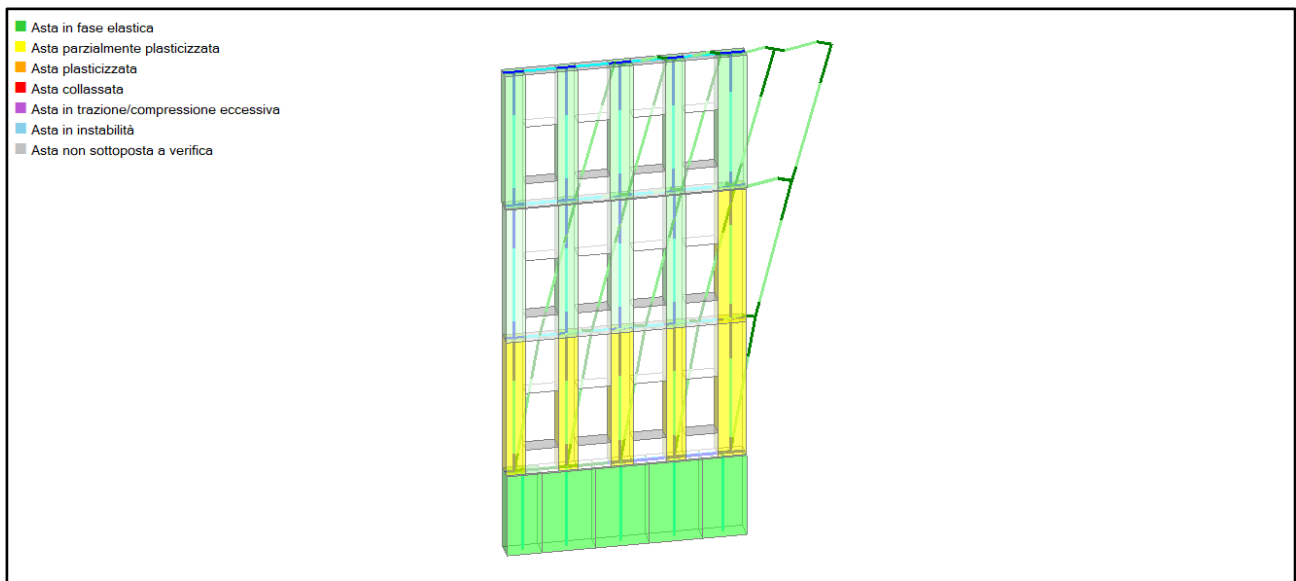
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.675	0.343	17	1.742	3.253	1.604	2.533
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.688	0.362	18	1.758	3.440	1.625	2.711
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.838	0.603	30	2.161	5.720	2.104	4.667
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.838	0.603	30	2.161	5.720	2.104	4.667







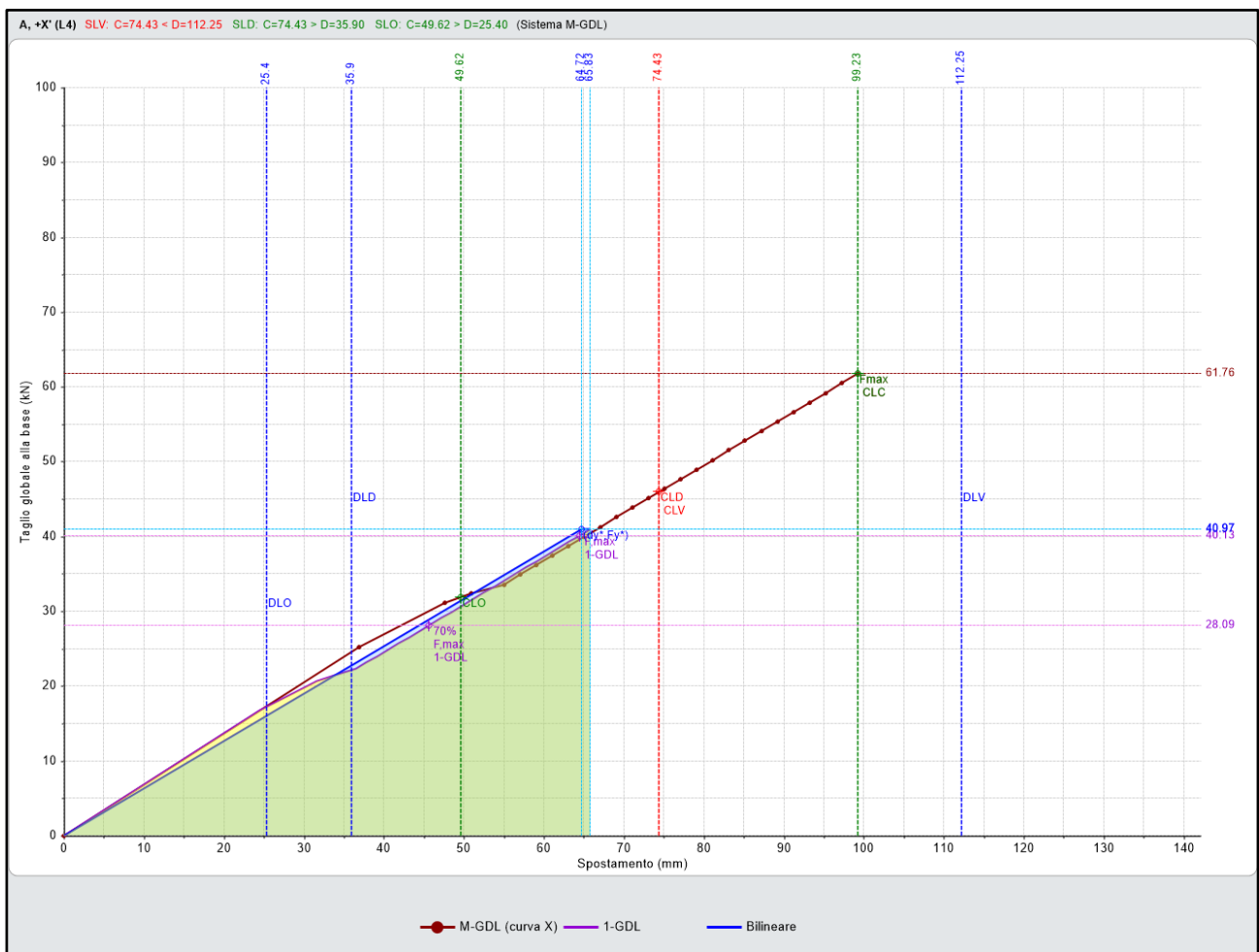
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 8X



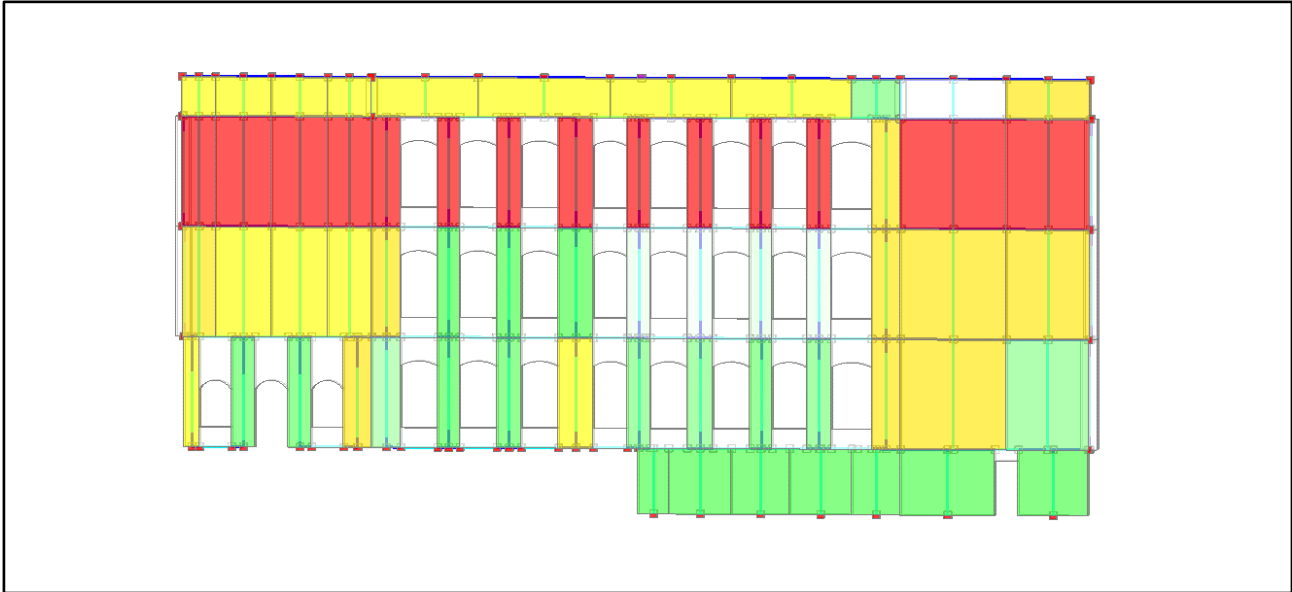
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.712	0.404	20	1.839	3.840	1.729	3.044
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.712	0.404	20	1.839	3.840	1.729	3.044
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.838	0.603	30	2.161	5.720	2.104	4.667
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.825	0.588	29	2.145	5.587	2.083	4.533



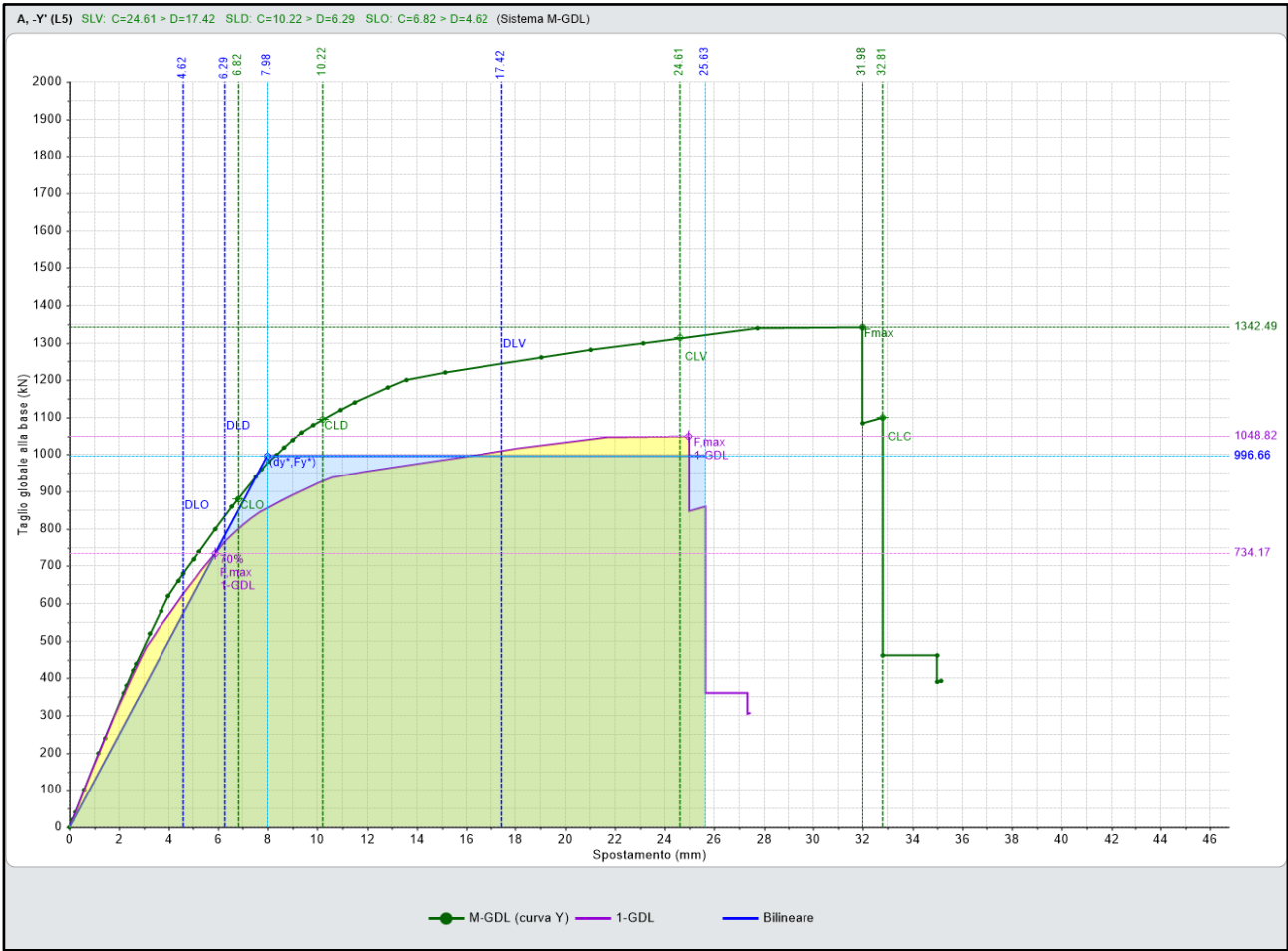
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 1Y



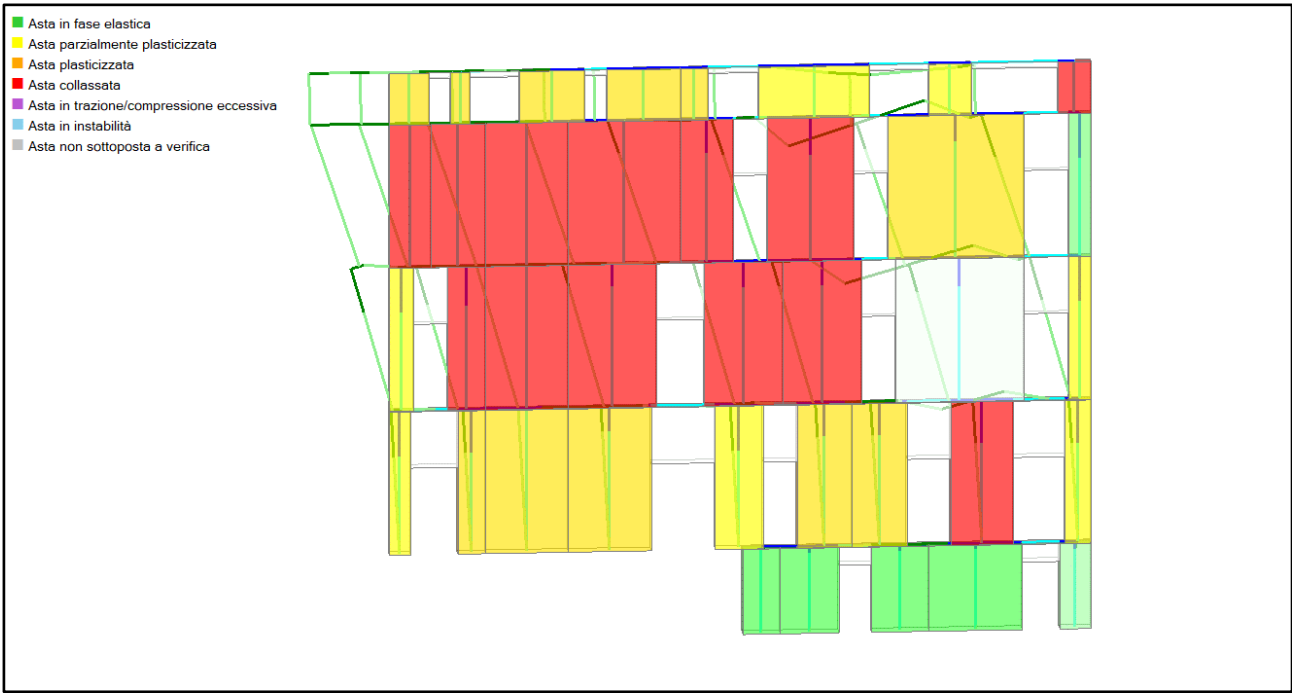
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.494	3.476	174	1.629	2.720	1.375	1.844
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.306	2.301	115	1.677	3.067	1.417	1.978
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	1.629	2.800	1.375	1.911
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	1.823	3.640	1.583	2.444



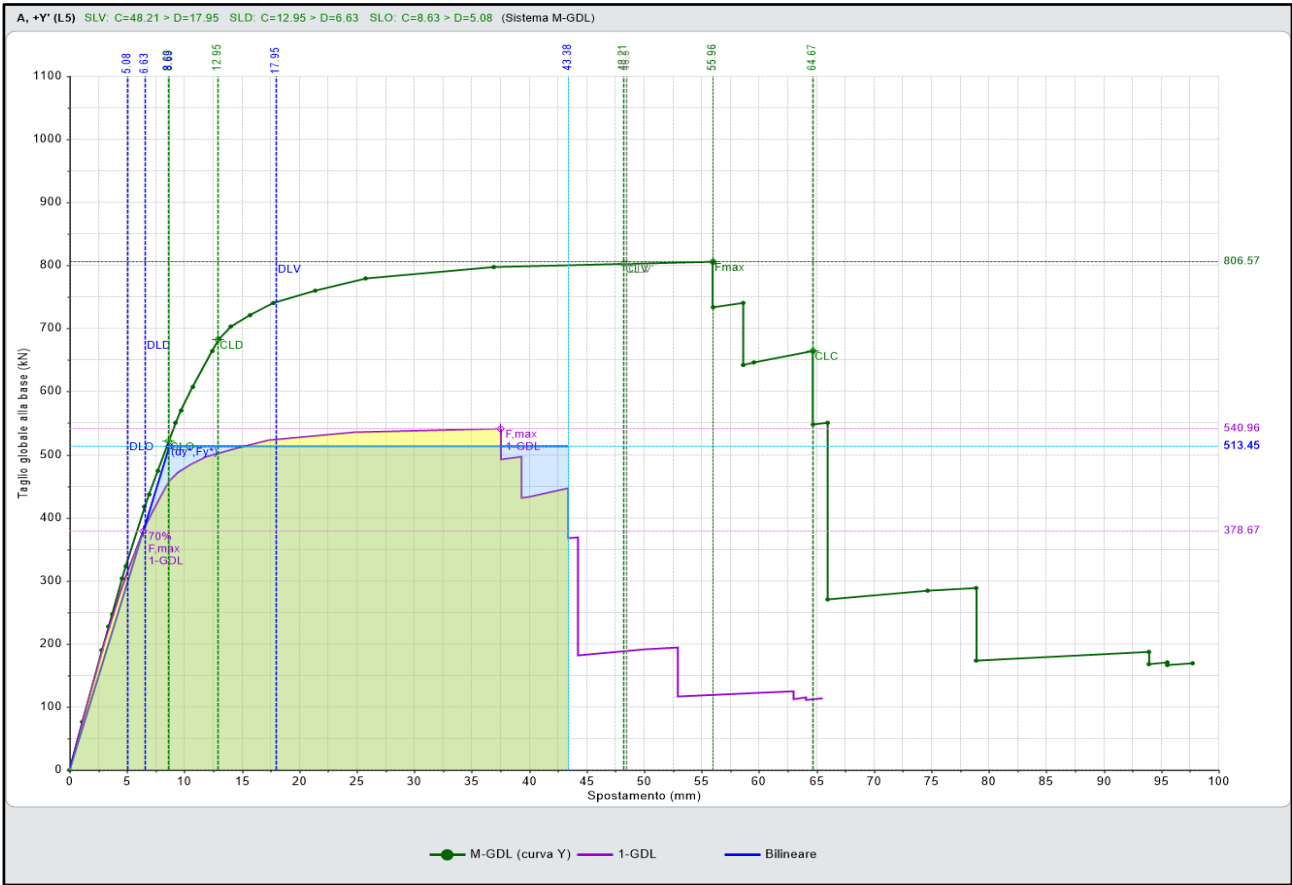
Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento Y1 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 2Y



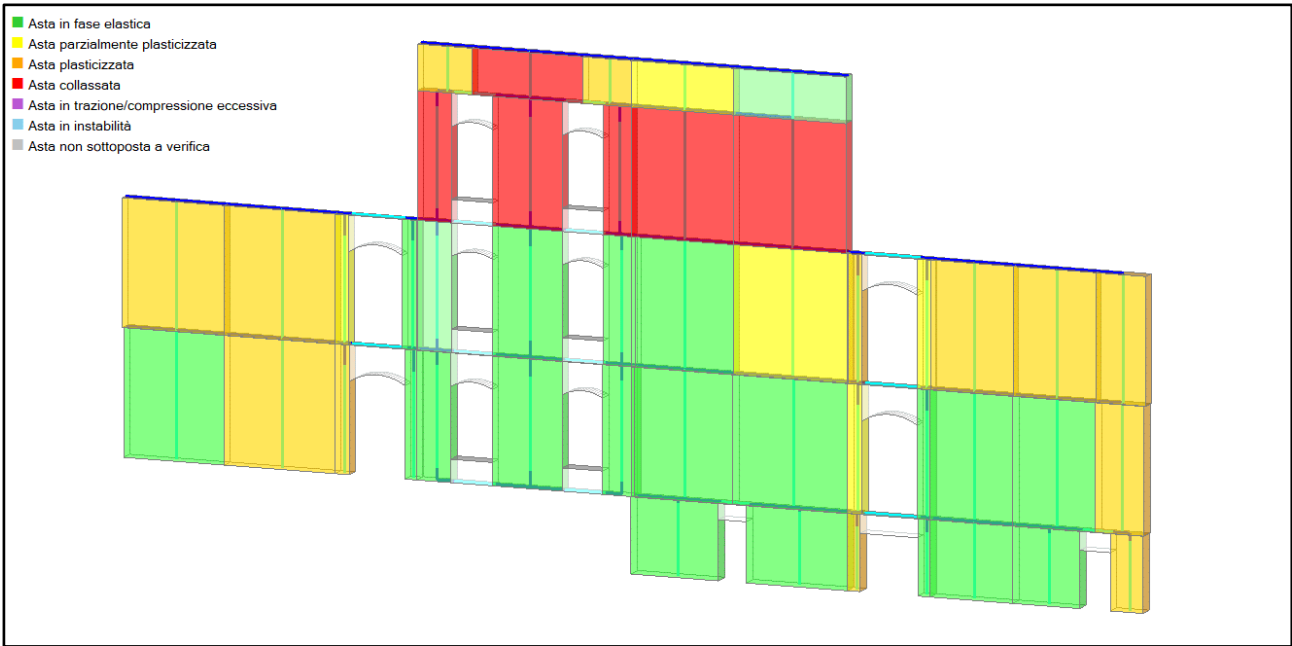
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.048	4.960	1.729	2.978
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.065	5.213	1.750	3.156
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	1.919	4.160	1.750	3.067
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	1.935	4.267	1.729	3.044



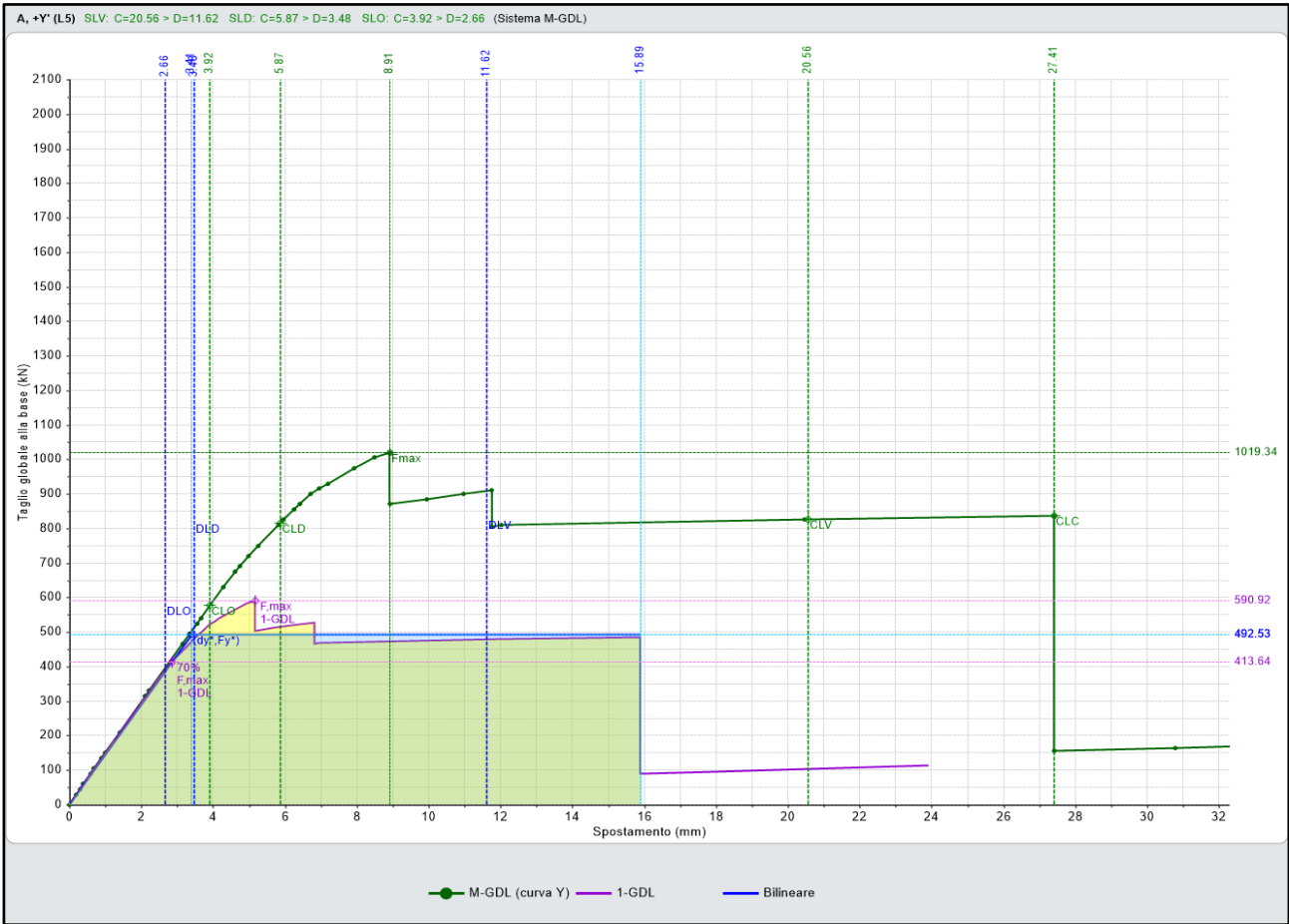
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 3Y

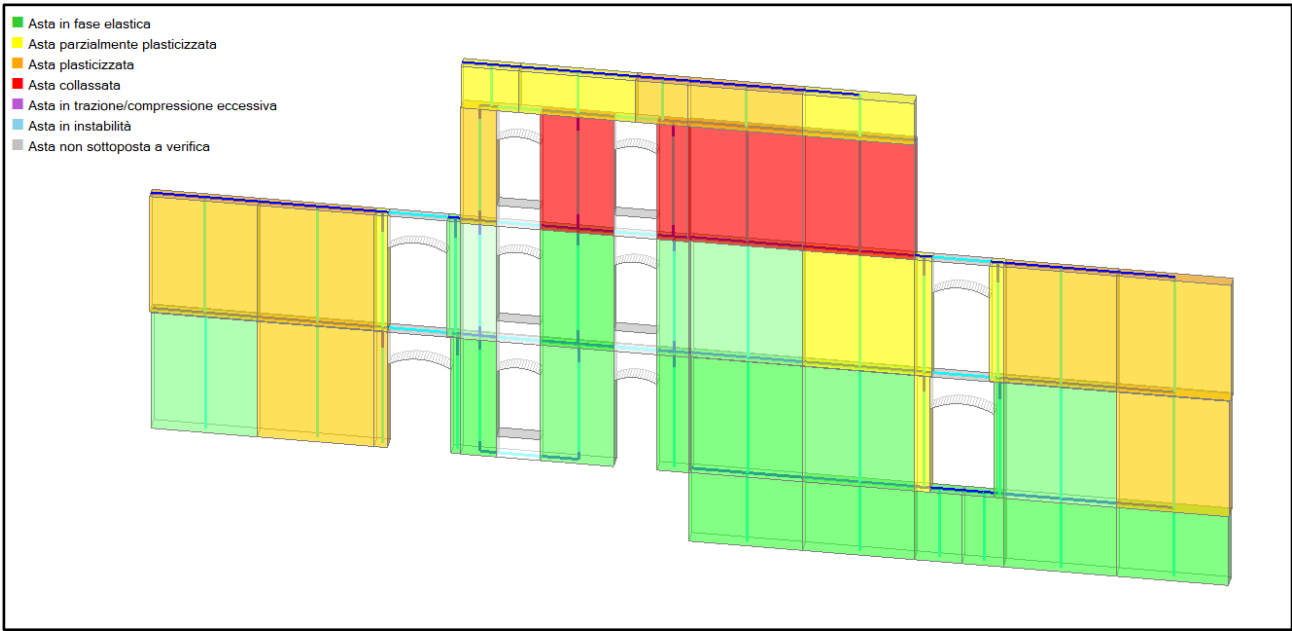


N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN, CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.450	3.146	157	1.742	3.347	1.458	2.133
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.677	10.853	2.354	6.067
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.210	5.987	1.875	3.556
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.742	11.573	2.396	6.578

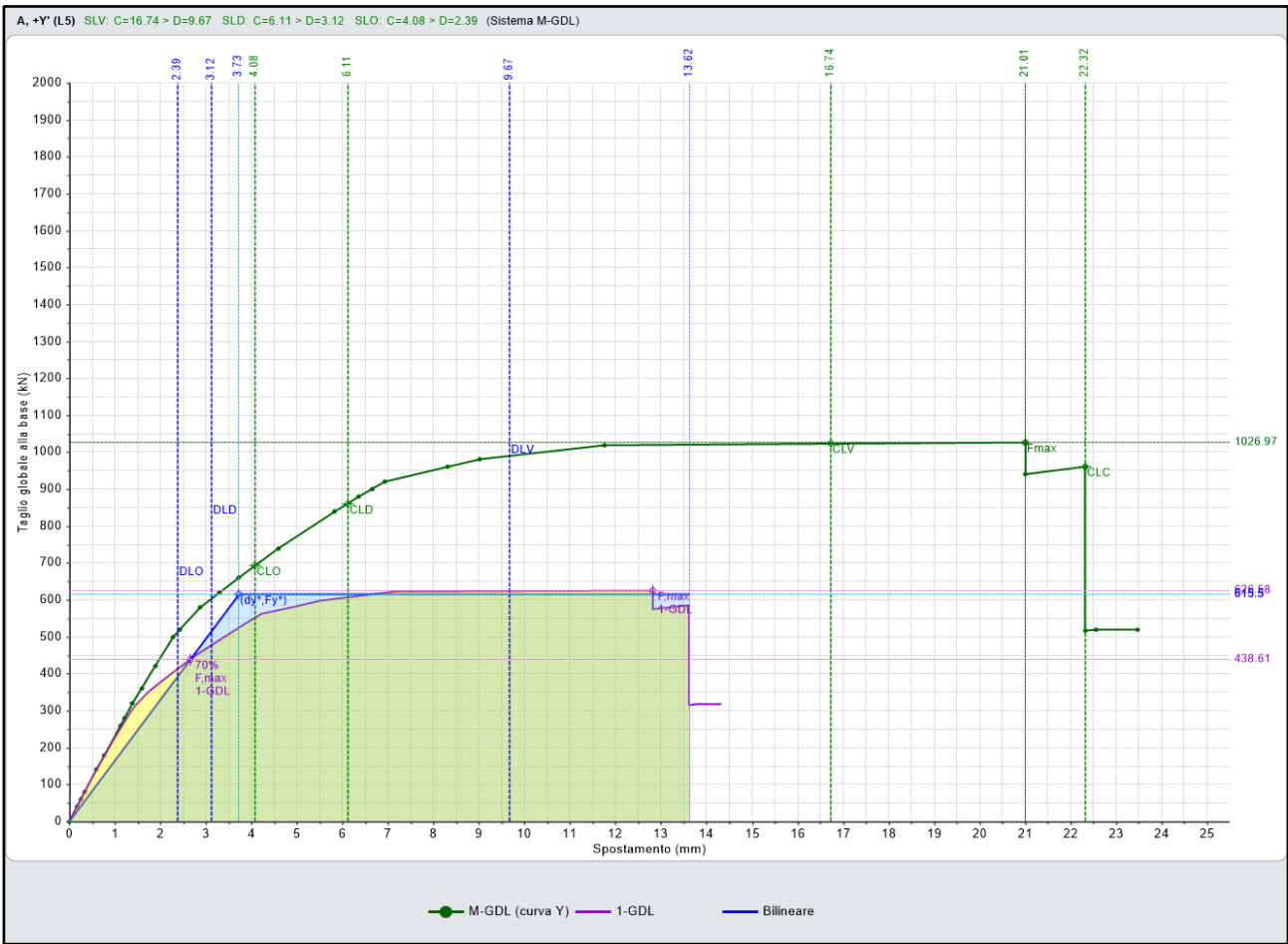


Motivo del collasso:
Tutti i maschi murari del paramento Y3 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 4Y



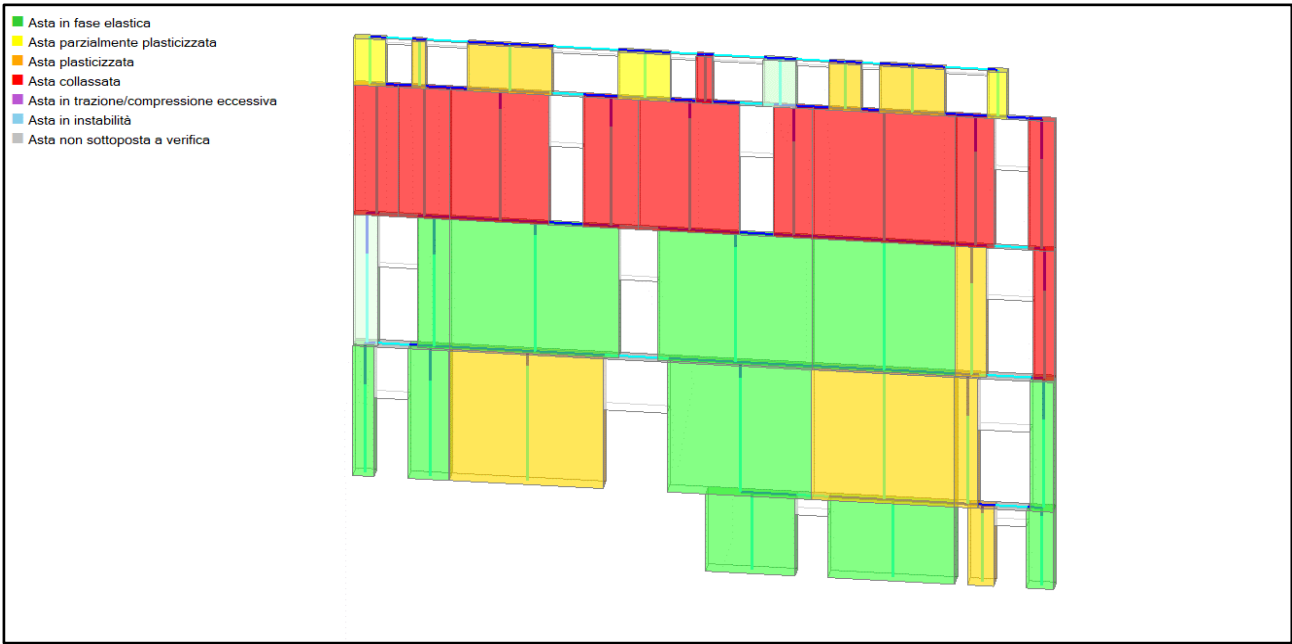
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN, CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.388	2.768	138	2.048	4.960	1.750	3.067
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.400	2.860	143	2.048	4.960	1.729	2.978
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.532	9.267	2.208	5.267
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.113	5.333	1.750	3.156



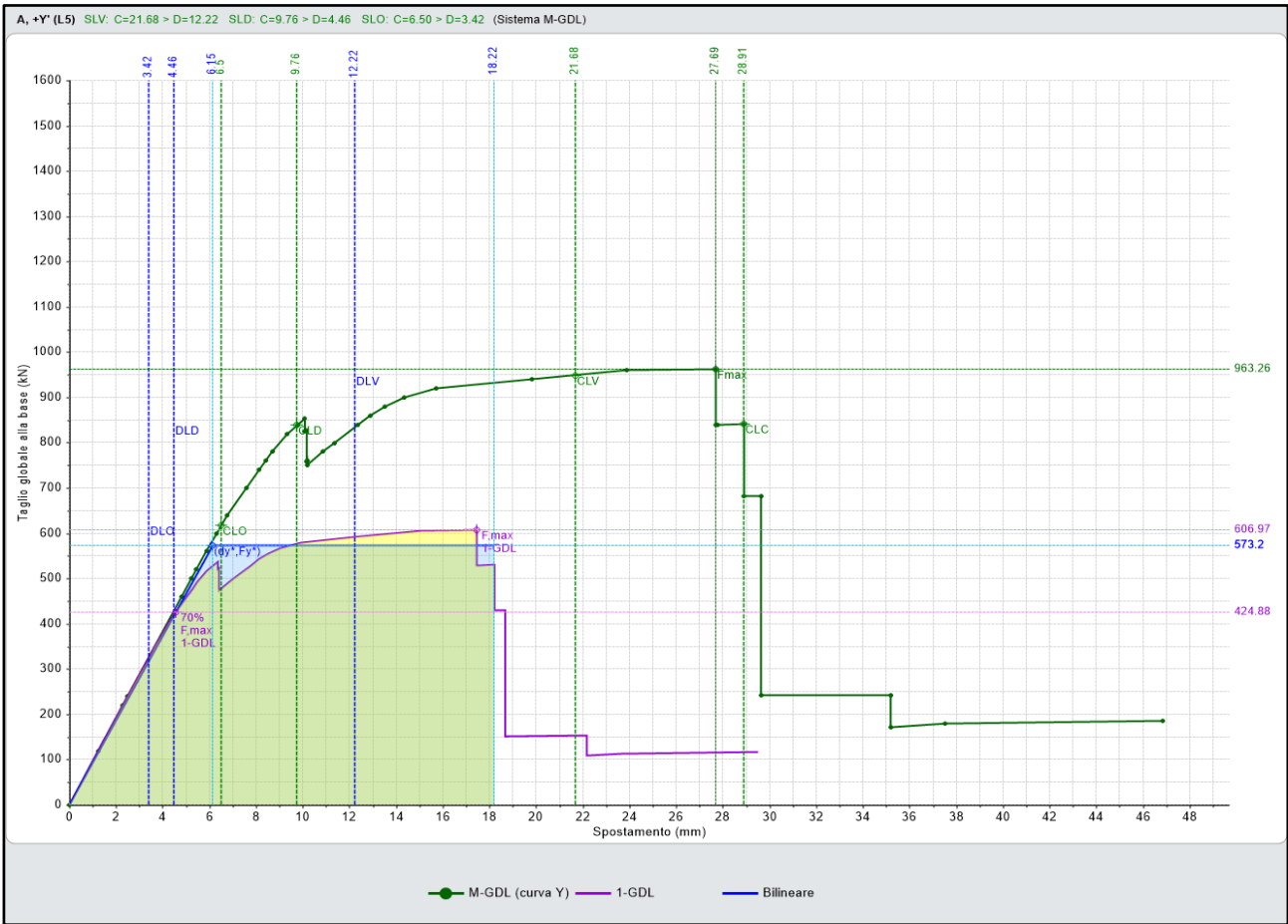
Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento Y4 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 5Y



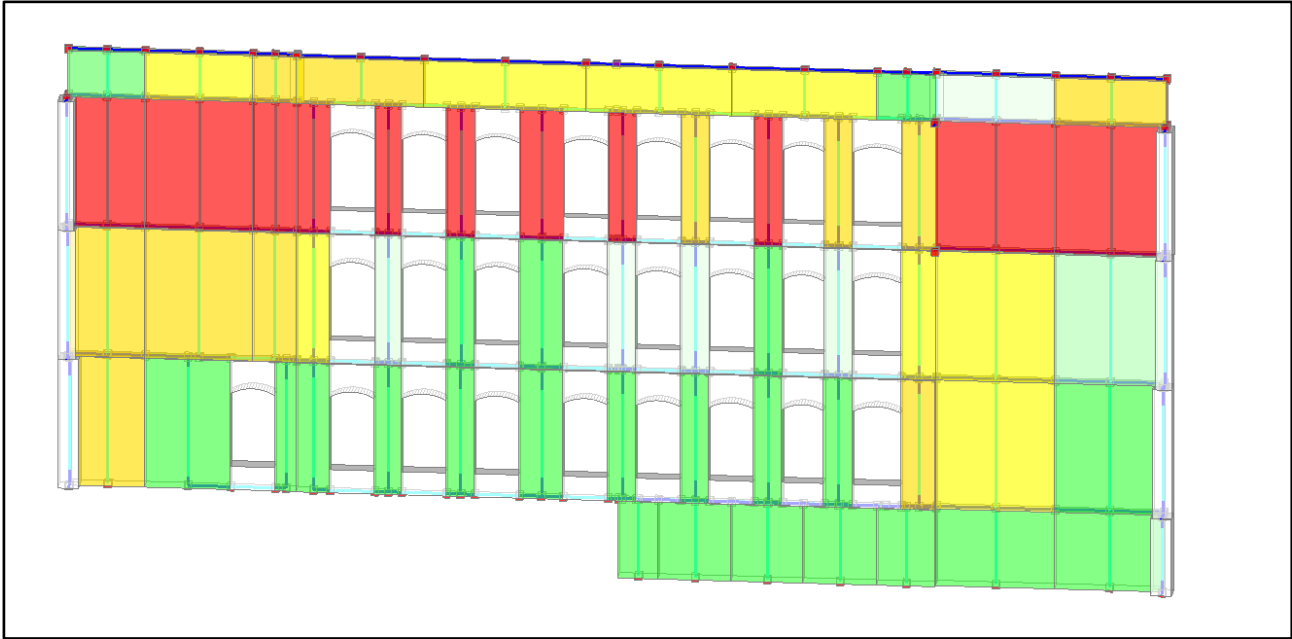
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y*				L5	1.450	3.097	155	2.258	6.587	1.958	3.867
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y*				L5	1.494	3.476	174	2.258	6.587	1.958	3.867
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y*				L5	1.494	3.476	174	2.516	9.053	2.167	5.111
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y*				L5	1.494	3.476	174	2.516	9.053	2.167	5.111



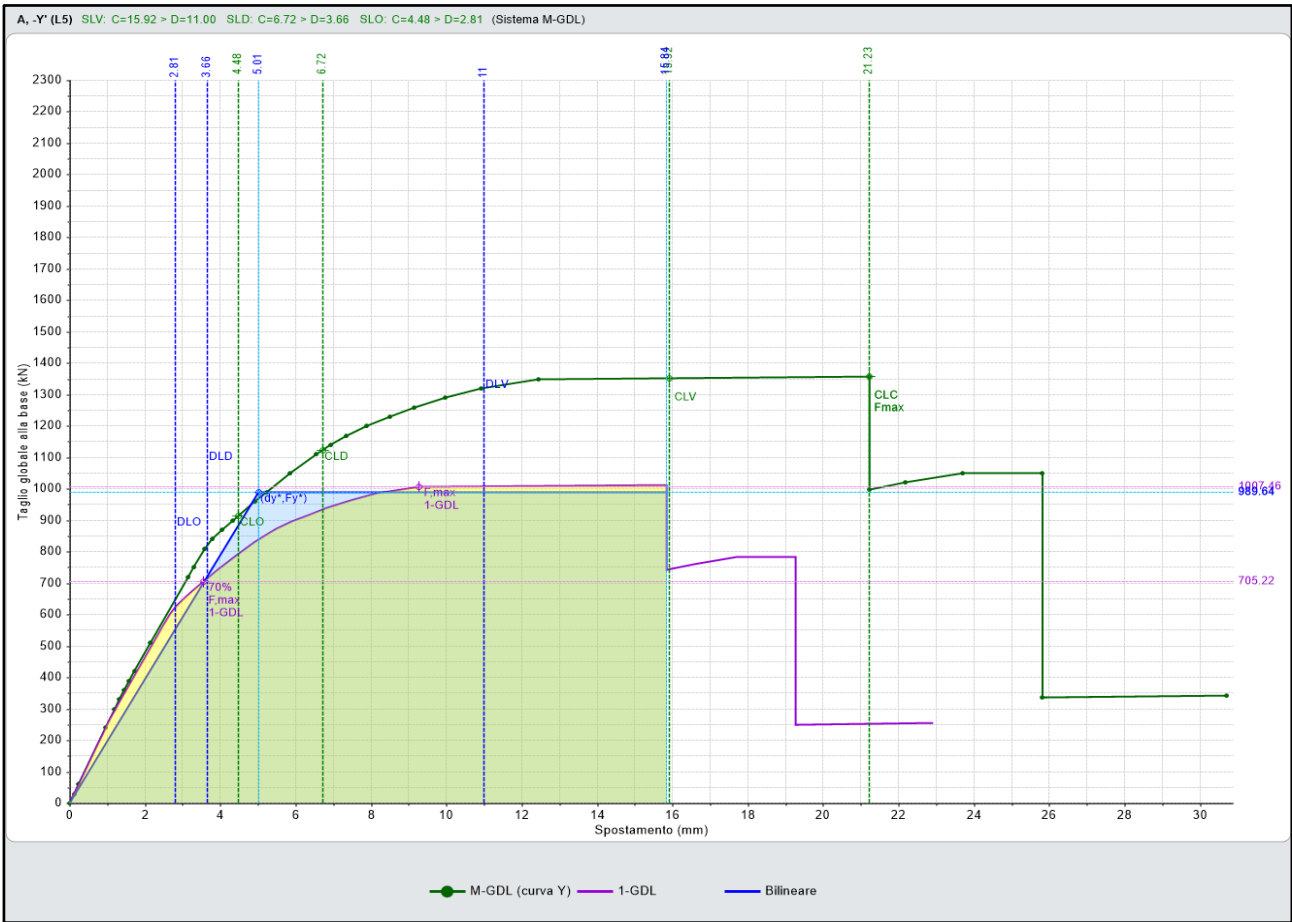
Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento Y5 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari

Telaio 6Y



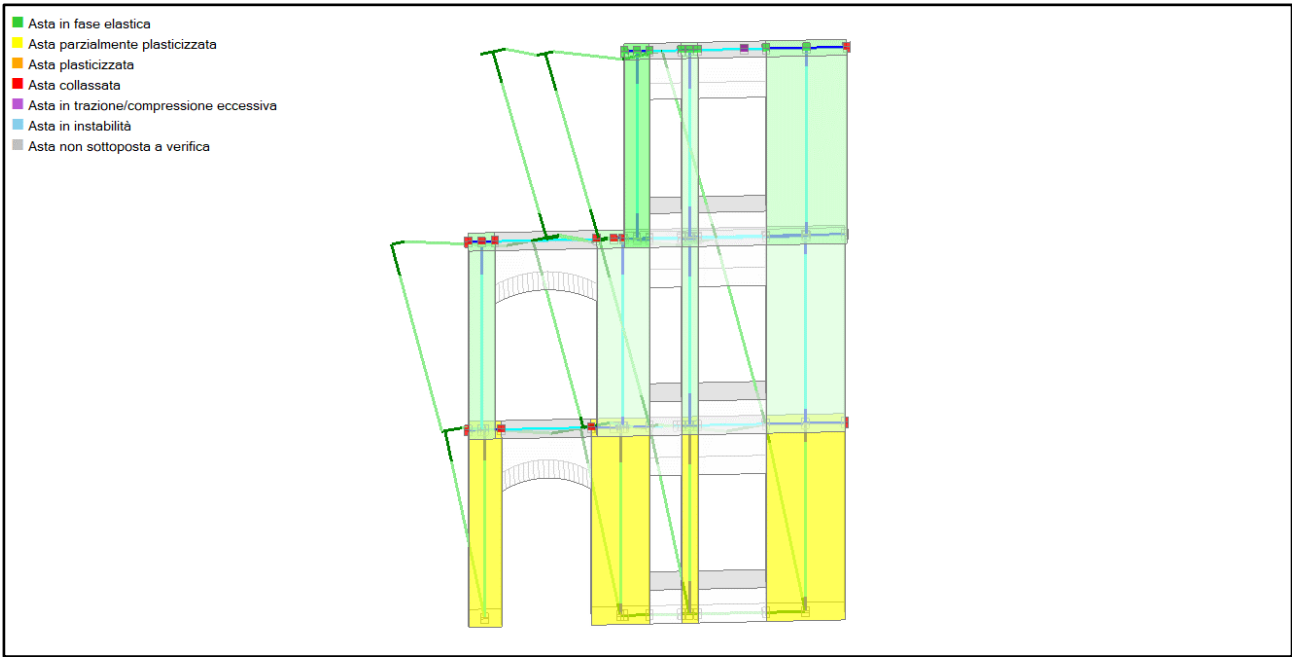
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$	$\zeta_{PGA}(SLO)$	$\zeta_{TR}(SLO)$
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.450	3.097	155	1.774	3.547	1.500	2.289
2	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.269	2.107	105	1.919	4.160	1.625	2.622
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.194	5.853	1.833	3.444
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.194	5.853	1.875	3.556



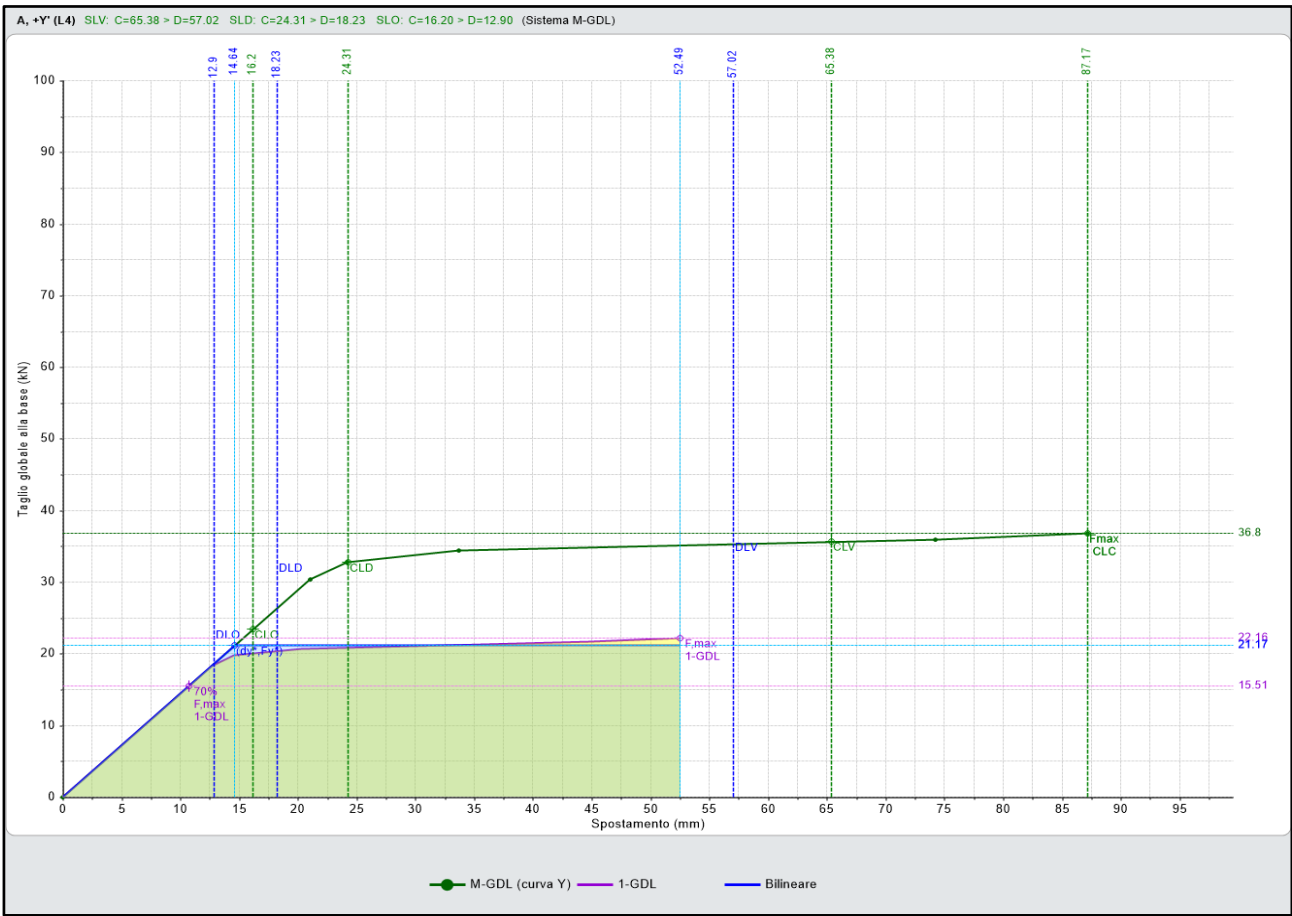
Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento Y6 al piano 4 sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 7Y

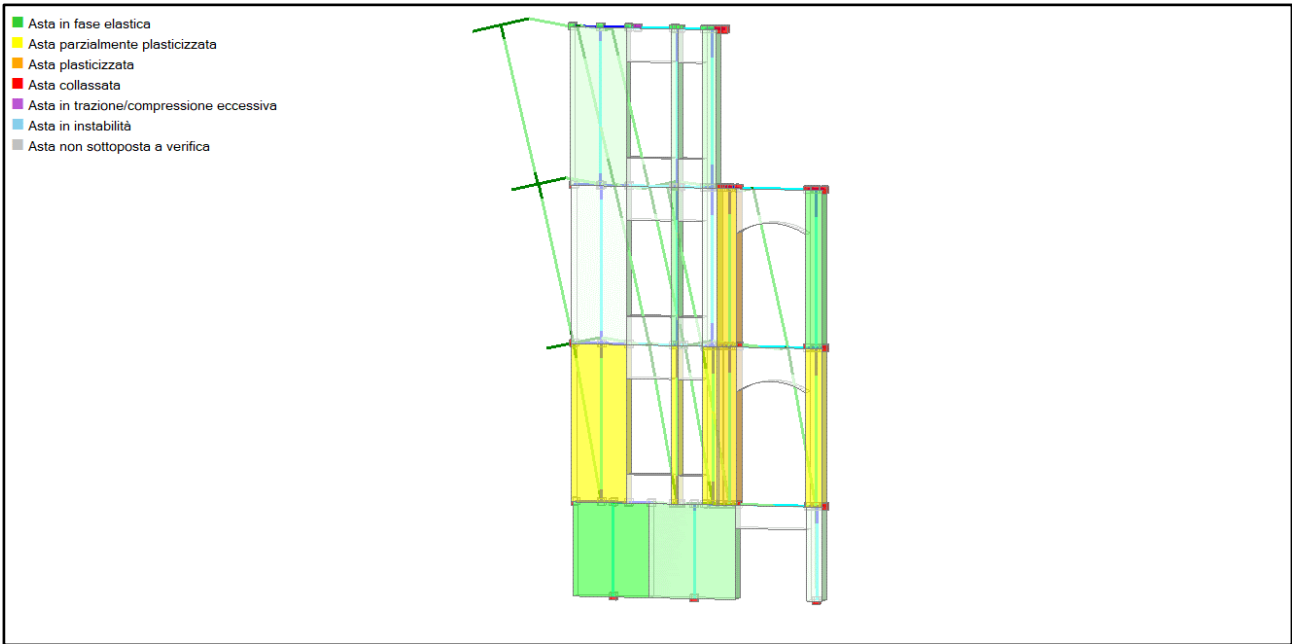


N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN.CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	1.112	1.412	71	1.290	1.680	1.167	1.378
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	1.206	1.787	89	1.290	1.733	1.208	1.378
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	1.344	2.463	123	1.387	2.013	1.271	1.578
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	1.356	2.549	127	1.419	2.053	1.292	1.644

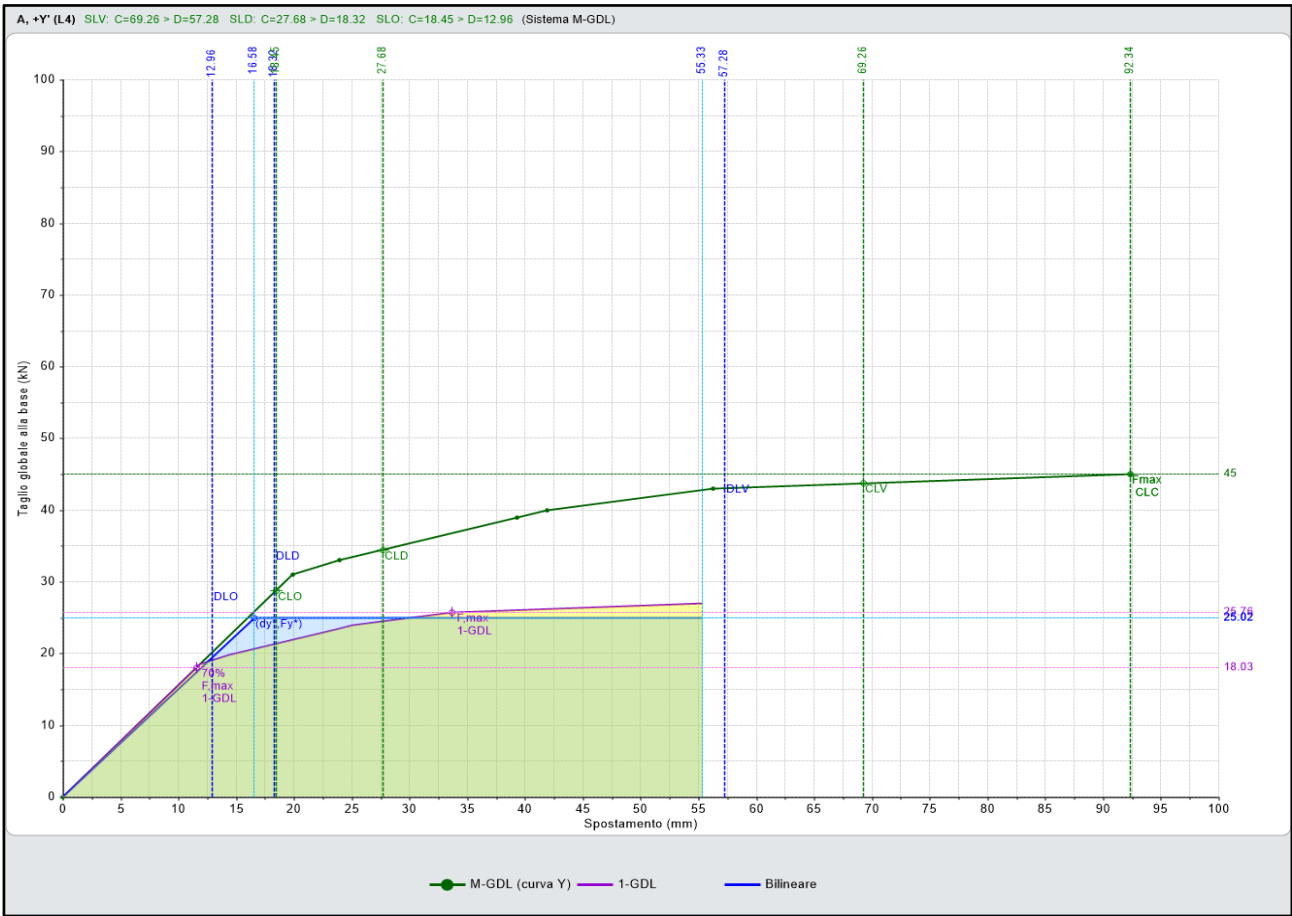


Motivo del collasso:
La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 8Y



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	1.175	1.654	83	1.435	2.133	1.333	1.711
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	1.206	1.787	89	1.435	2.133	1.333	1.711
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	1.350	2.506	125	1.548	2.507	1.417	1.978
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	1.325	2.383	119	1.532	2.387	1.375	1.911



Motivo del collasso:
La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

8.4 Analisi dinamica modale

Si riportano di seguito i risultati ottenuti nella verifica a pressoflessione ortogonale convenzionale ottenuti in analisi dinamica modale per la struttura in esame.

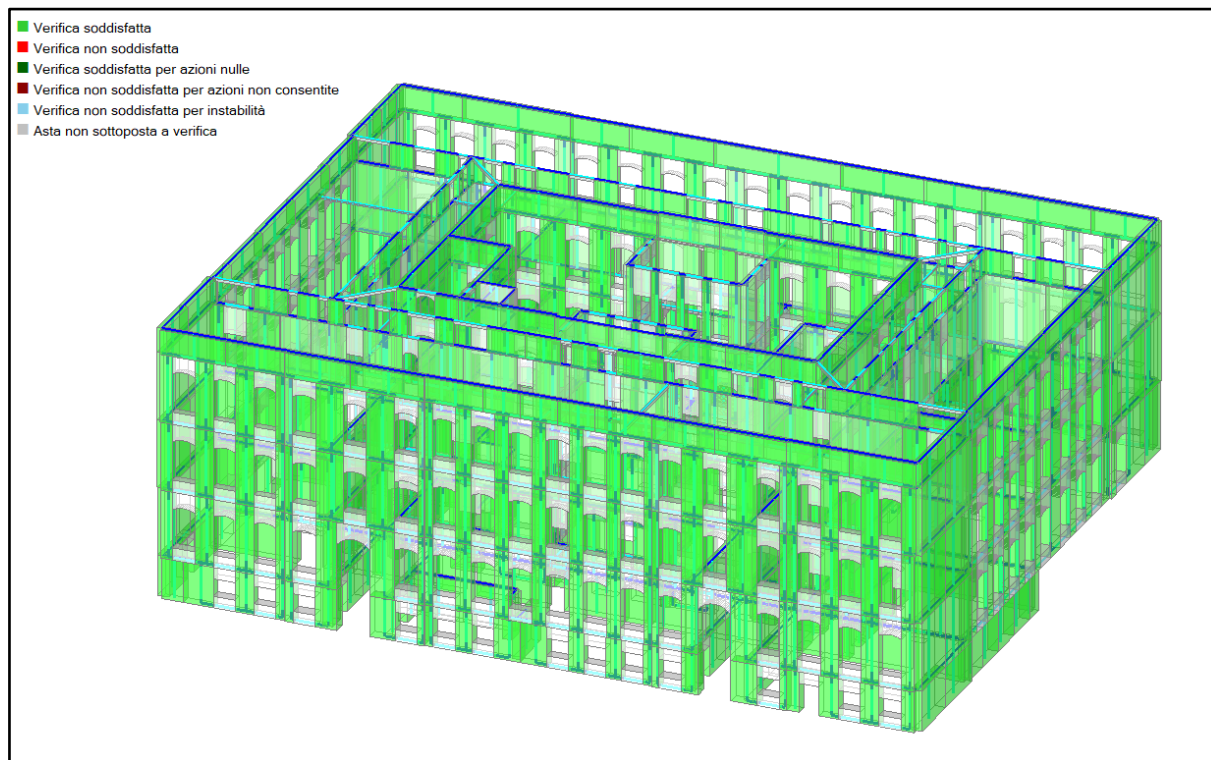


Figura 35 - Verifica a pressoflessione ortogonale convenzionale in analisi dinamica modale

La **verifica** risulta **soddisfatta**.

9. Verifiche Sismiche NDSHA

9.1 Input Sismico

In questo capitolo il calcolo dell'input sismico al sito di interesse è stato effettuato mediante la metodologia Neo-Deterministica NDSHA (Neo Deterministic Seismic Hazard Assessment).

Si è ritenuto importante, come previsto ai punti 3.2.3.6 e 7.2.6 di NTC2018, affiancare allo studio tradizionale che prevede l'utilizzo degli spettri di progetto ricavati dal reticolo INGV, uno più rigoroso con analisi approfondita della risposta sismica locale.

Per quanto sopra detto, verrà utilizzato negli studi successivi uno spettro di progetto ottenuto mediante regolarizzazione di quelli derivanti da studi neo-deterministici. Tale regolarizzazione ha condotto alla determinazione dei seguenti parametri spettrali:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

$$a_g = 0.212 \text{ g}$$

$$f_0 = 2.69$$

$$T_C = 0.63$$

Si precisa che l'assegnazione di un T_R corrispondente a quello dello Stato Limite SLV ha l'unico scopo di poter estrarre e quindi confrontare gli indicatori di rischio, perché è chiaro che nella realtà allo studio neo-deterministico non sono associati T_R ai diversi scenari.

Il grafico successivo mette a confronto gli input sismici in termini di spettro, ottenuti su modellazione di sorgente estesa con creazione di una banda di curve entro la quale probabilisticamente si trovano gli spettri corrispondenti ad eventi compresi tra il cinquantesimo ed il novantacinquesimo percentile.

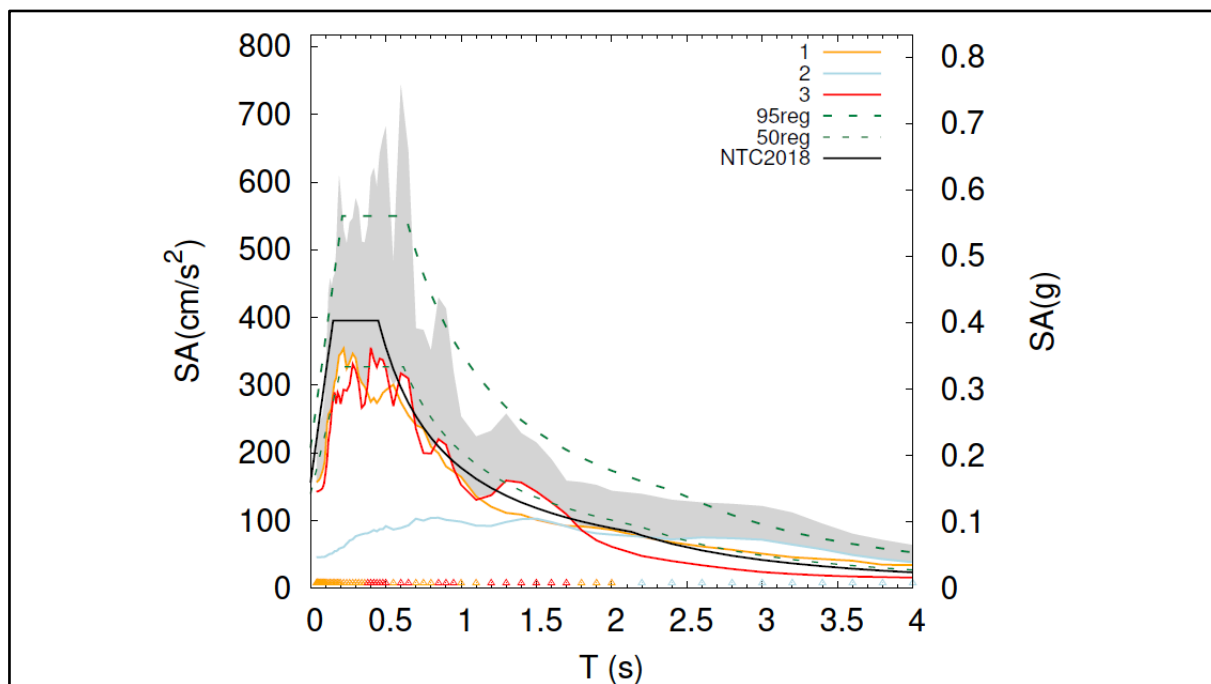


Figura 36 – Confronto tra spettri elastici da reticolo geografico INGV (PSHA) e spettri ottenuti da studi neo-deterministici di microzonazione che tengono anche conto dei meccanismi di sorgente (NDSHA)

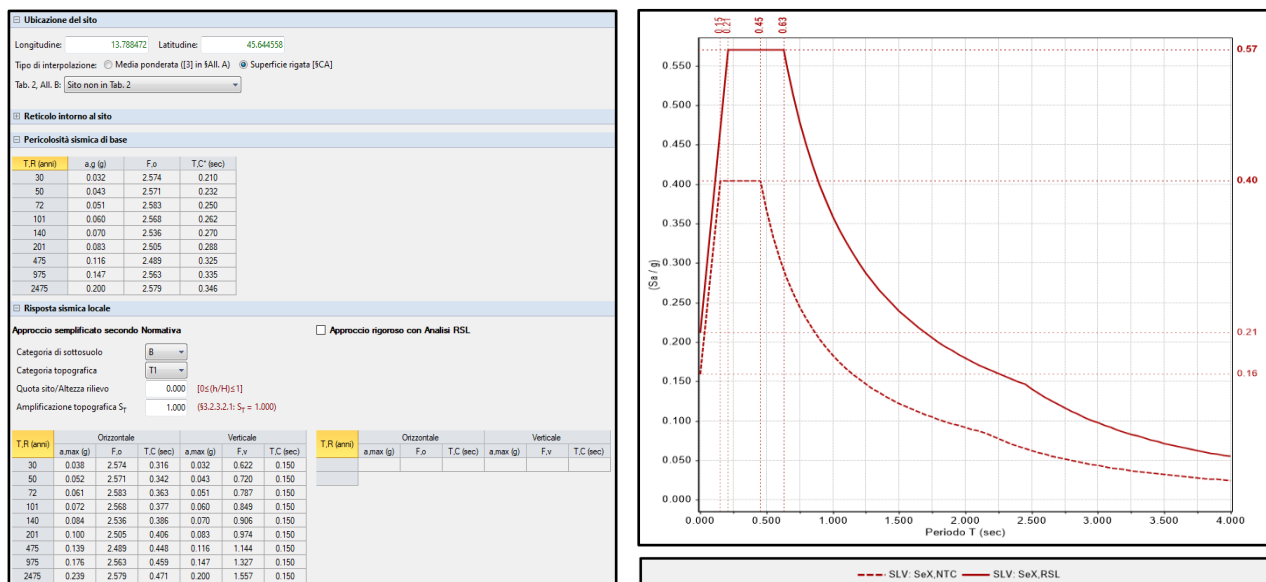


Figura 37 – Azione sismica inserita nel software di calcolo PCM2020

9.2 Analisi Cinematica

Si riportano di seguito i grafici riassuntivi dei risultati ottenuti nello studio dei meccanismi locali di collasso mediante l'utilizzo dello spettro NDSHA, nelle condizioni di stato limite di danno e di salvaguardia della vita.

Grafici riassuntivi

Stato Limite di Danno

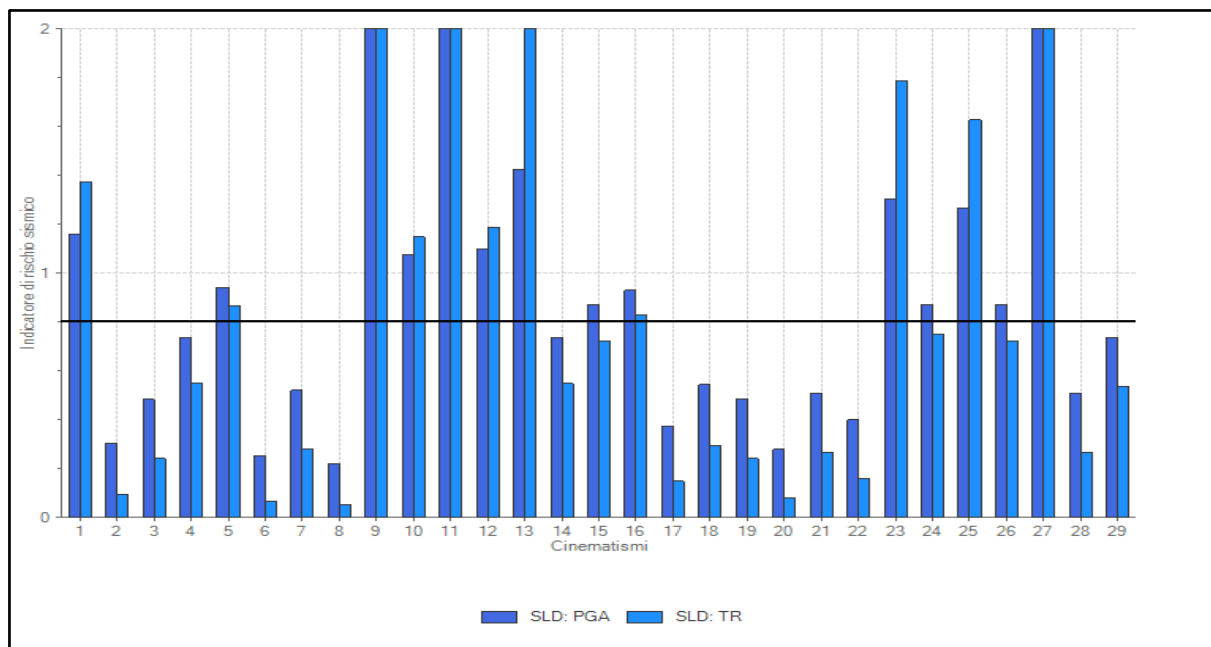


Figura 38 – Spettro NDSHA - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Danno

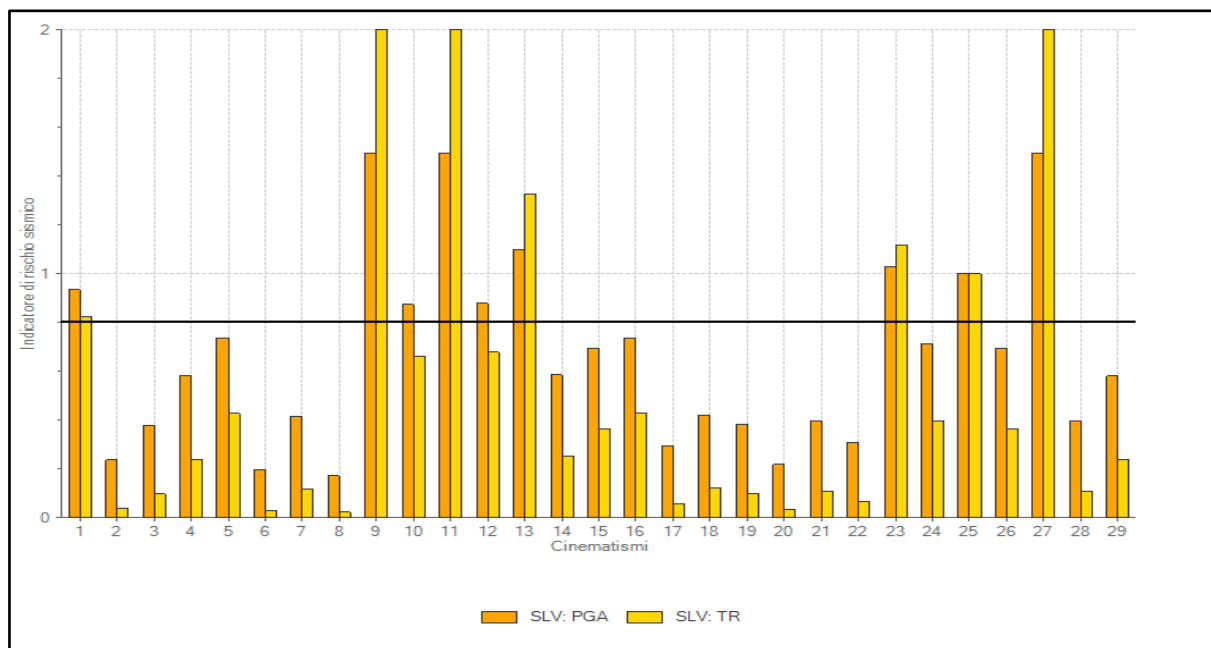






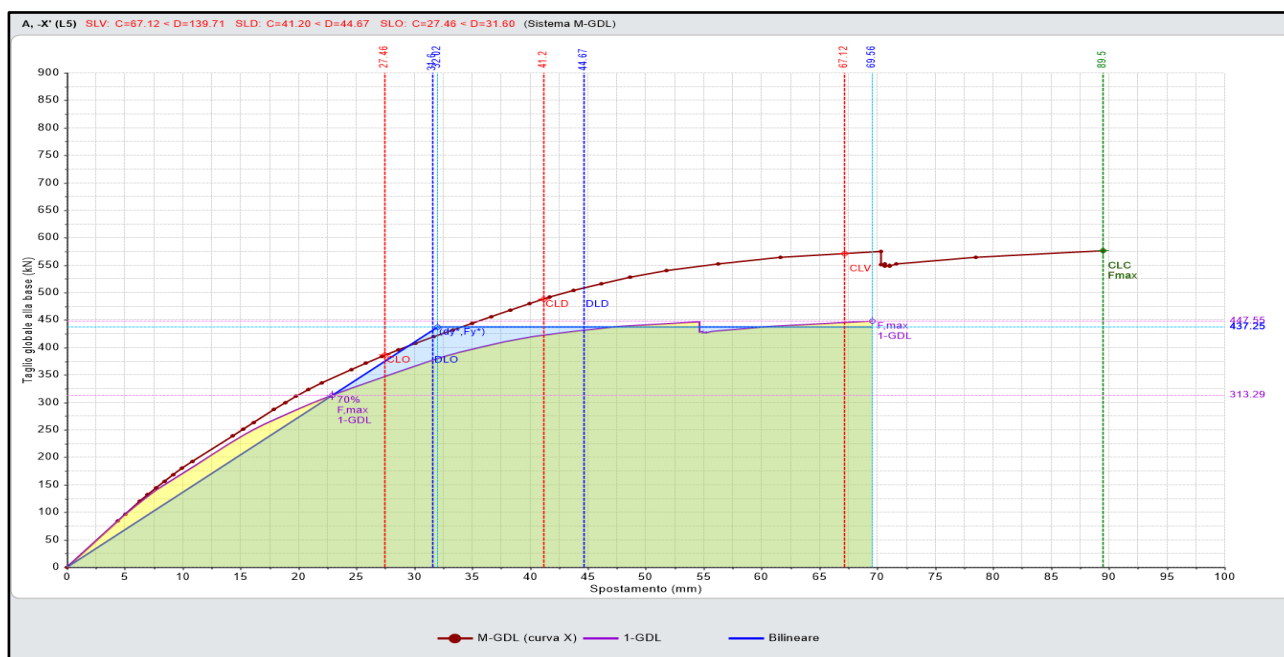
Figura 39 – Spettro NDSHA - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Salvaguardia della Vita

9.3 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)

Si riportano di seguito i risultati degli indicatori di rischio valutati con l'uso della domanda di accelerazione derivante da spettro regolarizzato ottenuto da studi NDSHA. La costruzione della curva è stata riportata solo nei casi in cui gli indicatori di rischio sono risultati non soddisfacenti.

Telaio 1X

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN.CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.594	0.253	13	0.964	0.907	0.922	0.844
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.557	0.225	11	0.940	0.867	0.891	0.800
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.608	0.268	13	1.012	1.027	0.953	0.911
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.670	0.333	17	1.012	1.027	0.953	0.911



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 2X

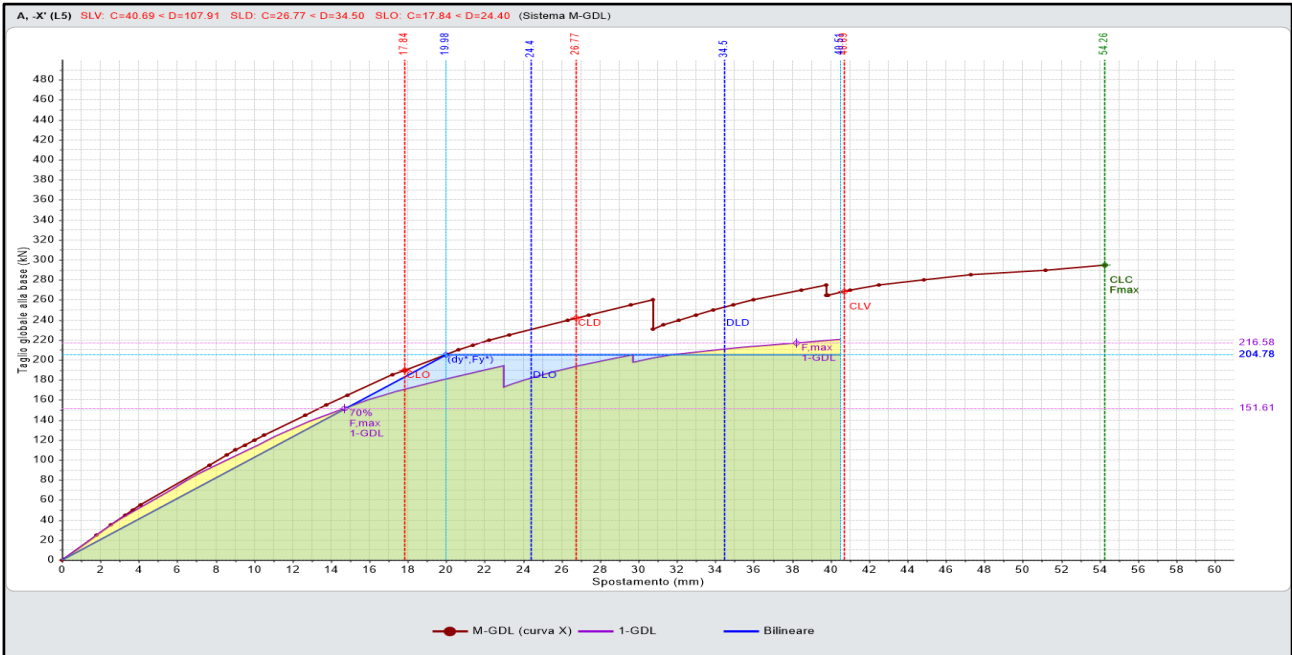
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.712	0.404	20	1.614	2.720	1.375	1.844
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.811	0.549	27	1.747	3.440	1.469	2.200
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.193	1.721	86	1.386	2.013	1.172	1.378
4		<input checked="" type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.693	0.362	18	1.578	2.640	1.312	1.756



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 3X

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.736	0.430	21	0.904	0.787	0.844	0.756
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.443	0.139	7	0.831	0.667	0.781	0.600
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.825	0.577	29	0.964	0.933	0.922	0.844
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.585	0.249	12	0.928	0.827	0.875	0.756



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 4X

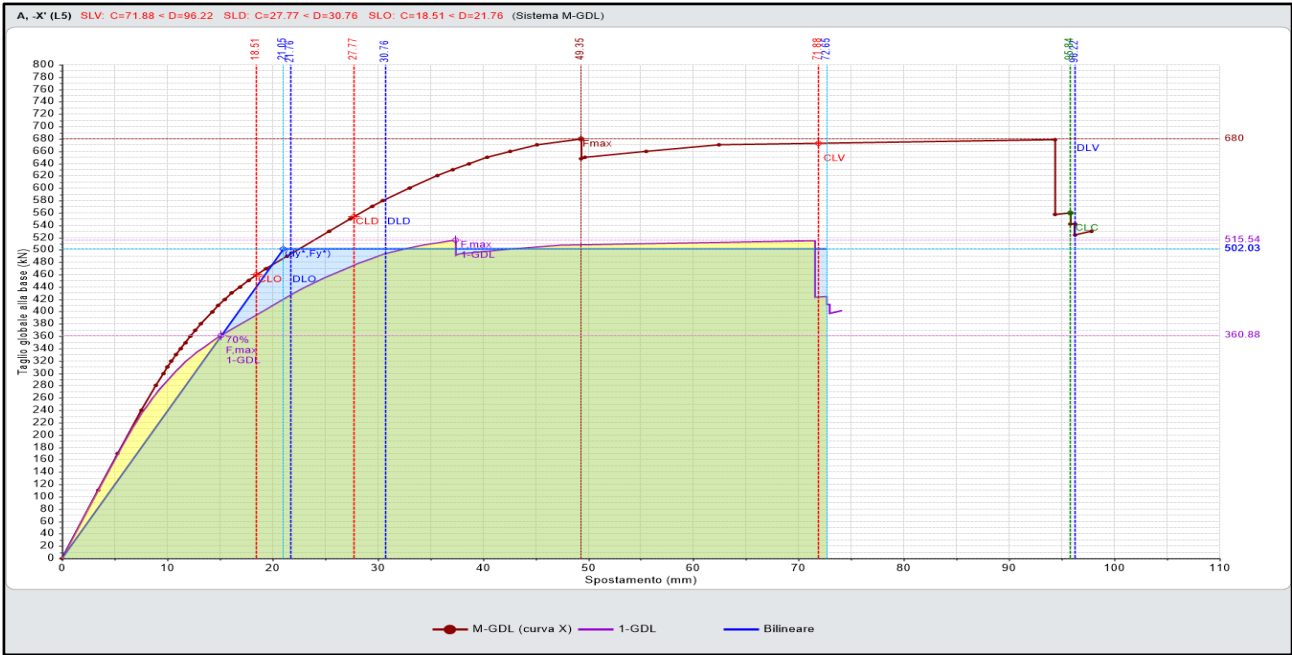
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.825	0.588	29	0.867	0.747	0.828	0.711
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.844	0.617	31	0.880	0.760	0.828	0.711
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.901	0.744	37	0.940	0.867	0.891	0.800
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.896	0.712	36	0.940	0.867	0.891	0.800

Telaio 5X

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.151	1.531	77	1.964	4.613	1.672	2.800
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.151	1.558	78	1.880	4.053	1.562	2.444
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.264	2.070	104	2.289	6.933	2.000	4.067
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.250	1.996	100	2.133	5.587	1.797	3.356

Telaio 6X

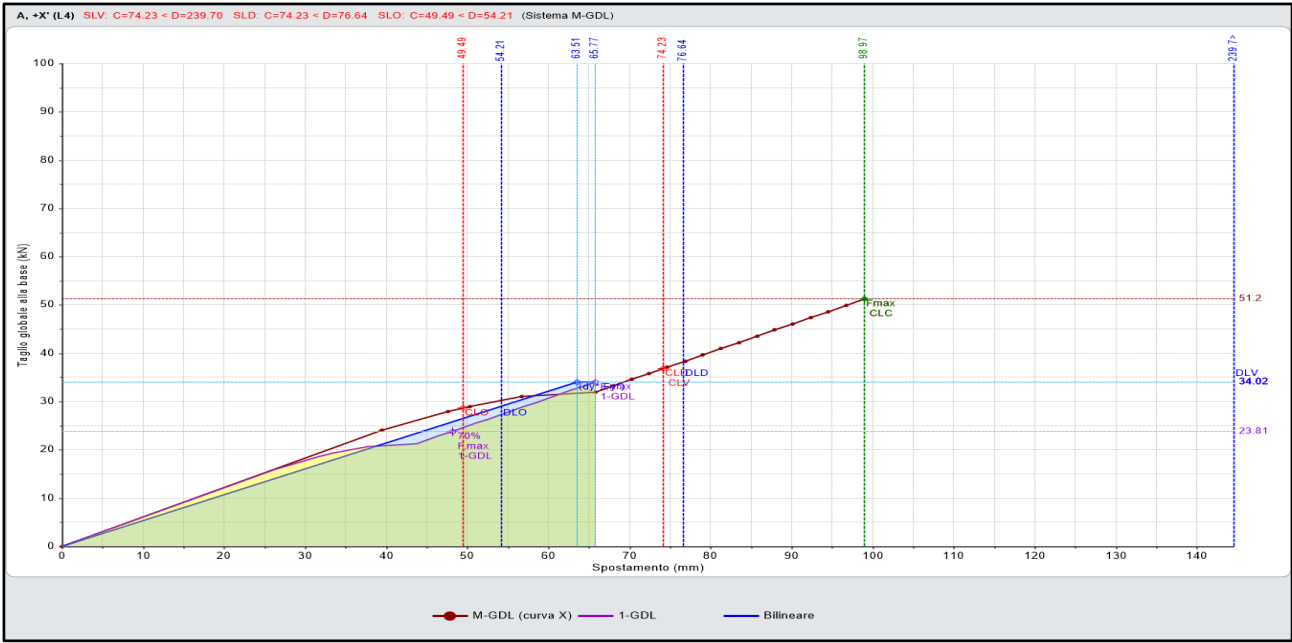
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.811	0.549	27	0.904	0.787	0.875	0.756
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.788	0.517	26	0.928	0.867	0.891	0.800
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.849	0.631	32	0.904	0.787	0.828	0.711
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.887	0.694	35	0.928	0.827	0.875	0.778



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 7X

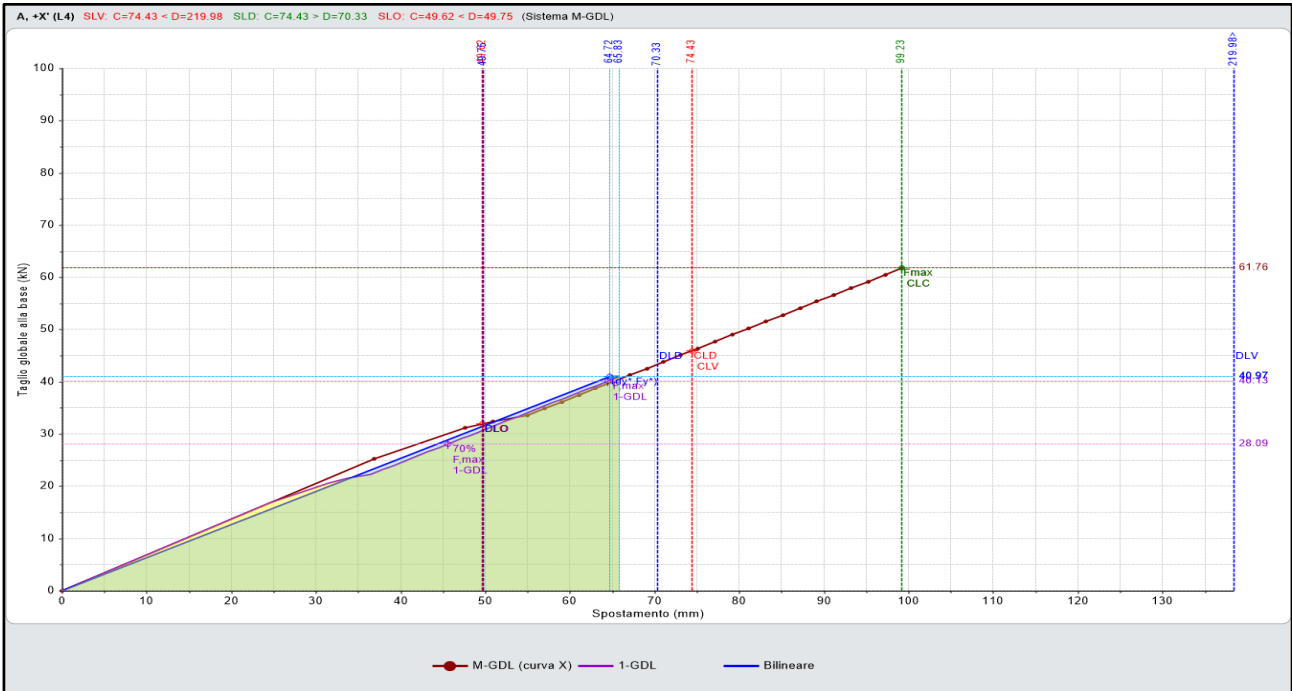
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta,PGA(SLV)$	$\zeta,TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta,PGA(SLD)$	$\zeta,TR(SLD)$	$\zeta,PGA(SLO)$	$\zeta,TR(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.382	0.100	5	0.976	0.947	0.953	0.867
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.392	0.104	5	0.976	0.973	0.953	0.911
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.495	0.171	9	1.265	1.627	1.203	1.444
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.495	0.171	9	1.265	1.627	1.203	1.444



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 8X

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.415	0.117	6	1.060	1.107	0.969	0.956
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.415	0.117	6	1.060	1.107	0.969	0.956
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.495	0.171	9	1.265	1.627	1.203	1.444
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.481	0.166	8	1.229	1.573	1.203	1.444



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 1Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.090	1.301	65	1.108	1.240	0.953	0.911
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	0.844	0.603	30	1.157	1.373	1.000	1.000
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.325	2.341	117	1.133	1.280	0.953	0.911
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.453	3.146	157	1.265	1.627	1.078	1.133

Telaio 2Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.307	2.301	115	1.422	2.067	1.172	1.378
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.288	2.183	109	1.458	2.187	1.250	1.511
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.307	2.301	115	1.301	1.787	1.125	1.244
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.330	2.423	121	1.349	1.840	1.125	1.244

Telaio 3Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	0.915	0.768	38	1.193	1.467	1.016	1.044
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.099	1.327	66	1.916	4.267	1.625	2.711
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.137	1.500	75	1.542	2.440	1.297	1.644
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.495	3.476	174	1.964	4.613	1.672	2.800

Telaio 4Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	0.896	0.730	37	1.422	2.067	1.203	1.444
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	0.948	0.868	43	1.422	2.067	1.203	1.444
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.127	1.441	72	1.819	3.747	1.547	2.356
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.009	1.022	51	1.458	2.187	1.250	1.511

Telaio 5Y

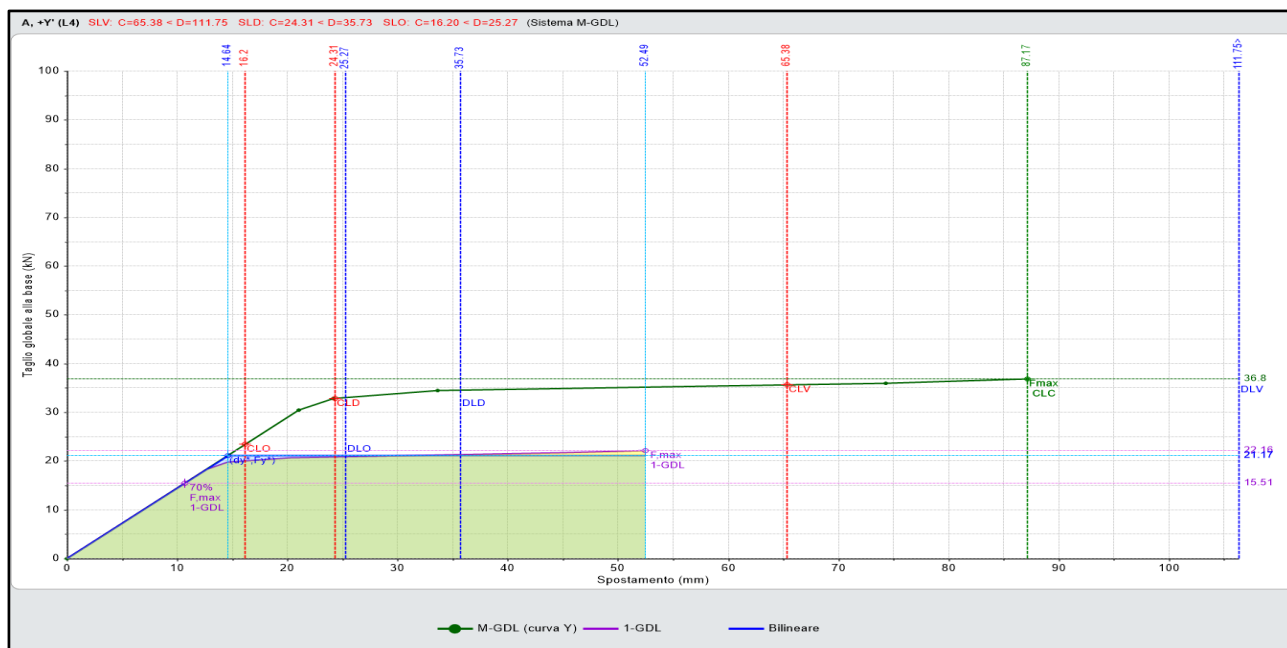
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	0.948	0.847	42	1.578	2.640	1.312	1.756
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	0.976	0.933	47	1.578	2.640	1.312	1.756
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.090	1.301	65	1.807	3.640	1.500	2.289
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.495	3.476	174	1.807	3.640	1.500	2.289

Telaio 6Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	0.915	0.768	38	1.229	1.573	1.047	1.089
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	0.825	0.588	29	1.301	1.787	1.125	1.244
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.495	3.476	174	1.518	2.387	1.297	1.644
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.495	3.476	174	1.542	2.440	1.297	1.644

Telaio 7Y

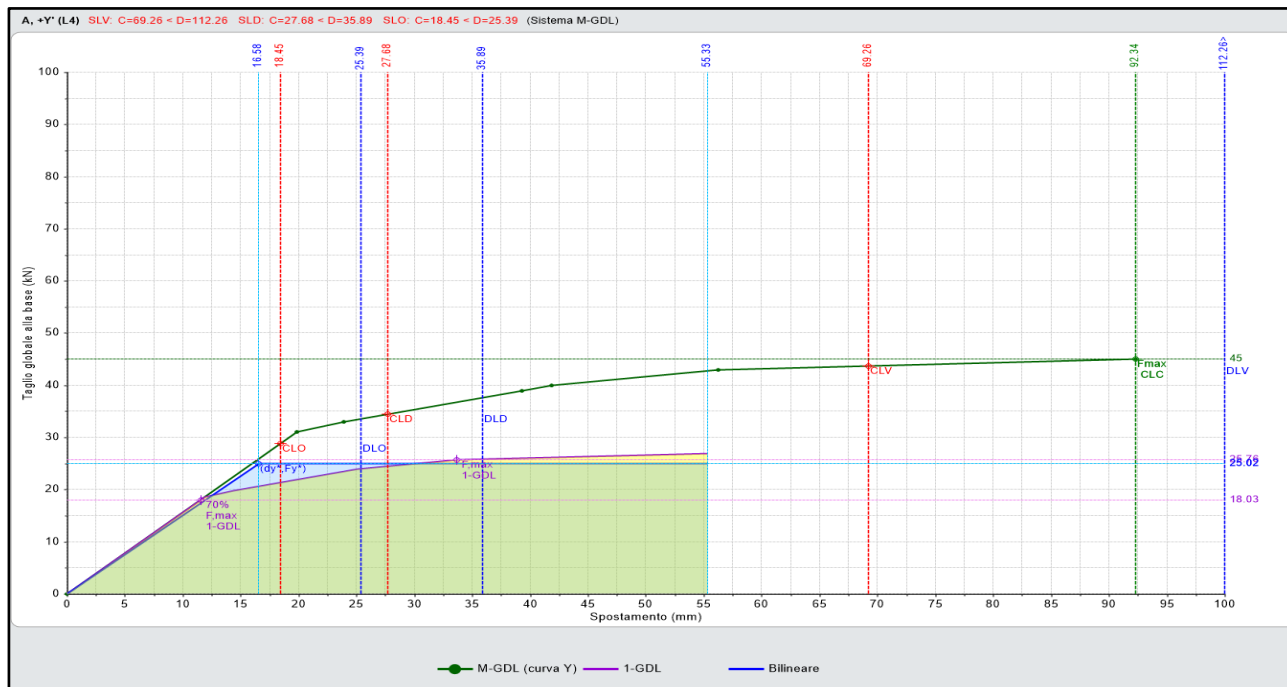
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	0.656	0.315	16	0.735	0.547	0.672	0.467
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	0.698	0.374	19	0.771	0.573	0.688	0.489
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	0.759	0.473	24	0.807	0.627	0.750	0.556
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	0.774	0.486	24	0.831	0.653	0.750	0.578



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 8Y

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLV})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLV})$	VN, CLV	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLD})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLD})$	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLO})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLO})$
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	0.675	0.353	18	0.831	0.653	0.766	0.600
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	0.698	0.374	19	0.831	0.653	0.766	0.600
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	0.774	0.486	24	0.880	0.760	0.828	0.711
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	0.759	0.462	23	0.867	0.747	0.828	0.689



Motivo del collasso: La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

10. Risultati ottenuti e Metodologia di intervento

L'analisi della vulnerabilità dell'edificio ha messo in evidenza una serie di vulnerabilità dell'edificio che hanno portato ad ottenere un indicatore di rischio piuttosto basso, pari a circa il 23% di quello richiesto ad un edificio di nuova realizzazione.

Cinematismi NTC ζ_E	II° modo NTC Push over ζ_E	Cinematismi NDSHA ζ_E	II° modo NDSHA Push over ζ_E
0.226	0.677	0.170	0.382

In particolare, sono emerse le seguenti criticità:

1. In condizione di carico statica, alcuni elementi murari non risultano verificati per sforzo normale eccessivo. In particolare, ci si riferisce alle colonne in mattoni presenti nelle zone di ingresso dei due corpi dei servizi igienici e alcuni maschi della facciata principale. Inoltre, vi è una parte del solaio del pianoterra ammalorato che necessita di intervento di risanamento.
2. In condizione di carico sismica la struttura evidenzia problemi nelle verifiche cinematiche (meccanismi di primo modo) di ribaltamento delle facciate.
3. Relativamente ai meccanismi di secondo modo, le verifiche di resistenza non sono soddisfatte. Le analisi statiche non lineare si arrestano prematuramente a causa di spostamenti eccessivi di alcune parti della struttura.

10.1 Interventi di progetto

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.2 delle “*Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*”, nel caso di beni culturali tutelati con il termine di miglioramento viene intesa l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni.

Ai sensi di quanto trascritto, si è deciso di studiare i casi in cui gli indicatori di rischio sismico ζ_E presentavano valori al di sotto di 0.6 e applicare al modello delle soluzioni di miglioramento.

L'approccio progettuale mira a risolvere le criticità suddette attraverso l'adozione dei seguenti interventi:

1. Interventi sulle colonne interne al pianoterra con ridossi in cemento armato adeguatamente collegati alle parti murarie esistenti o con intonaco armato. Sulla muratura della facciata principale si agirà, mediante iniezioni di resine a base di calce per le pareti murarie al piano seminterrato. Per il solaio del pianoterra sono previsti Interventi di rinforzo del solaio del pianoterra con elementi di carpenteria metallica. (tav PE_5).

2. Realizzazione di un impalcato con doppio tavolato ligneo al livello di sottotetto, adeguatamente connesso mediante spinottature alle murature perimetrali, che permette sia di alleggerire la massa sismica di piano (attualmente è presente calcestruzzo e tavelle in cotto su letto di malta) e sia di trasmettere alle murature di spina i tiri dei tiranti di facciata. Tali tiranti di facciata saranno adeguatamente diffusi sul perimetro in modo da garantirne un'efficacia il più possibile "continua" (tav PE_1). Sempre relativamente alla necessità di migliorare il comportamento di primo modo, si è proceduto a realizzare un betoncino armato su alcune pareti in mattoni da 15 cm, collegandole poi perimetralmente alle murature lapidee in modo tale che possano fungere da elementi stabilizzanti per le verifiche cinematiche (tav. PE_3) e, in corrispondenza del soffitto del primo piano, si è prevista l'esecuzione di spinottature (tav PE_4).
3. Le parti di muratura che hanno fornito le verifiche peggiori nei meccanismi di secondo modo risultano essere le facciate interne dei corpi dei servizi igienici ed alcuni allineamenti interni. Nei telai murari suddetti si è agito mediante la chiusura di alcuni fori finestra e di alcune nicchie, mediante murature in mattoni adeguatamente ammorsate, che hanno permesso di aumentare la rigidezza della struttura (tav PE_3, PE_4 e PE_5).
4. Sono poi previste delle opere di presidio antiribaltamento per alcuni tramezzi interni ai piani primo e secondo per i quali non risulta verificata la verifica di ribaltamento. Per tali elementi si è ritenuto che la soluzione più semplice fosse ridossare una parete in cartongesso su un lato, con il telaio di quest'ultima, adeguatamente spinottato al tramezzo esistente ed alla muratura perimetrale.
5. Infine, si è proceduto alla riparazione degli archi lesionati mediante nastro di carbonio dall'intradosso ed al riempimento delle canne fumarie (la muratura di spina centrale risulta avere troppi vuoti dovuti ai camini).

11. Verifiche post-interventi – Analisi Statica

Si riporta l'immagine esplicativa dei risultati ottenuti dalla verifica sismica a seguito degli interventi previsti.

Come descritto al Capitolo precedente si è intervenuti sulle colonne interne al pianoterra, tramite ridossi in cemento armato adeguatamente collegati alle parti murarie esistenti o mediante l'applicazione di intonaco armato, e sulla muratura della facciata principale si è agito mediante iniezioni di resine a base di calce sulle pareti murarie del piano seminterrato.

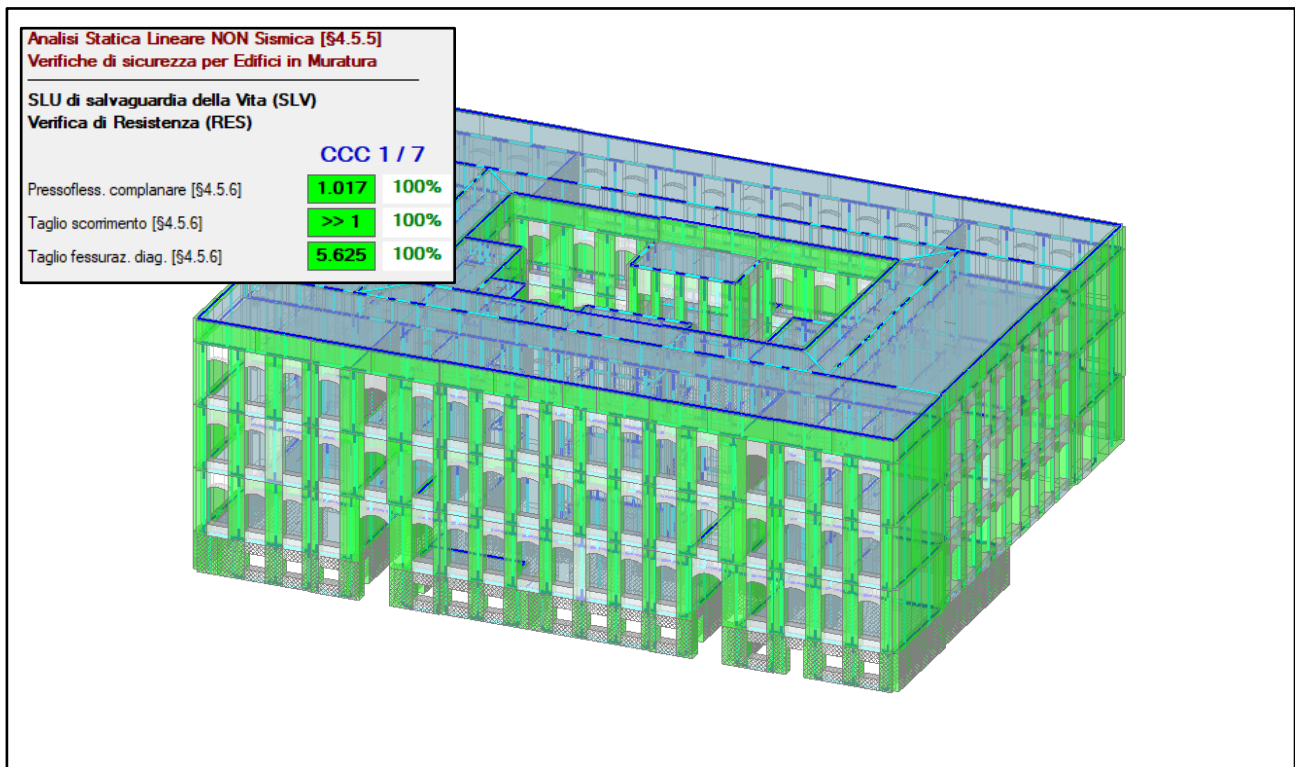


Figura 40 - Verifiche in pressoflessione complanare con $\gamma_g = 1.1$ ai sensi 8.5.5 di NTC2018

12. Verifiche post-interventi – NTC 2018

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche sismiche con spettro da normativa estratti dal reticolo INGV mediante le coordinate geografiche, ottenuti a seguito degli interventi.

12.1 Analisi Cinematica

L'Analisi Cinematica, studiando il comportamento sismico degli edifici in muratura esistenti attraverso il calcolo dei moltiplicatori di collasso, stima la capacità dei singoli elementi strutturali e ne determina l'eventuale necessità di consolidamento.

La stabilità della struttura sotto le azioni ribaltanti di origine sismica e statica contrastate dalle azioni stabilizzanti dovute ai carichi verticali ed ai presidi quali catene e tiranti, viene verificata nei confronti della formazione dei meccanismi locali di collasso.

Nell'edificio oggetto di studio tale analisi ha dato valori degli indicatori di rischio ξ_E peggiori rispetto a quelli risultati dall'analisi statica non lineare, si è deciso quindi di partire da questi nel progettare gli interventi di miglioramento della struttura.

Dai risultati delle analisi è emerso che il meccanismo di collasso locale con indicatore di rischio peggiore si ha nei casi di ribaltamento semplice delle pareti di facciata; tale tipo di collasso è conseguente sia dalla scarsa presenza di murature in direzione ortogonale a quelle soggette al ribaltamento, sia dall'assenza di tiranti.

Progettazione degli interventi

Nella progettazione degli interventi sono state applicate delle tirantature in corrispondenza del livello di sottotetto, in modo da migliorare il comportamento scatolare della struttura.

Si riporta di seguito un'immagine esplicativa dell'intervento generata dal software di calcolo.

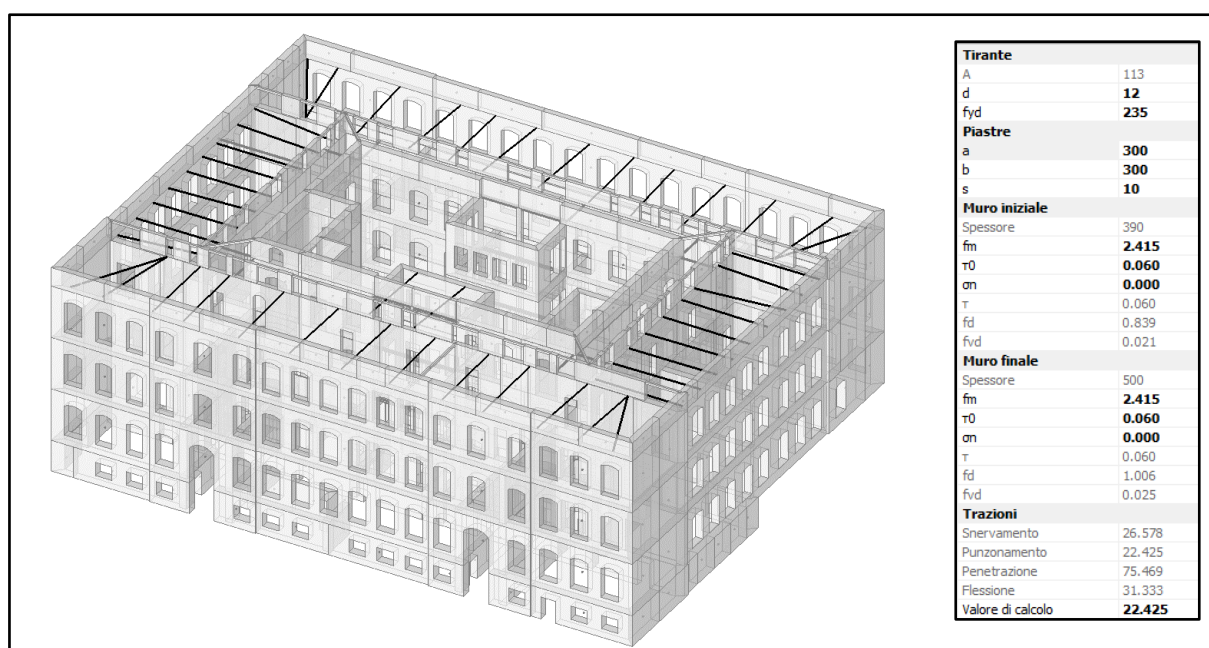


Figura 41 - Indicazione dei tiranti inseriti nella modellazione e delle caratteristiche degli stessi

Verifica ancoraggi dei tiranti con gli angolari

1. Materiali e geometria:

Acciaio S235

Angolare L160x10

Lunghezza $l = 600$ mm

$f_{yk} = 235$ N/mm²

$\gamma_{M0} = 1.05$

Tirante = barre M12

Costolature e piatti $t=10$ mm

$e = 30$ mm

$m = 35$ mm

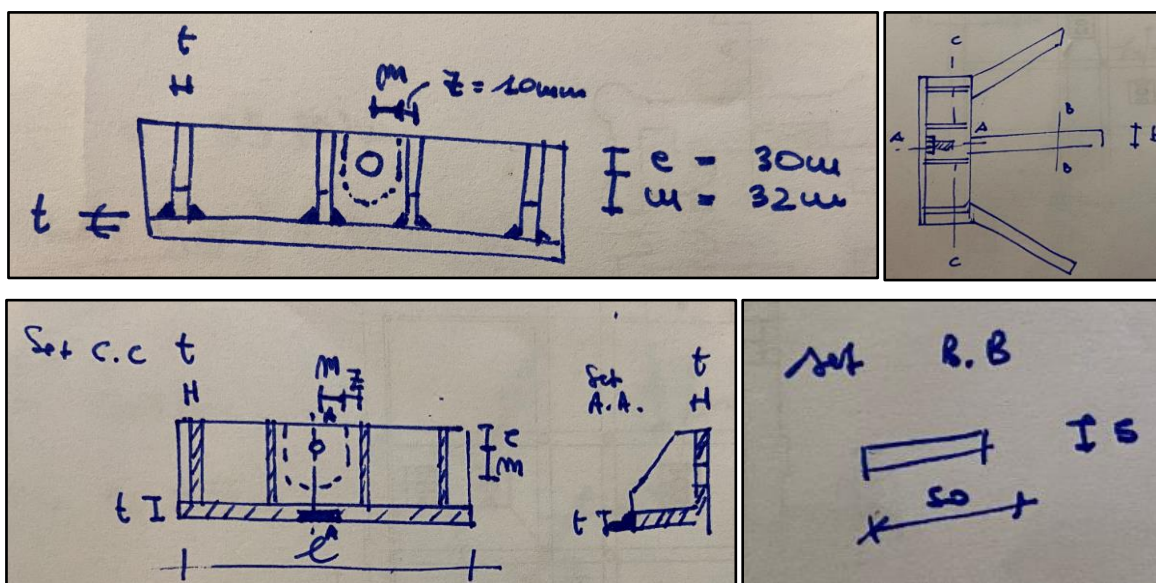
lato saldatura $z = 7$ mm

altezza di gola $a = 5$ mm

2. Sollecitazioni:

la massima sollecitazione corrisponde, al fine di garantire una rottura duttile, allo snervamento del tirante della piastra non ridotta con coefficienti parziali di sicurezza.

$$N_{ed,max} = N_{rd,tirante} = A_{res} \times f_{yk} = 26.55 \text{ kN}$$



3. Verifica a punzonamento muratura:

$$\text{Area angolare} = 160 \times 600 = 960 \text{ cm}^2 > \text{Area piastra esterna} = 300 \times 300 = 900 \text{ cm}^2$$

4. Verifica piatto a flessione:

il piatto è irrigidito con costolature secondo la geometria riportata in figura. Sotto l'azione dello sforzo di trazione N_{ed} l'angolare irrigidito si comporta come mezzo T-Stub.

La massima forza a trazione è desunta a partire dalle indicazioni di EC3 -1-8 per elementi t-stub. Verifica. A causa delle costolature irrigidenti la superficie di snervamento segue un percorso circolare (tratteggiato in figura) la cui lunghezza è:

$$l_{eff} = \pi m + 2e = 169.9 \text{ mm}$$

Il modulo plastico derivante dallo snervamento lungo tale superficie è:

$$W_{pl} = 0.25 \times l_{eff} \times t^2 = 4247 \text{ mm}^3$$

Il momento resistente del piatto è quindi:

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 0.96 \text{ kNm}$$

Il piatto è quindi in grado di tenere un tiro:

$$F_{T,rd} = M_{pl,rd} / m = 27 \text{ kN} > N_{ed,max}$$

VERIFICATO

5. Verifica saldature costolature:

Le saldature delle costolature hanno una lunghezza minima $L=120\text{mm}$.

La verifica è eseguita sulla sezione ribaltata:

$$n_T = N_{ed} / (2 \times a \times L) = 22.13 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

6. Verifica piatti di ancoraggio su tavolato in legno:

Sono disposto $n_p = 3$ piatti di sezione $5\text{mm} \times 50\text{mm}$ saldati tramite un cordone d'angolo di pari larghezza e altezza di fola $a = 0.7 \times 5 = 3.5\text{mm}$

$$N_{rd} = n_p \times A_p \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 168 \text{ kN} > N_{ed}$$

La tensione massima sulla saldatura vale:

$$n_T = N_{ed} / (n_p \times a \times L) = 49.63 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

7. Verifica viti acciaio-legno:

I piatti sono ancorati al tavolato tramite 6 viti per piatto per un totale di 18 viti.

La resistenza della singola vite a taglio è ricavata dal catalogo del produttore.

Adottando viti LBS570 si ha:

$$\text{numero viti } n_v = 18 \quad d = 5 \text{ mm} \quad l = 70 \text{ mm}$$

Resistenza caratteristica a taglio singola vite $R_{v,k} = 2.69 \text{ kN}$

In condizioni eccezionali, a favore di sicurezza, $k_{mod} = 1$

Il massimo taglio sopportabile dalla connessione è quindi:

$$R_{vd} = n_v \times k_{mod} \times R_{v,k} / \gamma_M = 33.39 \text{ kN} > N_{ed}$$

Angolo tra forza e fibre $\alpha = 0^\circ$

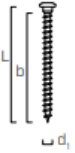
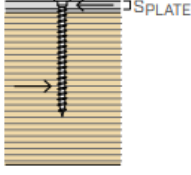
VITI INSERITE CON PREFORO

d_1	[mm]	5	7
a_1	[mm]	$5 \cdot d \cdot 0,7$	18
a_2	[mm]	$3 \cdot d \cdot 0,7$	11
$a_{3,t}$	[mm]	$12 \cdot d$	60
$a_{3,c}$	[mm]	$7 \cdot d$	35
$a_{4,t}$	[mm]	$3 \cdot d$	15
$a_{4,c}$	[mm]	$3 \cdot d$	15

VITI INSERITE SENZA PREFORO

d_1	[mm]	5	7
a_1	[mm]	$12 \cdot d \cdot 0,7$	42
a_2	[mm]	$5 \cdot d \cdot 0,7$	18
$a_{3,t}$	[mm]	$15 \cdot d$	75
$a_{3,c}$	[mm]	$10 \cdot d$	50
$a_{4,t}$	[mm]	$5 \cdot d$	25
$a_{4,c}$	[mm]	$5 \cdot d$	25

d = diametro nominale vite

geometria			TAGLIO											
			acciaio-legno ⁽¹⁾											
														
d ₁ [mm]	L [mm]	b [mm]	R _{V,k} [kN]											
5	25	21	1,59			1,58			1,56			-		
	40	36	2,24			2,24			2,24			2,24		
	50	46	2,39			2,39			2,39			2,39		
	60	56	2,55			2,55			2,55			2,55		
	70	66	2,71			2,71			2,71			2,71		
7	60	55	2,86			2,81			2,98			3,37		
	80	75	3,81			3,80			3,88			4,13		
	100	95	4,25			4,25			4,38			4,63		

Grafici riassuntivi

Si riportano di seguito i grafici riassuntivi degli indicatori di rischio ottenuti nei vari meccanismi di collasso locale analizzati a seguito degli interventi previsti.

Stato Limite di Danno

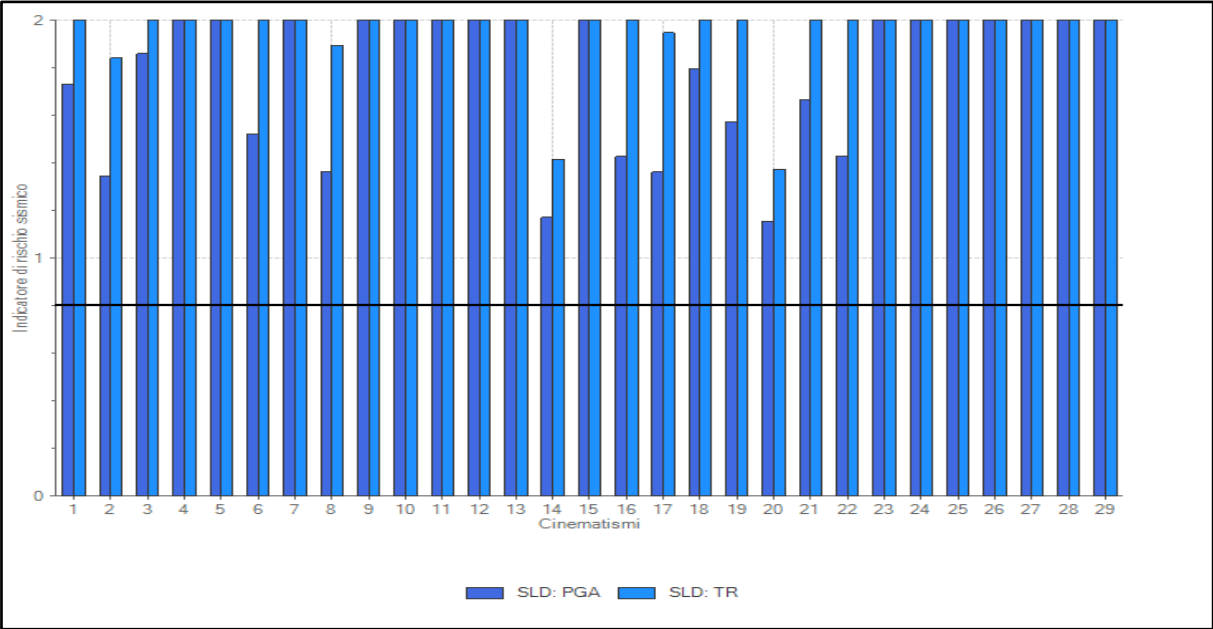


Figura 42 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Danno

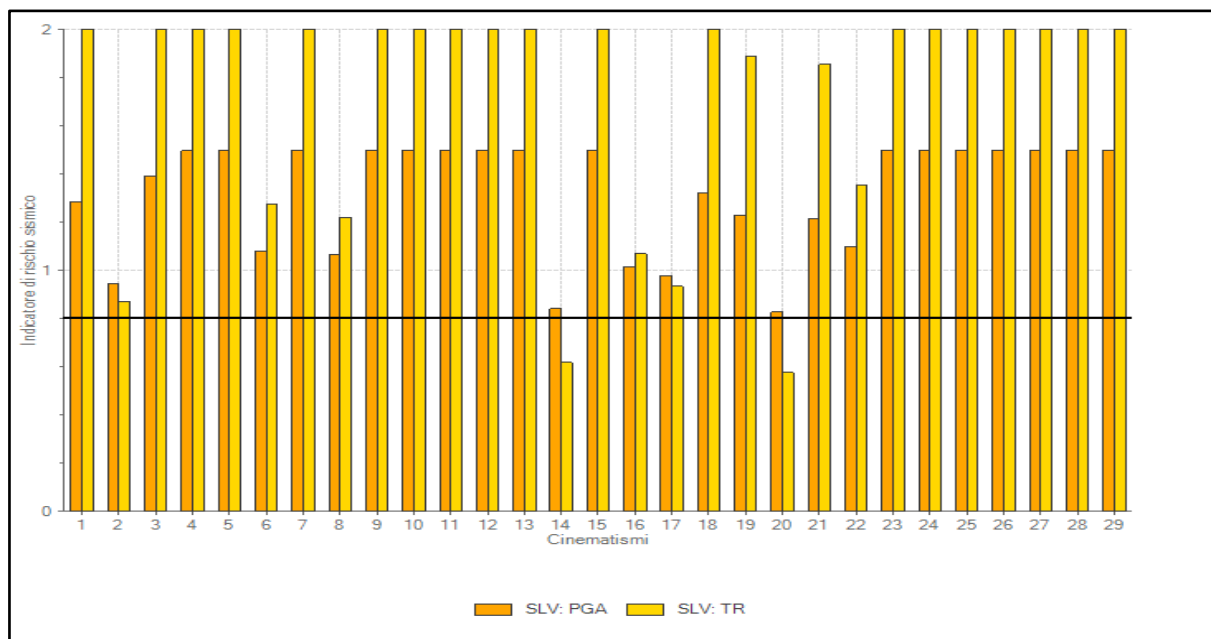


Figura 43 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Salvaguardia della Vita

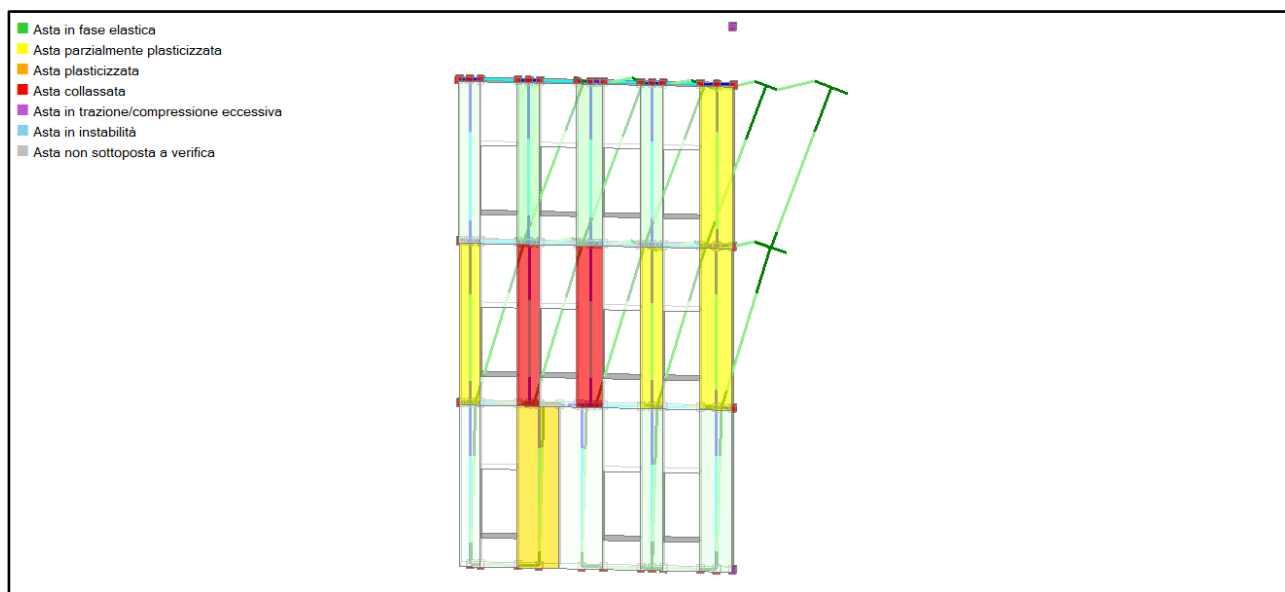
12.2 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)

Si riportano nelle pagine seguenti i sottotelaio studiati nella fase di post-interventi.

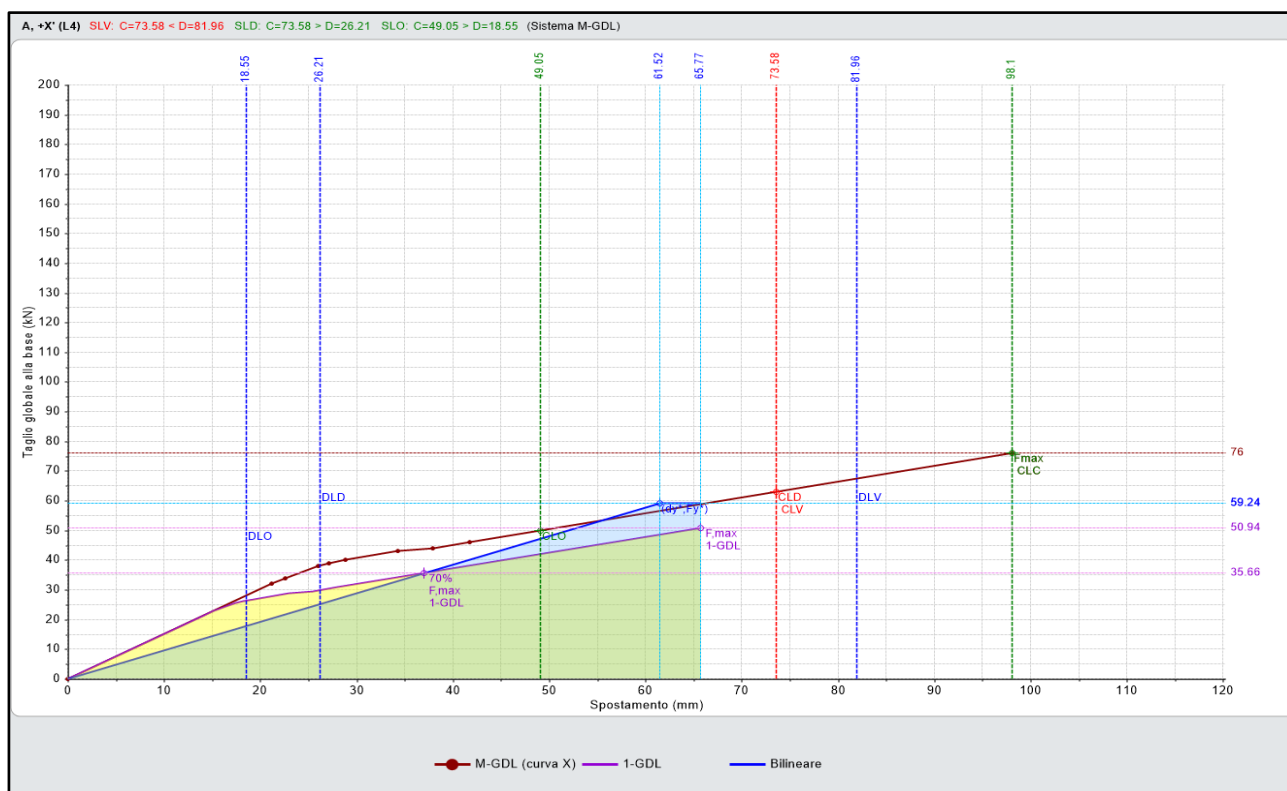
In corrispondenza del nome del sottotelaio viene riportato l'indicatore di rischio di partenza, ossia dello stato attuale; a seguire una breve descrizione degli interventi effettuati ed i valori degli indicatori di rischio ottenuti a valle dell'intervento. Si rimanda ai disegni tecnici per maggiori dettagli sugli interventi previsti.

Telaio 7X $\Rightarrow \xi_{PGA} = 0.675$ (indicatore di rischio ottenuto negli studi di vulnerabilità)

Tamponando una delle quattro finestre del piano terra si riesce ad ottenere un aumento dell'indicatore di rischio superiore a 0.8.



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.912	0.768	38	2.355	7.293	2.208	5.267
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.912	0.768	38	2.355	7.293	2.208	5.267
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.950	0.889	44	2.452	8.440	2.292	5.889
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.950	0.889	44	2.452	8.440	2.292	5.889

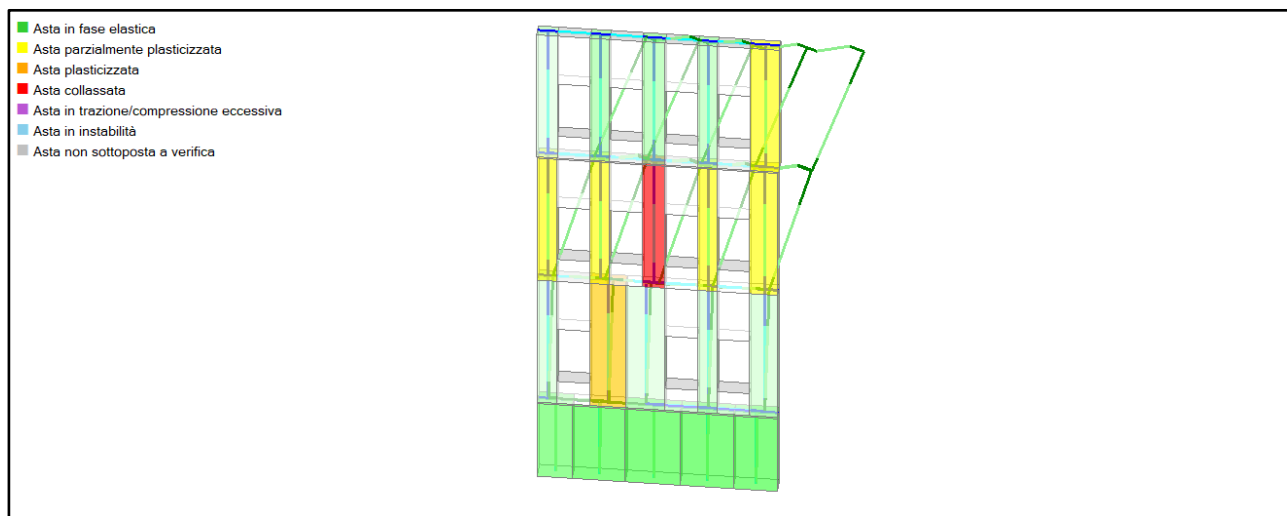


Motivo del collasso:

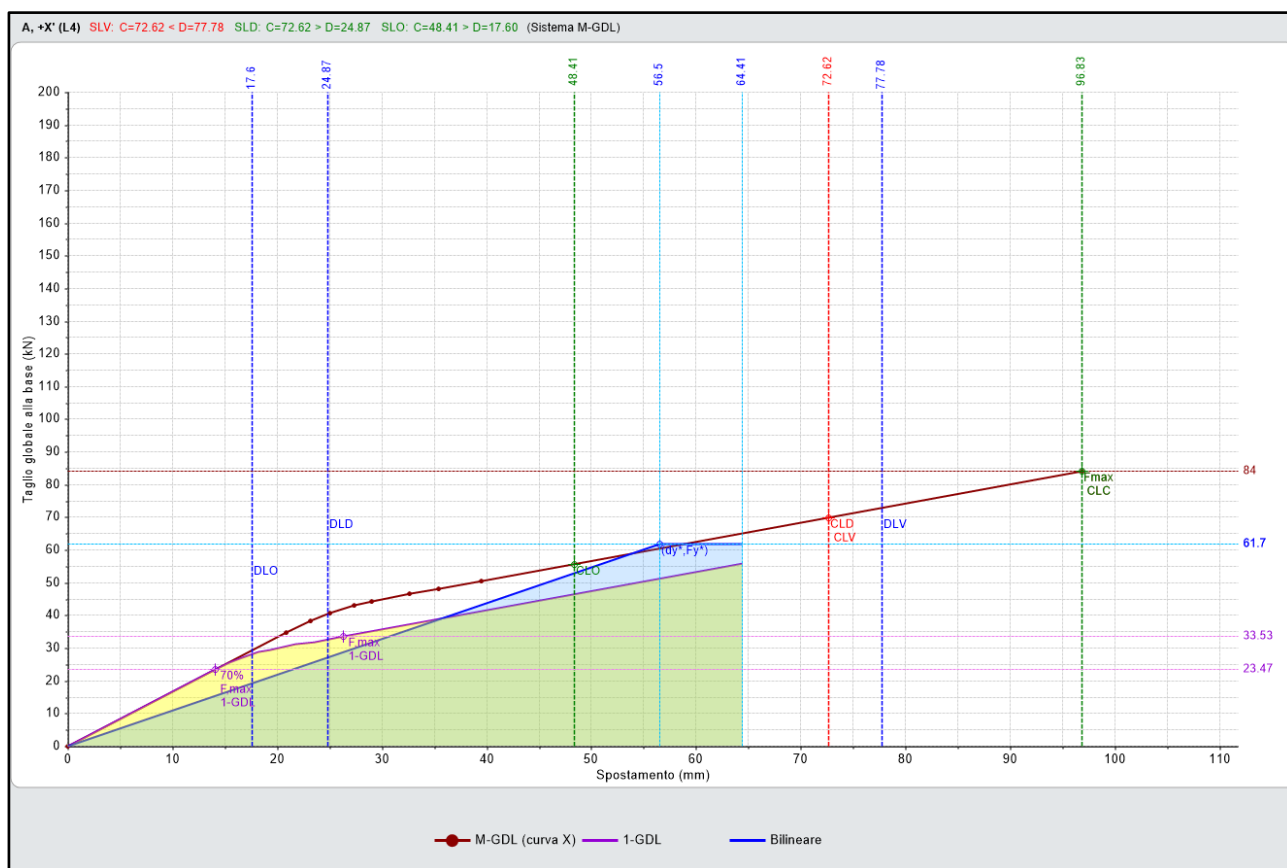
Al piano primo tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 8X $\Rightarrow \xi_{PGA} = 0.712$ (indicatore di rischio ottenuto negli studi di vulnerabilità)

Eseguendo lo stesso intervento del telaio precedente, quindi tamponando una delle quattro finestre del piano terra, si riesce ad ottenere un aumento dell'indicatore di rischio superiore a 0.8.



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L4	0.944	0.847	42	2.435	8.040	2.271	5.733
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.950	0.889	44	2.452	8.440	2.292	5.889
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.969	0.910	46	2.500	8.640	2.354	6.067
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.969	0.924	46	2.500	8.773	2.354	6.067

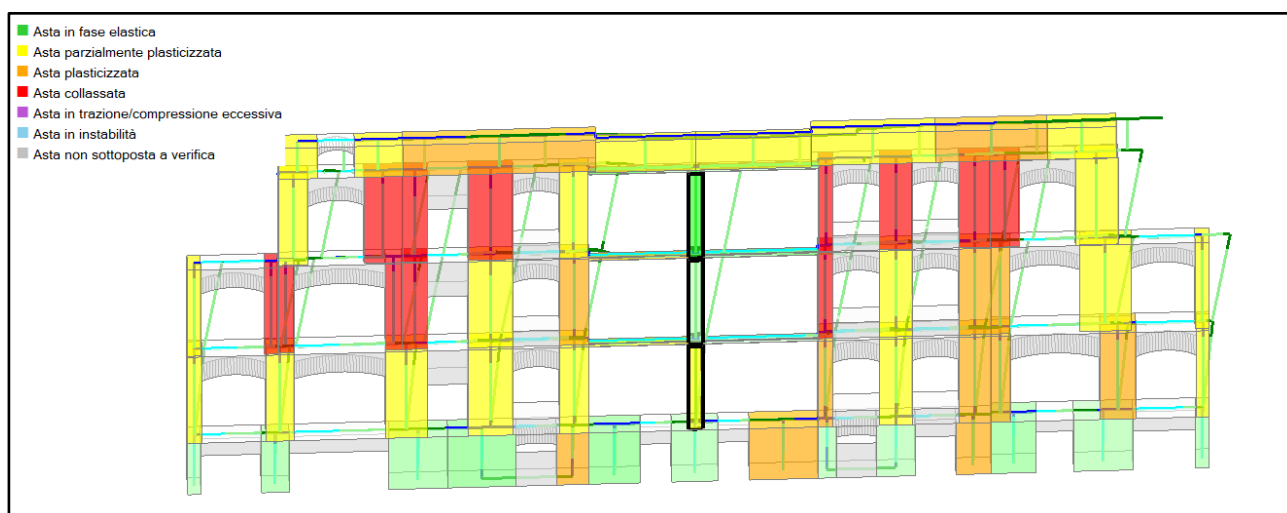


Motivo del collasso:

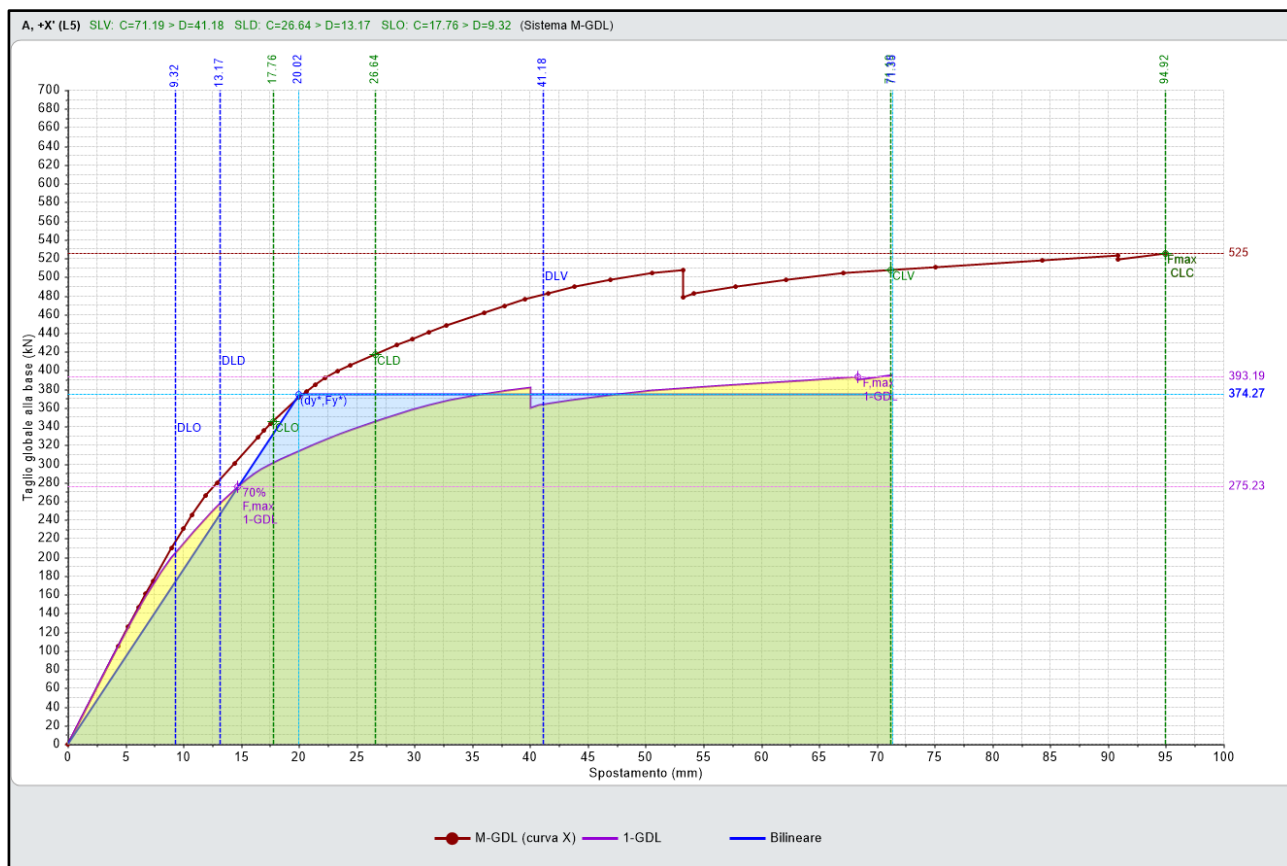
Al piano primo tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 3X $\Rightarrow \xi_{PGA} = 0.788$ (indicatore di rischio ottenuto negli studi di vulnerabilità)

Intervenendo sul pilastro in mattoni (vedi tavola PE 5 Particolare intervento P1) si riesce ad ottenere un aumento dell'indicatore di rischio superiore a 0.8.



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	1.494	3.476	174	1.823	3.640	1.667	2.889
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	1.494	3.476	174	1.855	3.947	1.750	3.067
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.494	3.476	174	1.952	4.480	1.833	3.422
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.494	3.476	174	1.968	4.613	1.875	3.556

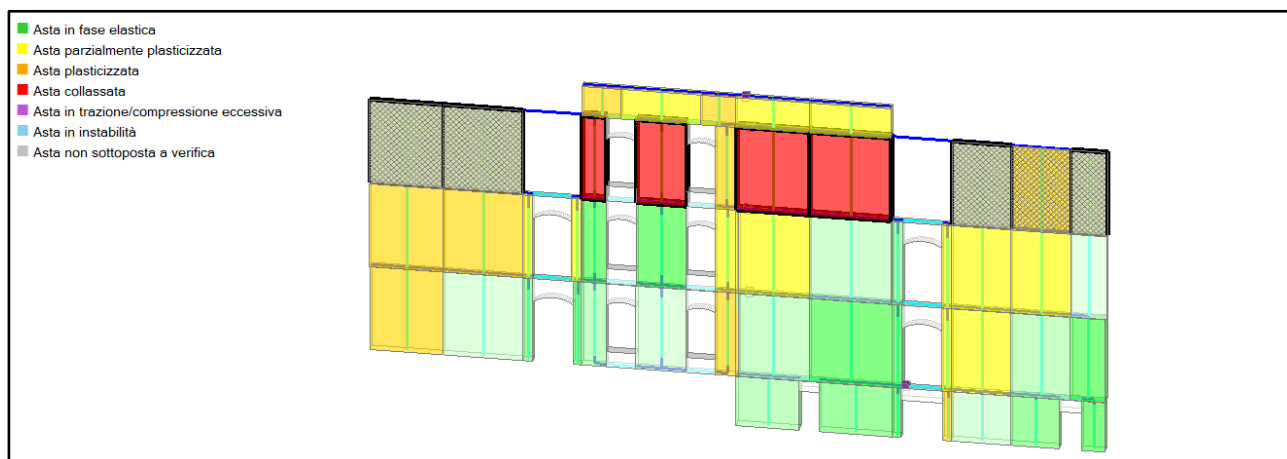


Motivo del collasso:

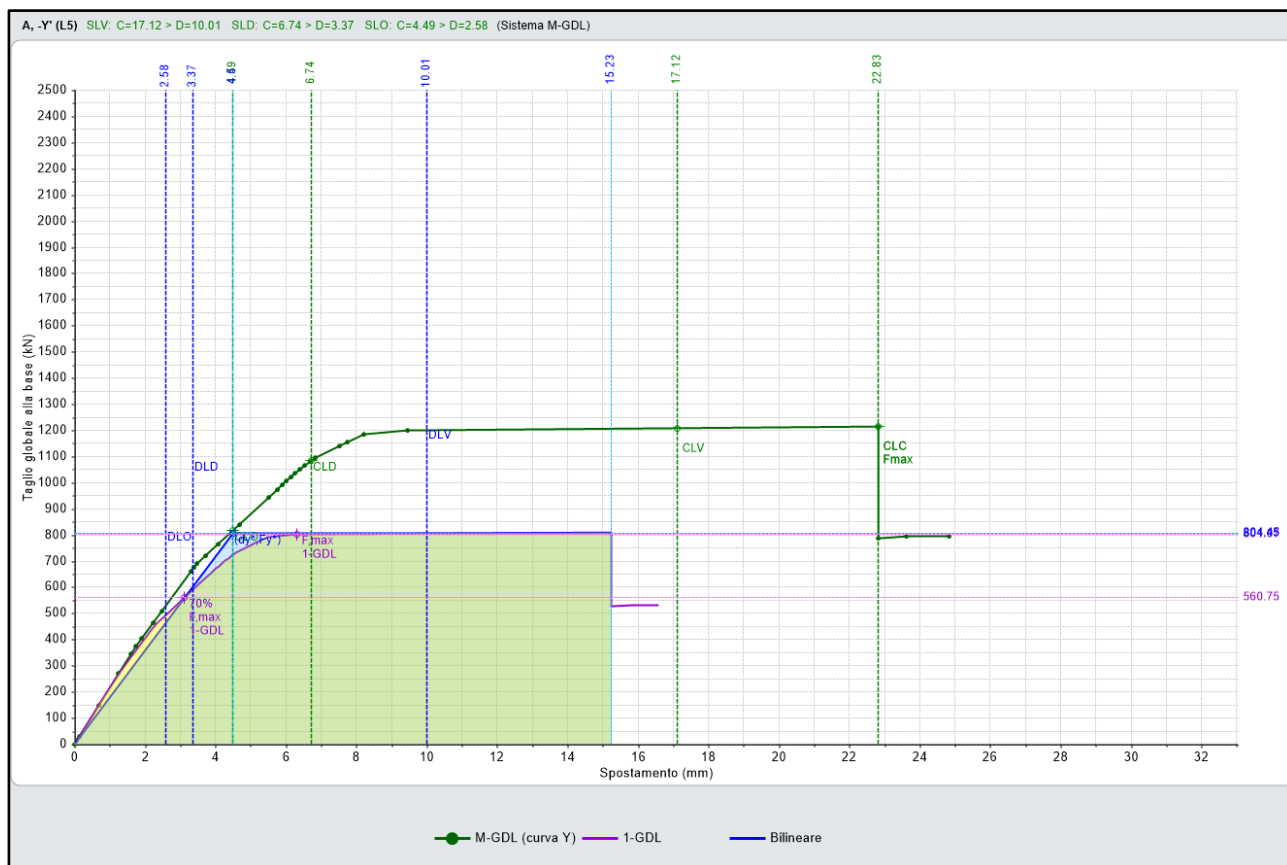
La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 3Y $\Rightarrow \xi_{PGA} = 1.450$ (indicatore di rischio ottenuto negli studi di vulnerabilità)

Al secondo piano dell'edificio, i tramezzi in corrispondenza del sottotelaio in oggetto, considerati per l'analisi cinematica in fase di progetto, aiutano anche la verifica in push over, infatti, intervenendo mediante l'applicazione di intonaco armato sugli stessi, il sottotelaio risulta verificato.



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1		<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.500	8.640	2.146	4.956
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'				L5	1.388	2.768	138	2.065	5.213	1.750	3.156
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.494	3.476	174	2.968	14.813	2.646	8.267
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L5	1.494	3.476	174	2.710	11.333	2.375	6.400



Motivo del collasso:

Tutti i maschi murari del paramento Y3 al piano secondo sono collassati sotto azioni complanari.

13. Verifiche post-interventi – NDSHA

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche sismiche con spettro derivante da studi di tipo neo-deterministico per il sito in esame (NDSHA), ottenuti a seguito degli interventi.

13.1 Analisi Cinematica

Con l'utilizzo dello spettro NDSHA, nelle condizioni di stato limite di danno e di salvaguardia della vita il ξ_{PGA} minimo ottenuto è pari a 0.750, corrispondente quindi al miglioramento della struttura.

Grafici riassuntivi

Stato Limite di Danno

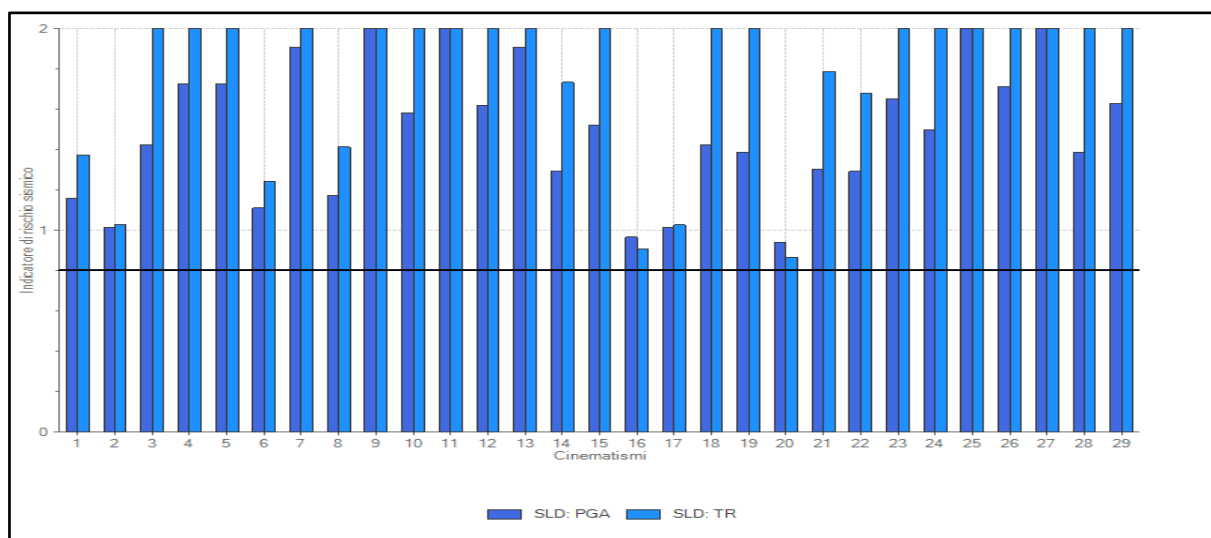


Figura 44 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Danno

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

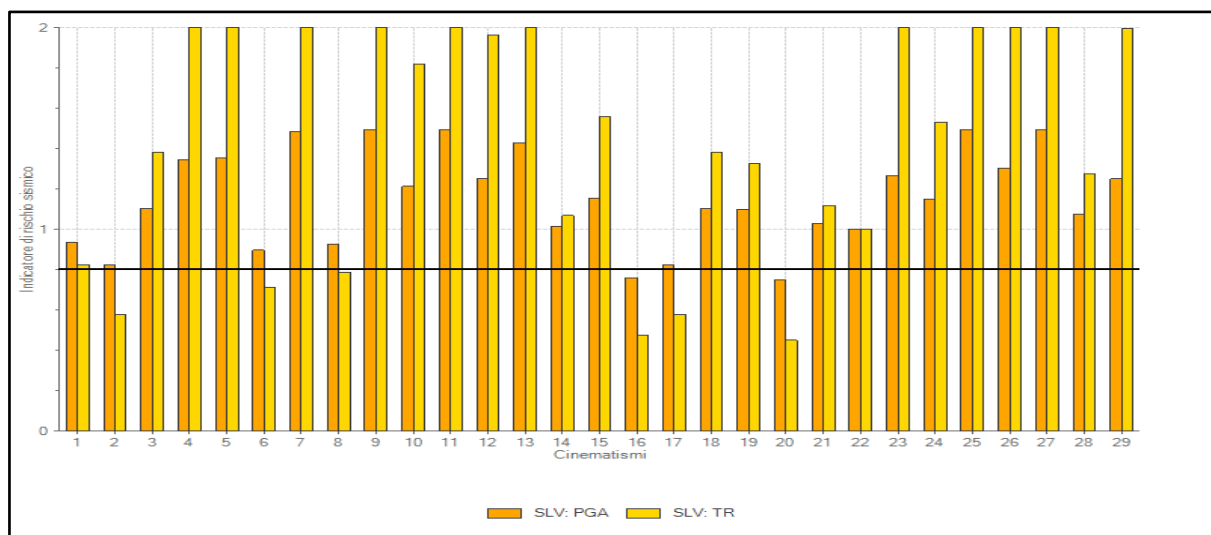


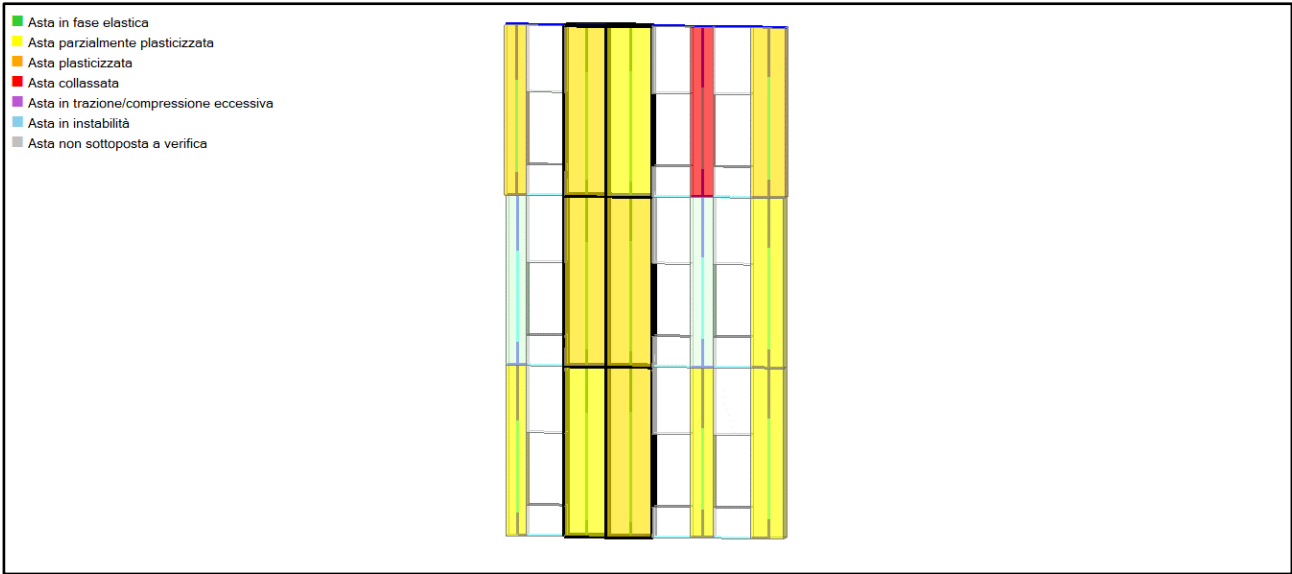
Figura 45 - Indicatori di rischio sismico dei cinematismi – Stato Limite di Salvaguardia della Vita

13.2 Analisi statica non lineare (Analisi di Pushover)

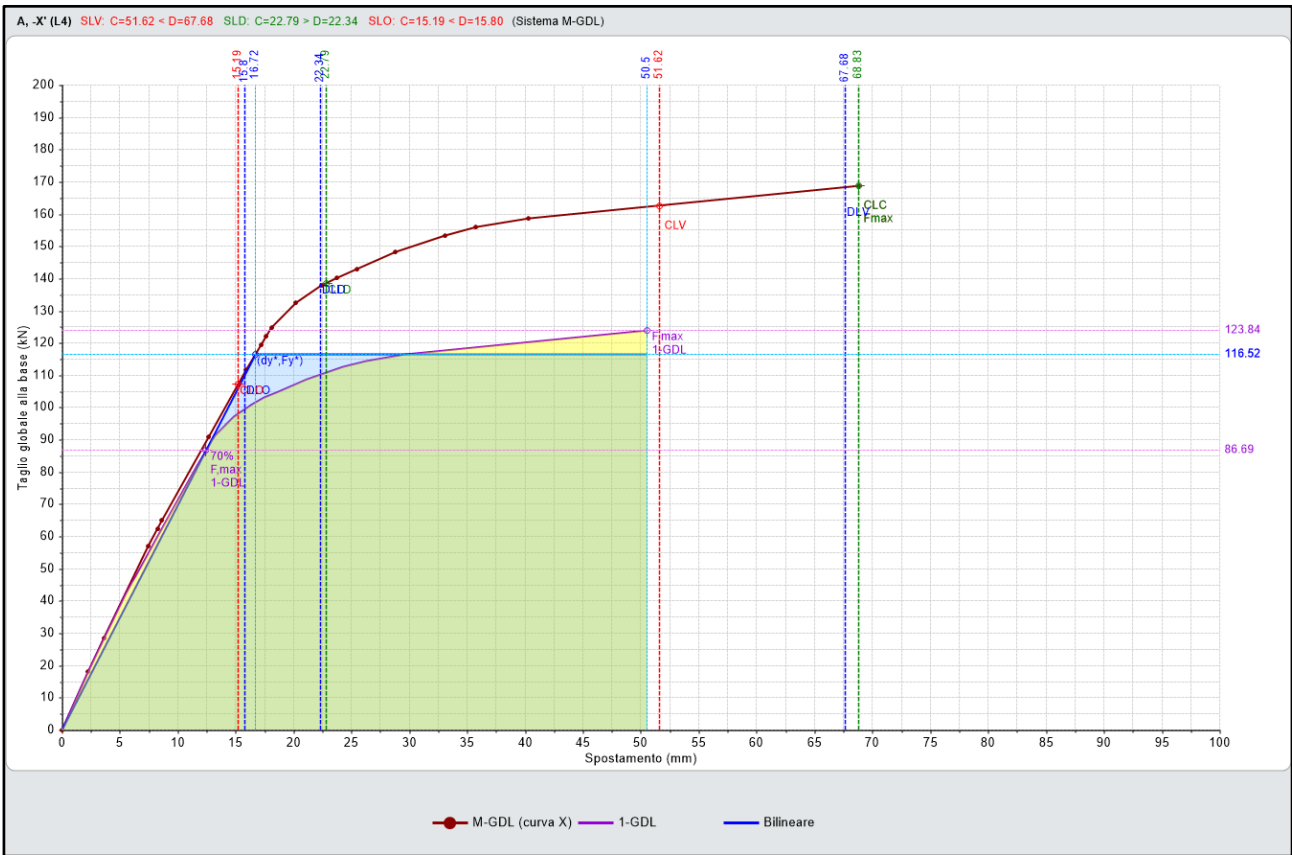
Si riportano nelle pagine seguenti i sottotelai dove l'indicatore di rischio sismico non risulta verificato con l'uso della domanda di accelerazione derivante dagli studi NDSHA.

Telaio 7X → $\xi_{PGA} = 0.382$

Tamponando una delle finestre dei servizi igienici a tutti i livelli, si raggiunge un valore dell'indicatore di rischio di poco inferiore allo 0.8 necessario per l'adeguamento della struttura.



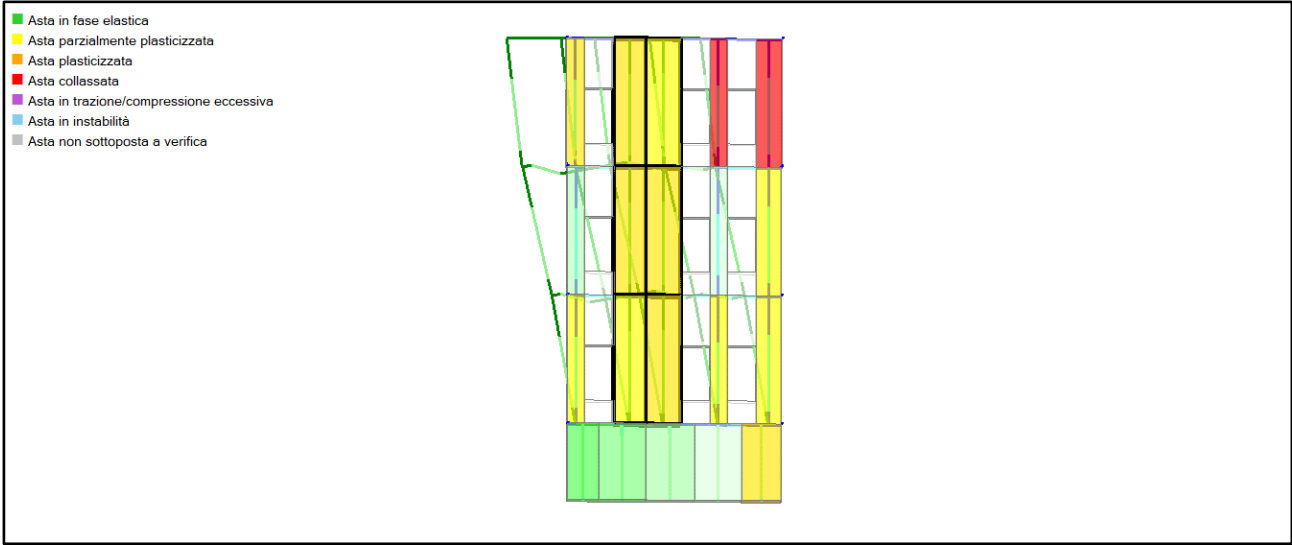
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'				L4	1.028	1.094	55	1.012	1.027	0.953	0.911
2	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L4	0.797	0.535	27	1.012	1.027	0.953	0.911
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	1.028	1.118	56	1.072	1.147	1.000	1.000
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.858	0.632	32	1.072	1.147	1.016	1.000



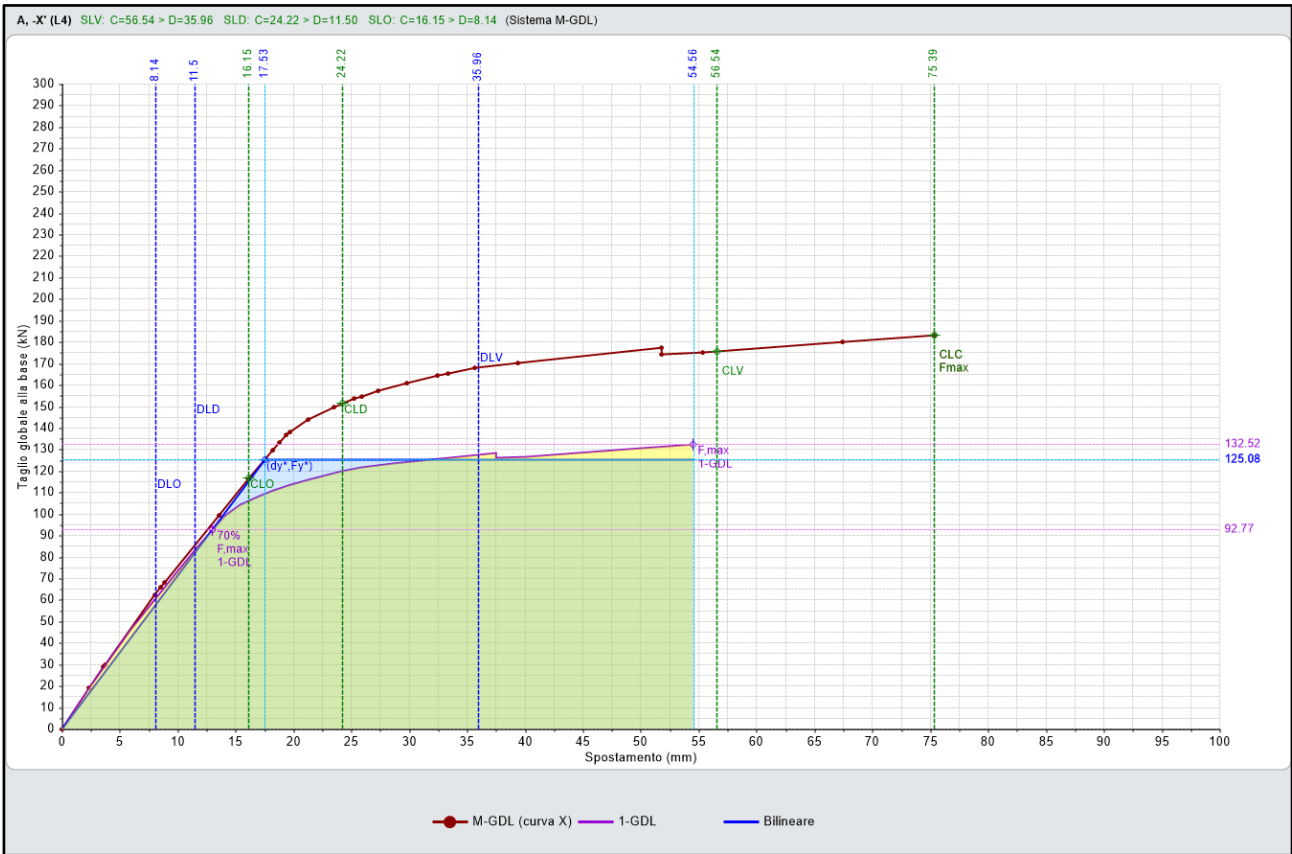
Motivo del collasso:

Al piano secondo tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari

Telaio 8X → $\xi_{PGA} = 0.415$



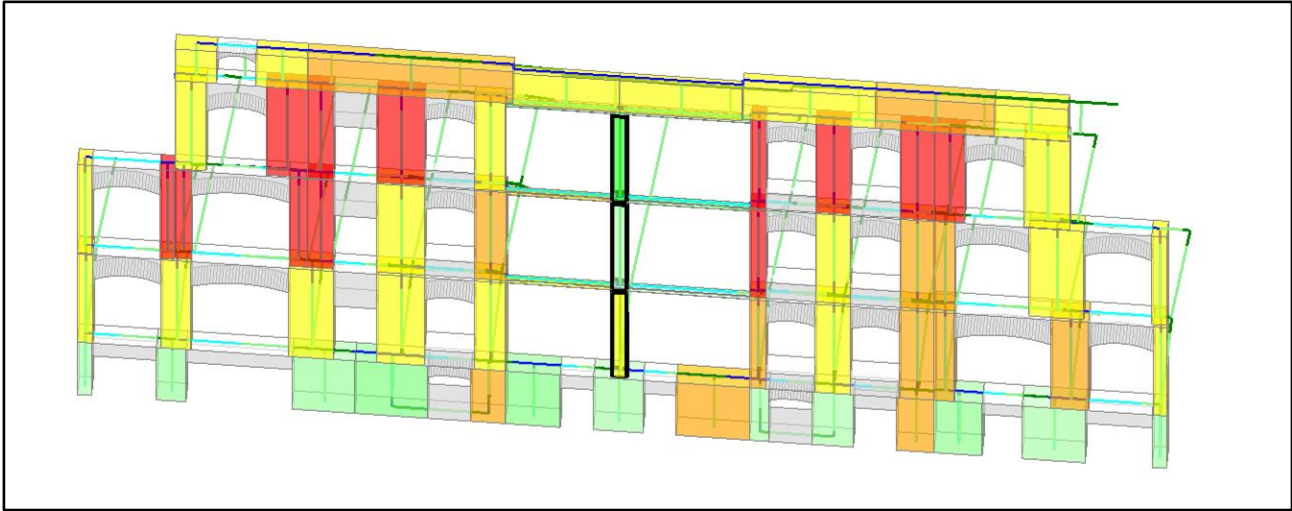
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L4	1.494	3.476	174	1.806	3.547	1.667	2.800
2		<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'				L4	1.487	3.397	170	1.871	3.987	1.750	3.133
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	1.494	3.476	174	1.952	4.387	1.792	3.356
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	1.494	3.476	174	1.968	4.613	1.875	3.556



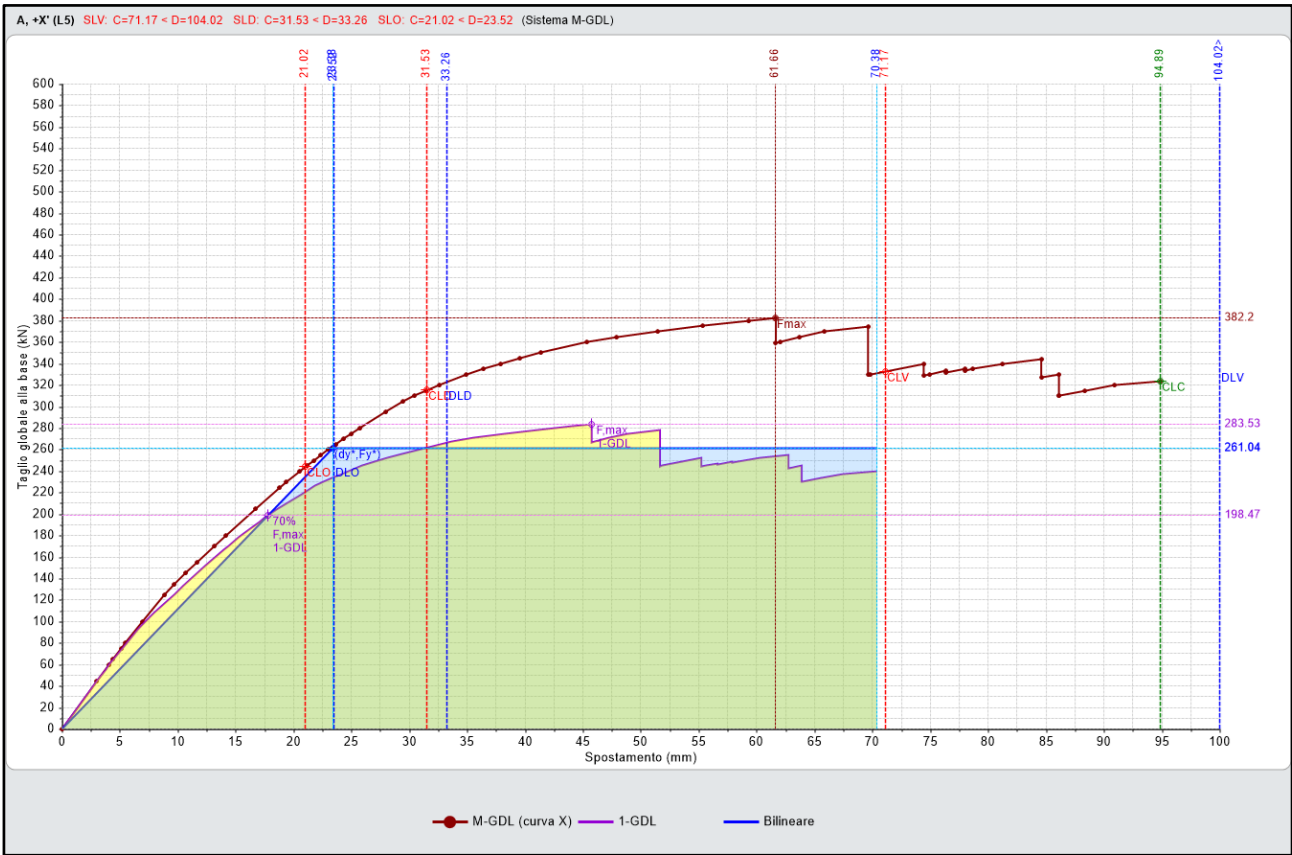
Motivo del collasso:

Al piano secondo tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 3X → $\xi_{PGA} = 0.443$



N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt.	Ez.	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.736	0.430	21	0.964	0.907	0.922	0.844
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.736	0.438	22	1.036	1.067	0.969	0.956
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.849	0.631	32	1.060	1.107	0.969	0.956
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.821	0.565	28	1.108	1.240	1.047	1.067



Motivo del collasso:

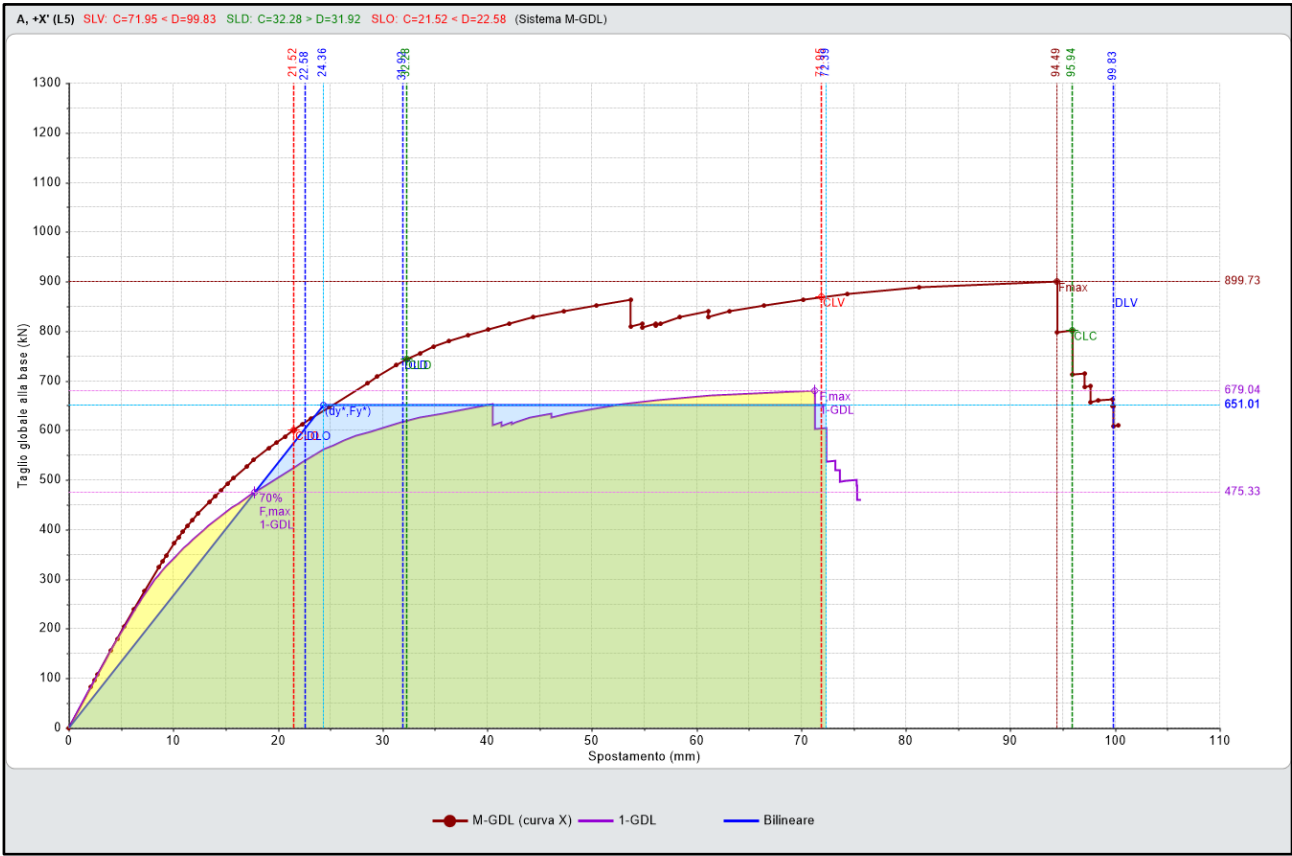
Tutti i maschi murari del paramento X3 al piano secondo sono collassati sotto azioni complanari.

Telaio 1X → $\xi_{PGA} = 0.557$

L'indicatore di rischio ottenuto è molto vicino al valore 0.6, considerato il m



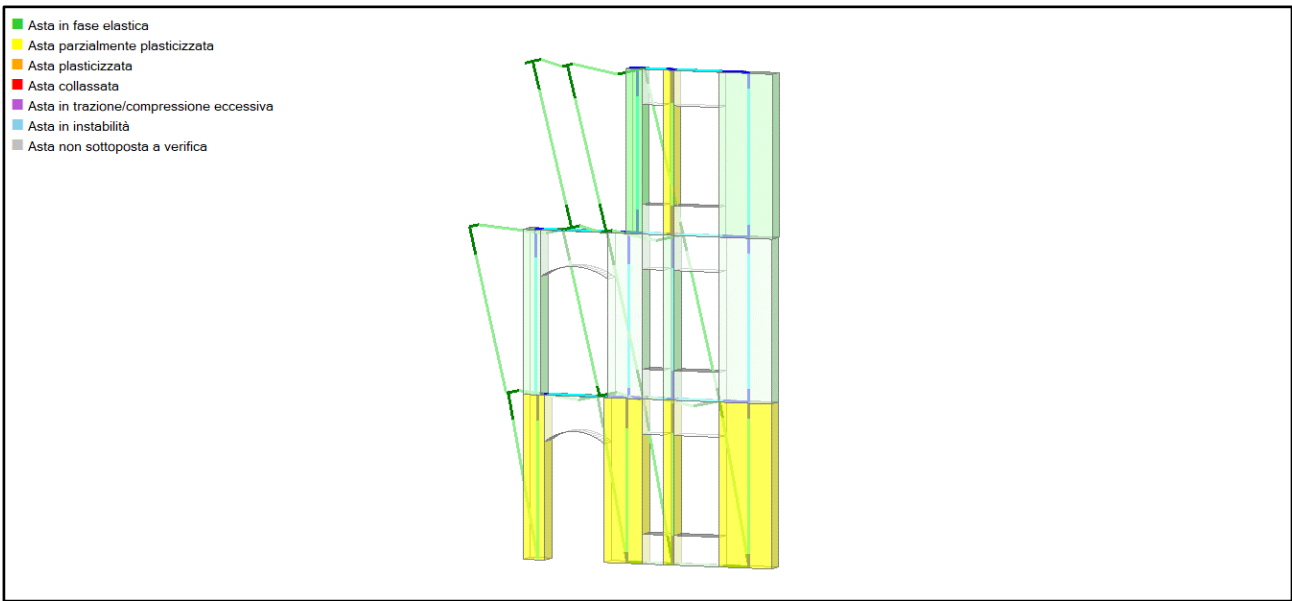
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$	$\zeta_{PGA}(SLO)$	$\zeta_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.774	0.486	24	1.012	1.027	0.953	0.911
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.783	0.504	25	0.940	0.867	0.891	0.800
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.797	0.522	26	1.036	1.067	0.969	0.956
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	0.797	0.522	26	1.012	1.027	0.953	0.911



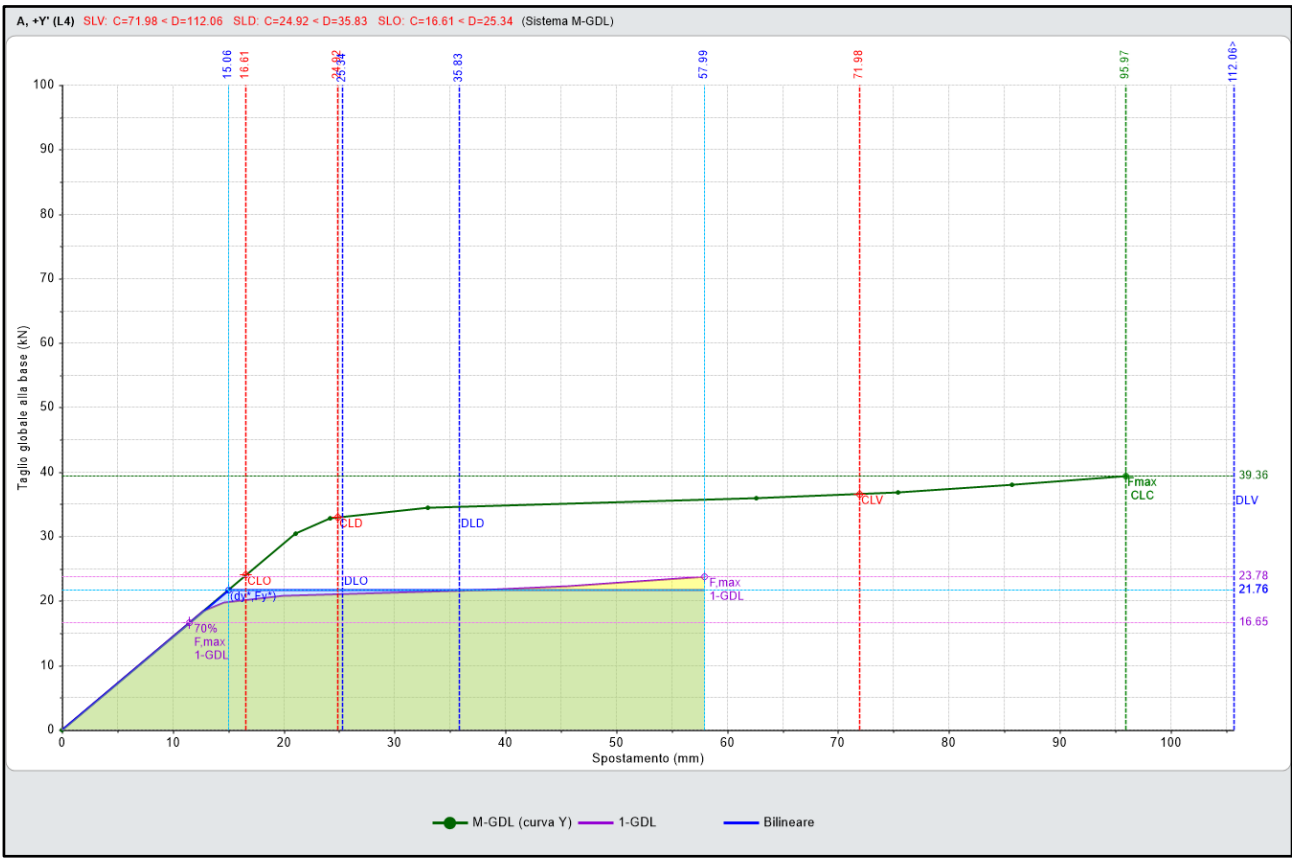
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 7Y → $\xi_{PGA} = 0.656$



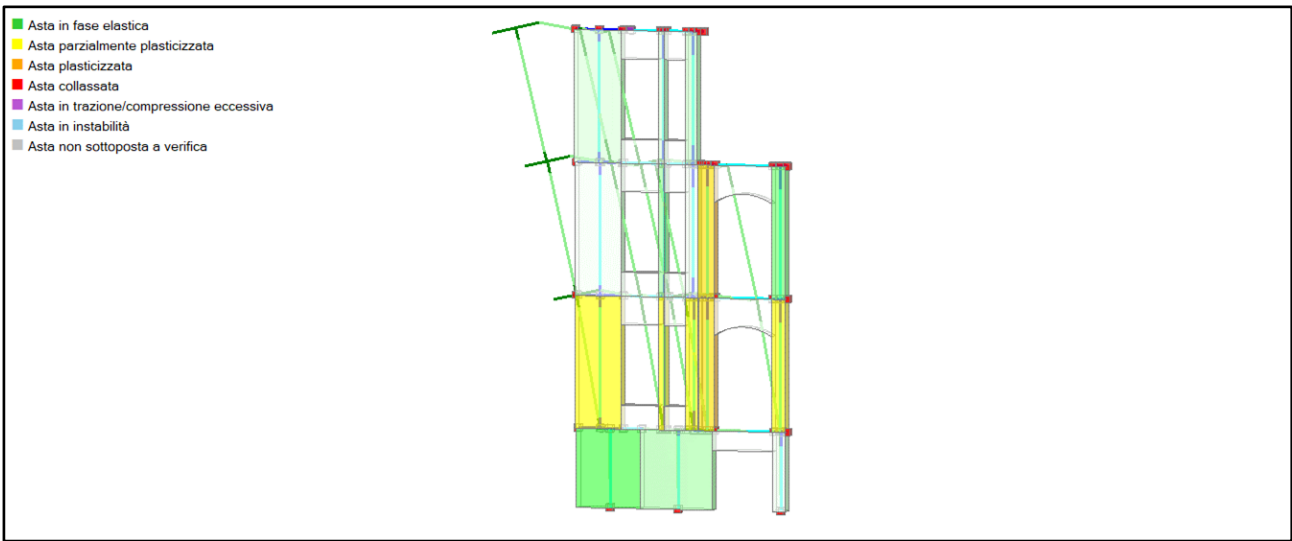
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN/CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	0.698	0.383	19	0.771	0.573	0.688	0.489
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	0.712	0.404	20	0.771	0.573	0.688	0.489
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	0.759	0.473	24	0.807	0.640	0.750	0.578
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	0.783	0.497	25	0.831	0.653	0.766	0.578



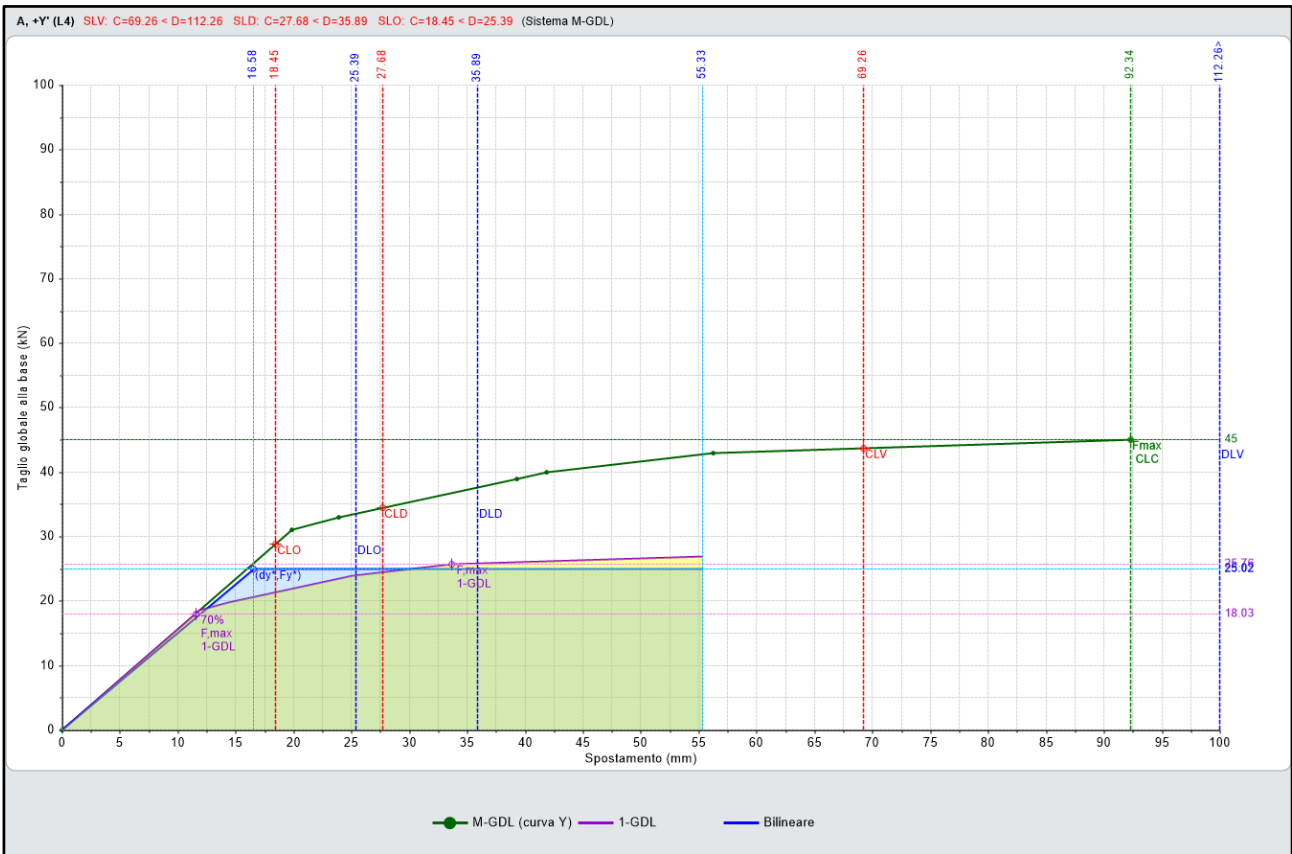
Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 8Y → $\xi_{PGA} = 0.675$



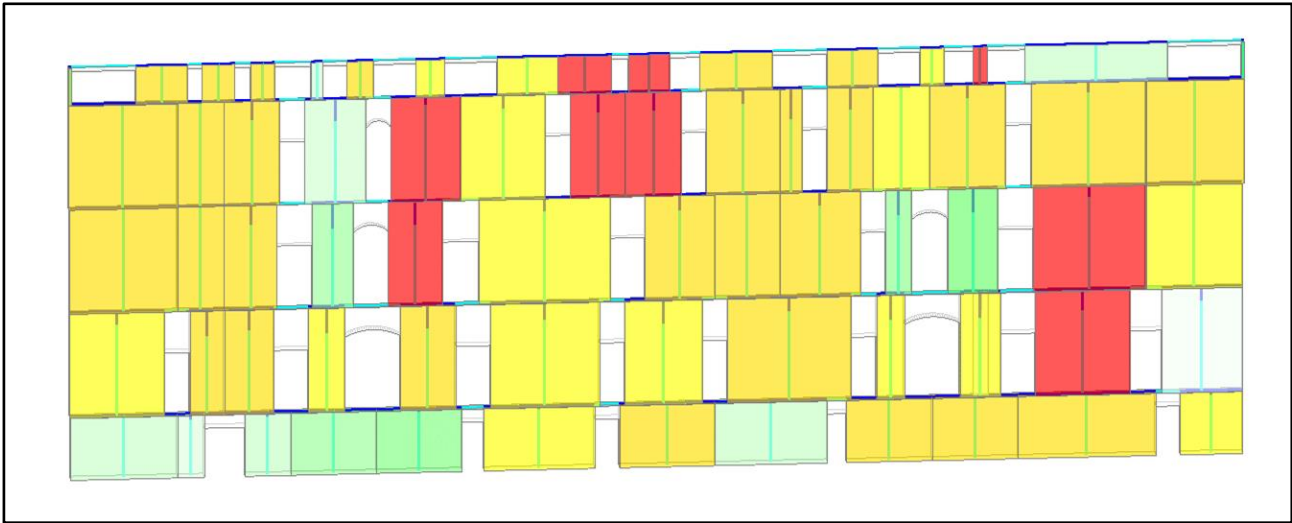
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L4	0.675	0.353	18	0.831	0.653	0.766	0.600
2		<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L4	0.698	0.374	19	0.831	0.653	0.766	0.600
3		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	0.774	0.486	24	0.880	0.760	0.828	0.711
4		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	0.759	0.462	23	0.867	0.747	0.828	0.689



Motivo del collasso:
La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

Telaio 2X → $\xi_{PGA} = 0.693$

Tamponamenti già previsti



N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'				L5	0.934	0.827	41	1.614	2.800	1.375	1.911
2		<input type="checkbox"/>	A	-X'				L5	0.953	0.889	44	1.578	2.640	1.312	1.756
3		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'				L5	0.849	0.631	32	1.723	3.347	1.438	2.133
4		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.151	1.531	77	1.494	2.320	1.250	1.556



Motivo del collasso:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili).

14. Conclusioni

14.1 Analisi statiche

Come previsto al paragrafo 8.3 di NTC2018, l'iter procedurale delle verifiche è partito da un'analisi in condizioni statiche con azioni sulla struttura controllate dall'uomo. In certi casi, come previsto al punto 8.5.5 di NTC, si è modificato il valore di γ_g (ponendolo pari a 1.1) in virtù dell'approfondito livello di indagine sui carichi applicati sulla struttura.

Le analisi statiche sono state condotte sulle parti murarie e sugli elementi lignei dei solai di interpiano. Si è potuto constatare che vi sono parti murarie che non risultano verificate in condizione statica con carichi controllati dall'uomo, neanche con fattore di combinazione $\gamma_g = 1.1$.

Tuttavia, si tratta di pochi elementi e con valore del coefficiente di sfruttamento vicino all'unità. Agendo poi con le iniezioni di resine nel piano seminterrato e con i rinforzi sui "pilastrini" posti sulle pareti di ingresso dei bagni, le verifiche risultano soddisfatte.

14.2 Analisi sismiche

A seguire una tabella riassuntiva degli indicatori di rischio allo stato limite ultimo SLV, ottenuti dalle analisi dei cinematismi, primo modo, e dalle verifiche di resistenza degli elementi murari, secondo modo, sia nel piano che fuori piano, e sia con spettro probabilistico che deterministico.

Tabelle riassuntive:

Stato Attuale

Cinematismi NTC ζ_E	II° modo NTC Push over ζ_E	Cinematismi NDSHA ζ_E	II° modo NDSHA Push over ζ_E
0.226	0.677	0.170	0.382

Stato di Progetto

Cinematismi NTC ζ_E	II° modo NTC Push over ζ_E	Cinematismi NDSHA ζ_E	II° modo NDSHA Push over ζ_E
0.827	0.912	0.712	0.594

Nell'edificio oggetto di studio il comportamento sismico della struttura è governato dalla scarsa resistenza fuori piano. L'approccio progettuale è stato quello di ridurre massa sismica in sottotetto e migliorare i cinematismi attraverso un sistema di tiranti di facciata diffusi. Il miglioramento poi di alcune parti murarie di limitata estensione e la chiusura di alcuni facciata ha permesso di ottenere l'**ADEGUAMENTO DELLA STRUTTURA** se la domanda viene calcolata mediante gli spettri di tipo probabilistico da normativa. La struttura risulta invece sostanzialmente migliorata se la domanda di accelerazione deriva dagli spettri di tipo neo – deterministico.

15. Relazione sui materiali impiegati

Malta premiscelata a base di calce e cemento

Malta premiscelata a base di calce e cemento, ad alta traspirabilità, resistenza a compressione 20 MPa e modulo elastico ≤ 15 GPa per la realizzazione di intonaci armati interni ed esterni, per elevazioni di murature e per riparazioni localizzate, per il rinforzo strutturale di paramenti murari, volte, elementi in muratura miste o a sacco, in mattone, pietra e sasso, abbinabile a sistemi di consolidamento in F.R.P. (Fiber Reinforced Polymer)

Primer epossidico bicomponente

Primer epossidico bicomponente costituito da una resina e un catalizzatore.

Caratteristiche:

Tipo di resina = epossidica

Densità = 1.10 g/cm^3

Rapporto di catalisi in peso = 3:1

Tempo di indurimento totale a 23°C = 7 giorni

Adesione al calcestruzzo = 3.00 N/mm^2

Stucco epossidico bicomponente a base di resine epossidiche

Stucco epossidico bicomponente, costituito da una resina e un catalizzatore, e di consistenza tissotropica

Caratteristiche:

Tipo di resina = epossidica

Densità = 1.70 g/cm^3

Rapporto di catalisi in peso = 3:1

Tempo di indurimento totale a 23°C = 7 giorni

Modulo elastico a trazione = 6800 N/mm^2

Resistenza a trazione = 16 N/mm^2

Adesione su cls = 3.00 N/mm^2

Adesione su acciaio = 3.00 N/mm^2

Resina epossidica

Resina epossidica bicomponente, costituita da una resina e un catalizzatore, di media viscosità fluida.

Caratteristiche:

Tipo di resina = epossidica

Densità = 1.06 g/cm^3

Rapporto di catalisi in peso = 4:1

Tempo di presa a 23°C = 50 minuti

Modulo elastico a trazione = 2600 N/mm^2

Resistenza a trazione = 40 N/mm^2

Tensione di adesione al cls = 3.00 N/mm^2

Allungamento a trazione = 1.60 %

Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio 300 g/m²

Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza ed elevato modulo elastico, classe sistema FRP 210C

Caratteristiche:

Peso del tessuto secco = 300 g/m^2

spessore equivalente del tessuto = 0.164 mm

Modulo elastico della fibra = $252000 \pm 2\% \text{ N/mm}^2$

Resistenza meccanica a trazione della fibra = 4900 N/mm^2

Allungamento a rottura della fibra = 2.00 %

Acciaio per carpenterie

Acciaio per tiranti e piastre di facciata aventi marcatura CE in conformità alla **UNI EN 1090-1** in classe di esecuzione EXC3 acciaio **S235JR** zincato a caldo e verniciato a polvere ove richiesto dalla DL o dalla Soprintendenza ai Beni Architettonici e Culturali

Caratteristiche:

Proprietà reologiche:

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$n = 0.300$

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$P_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio da Carpenteria

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$f_{y1} = 215 \text{ N/mm}^2$

$Y_{M0,c} = 1.05$

$Y_{M0,t} = 1.05$

$Y_{M1} = 1.05$

$Y_{M,ecc} = 1$

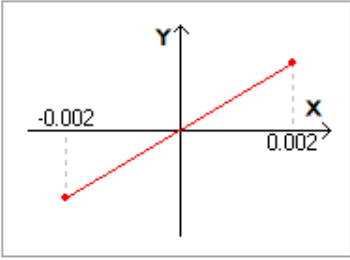
$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Valori di progetto

$f_{cd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$

Legno

Tipo: Massiccio	fm,k	42	N/mm ²	Legame costitutivo del materiale: ~Lineare 
Classe di servizio: 1	ft,0,k	25	N/mm ²	
Coeff. parziale su ord: 1.5	ft,90,k	0.6	N/mm ²	
Coeff. parziale su ecc: 1	fc,0,k	27	N/mm ²	
Coeff. di comportamento, kmod:	fc,90,k	4	N/mm ²	
cl. durata permanente: 0.6	fv,k	4	N/mm ²	
cl. durata lunga: 0.7	fv,r,k	1.2	N/mm ²	
cl. durata media: 0.8	fv,b,k	4	N/mm ²	
cl. durata breve: 0.9	E0,k	8700	N/mm ²	
cl. durata istantanea: 1.1	E90,m	430	N/mm ²	
Coeff. deform. diff., kdef: 0.6	ro,k	0.55	t/m ³	
<input type="checkbox"/> Modifica legame costitutivo				
<input type="checkbox"/> No resist. comp <input type="checkbox"/> No resist. traz				
<input type="checkbox"/> Aggiorna Prop.Meccaniche				

☐ Considera coeff. kh
☐ Considera coeff. kcr con NTC 2008

Legante idraulico fillerizzato superfluido

Legante idraulico fillerizzato superfluido, resistente ai sali, a base di calce ed Eco-Pozzolana, per confezionare boiacche da iniezione per il consolidamento di murature

Il prodotto dovrà avere le seguenti caratteristiche prestazionali:

Dimensione massima dell'aggregato (EN 1015-1) (μm): 100

Aspetto dell'impasto: superfluido

Massa volumica apparente della malta fresca (EN 1015-6) (kg/m³): 1.650

Bleeding (NorMaL M33-87): assente

Fluidità dell'impasto (EN 445) (s): < 30 (iniziale), < 30 (dopo 60 min.)

Resistenza ai solfati (Saggio di Anstett): elevata

Efflorescenze saline (dopo semi-immersione in acqua): assenti

Resistenza a compressione a 28 gg (EN 196-1) (N/mm²): 10

Reazione al fuoco (EN 13501-1): Classe A1

Temperatura di applicazione permessa: da +5°C a +35°C

Tempo di lavorabilità della malta fresca (EN 1015-19): ca. 40 min.

Consumo (kg/dm³): 1,04 (di cavità da riempire)

Trieste 29 aprile 2021

Ing. Giorgio Altin

ALLEGATO A

VERIFICHE STATICHE DEI SOLAI LIGNEI

Indice

Verifiche statiche dei solai lignei.....	2
Piano Seminterrato – I 04	3
Piano Seminterrato – I 05	4
Piano Seminterrato – I 06	6
Piano Seminterrato – I 09	7
Piano Terra – T 02.....	8
Piano Terra – T 03.....	10
Piano Terra – T 04.....	11
Piano Primo – 1 01.....	12
Piano Primo – 1 02.....	14
Piano Primo – 1 03.....	15
Piano Primo – 1 04.....	16
Piano Primo – 1 05.....	18

Verifiche statiche dei solai lignei

Caratteristiche dei materiali utilizzati

Tabella 18-3- Classi di resistenza secondo EN 11035 per specie legnose di provenienza italiana												
Proprietà		Abete - Italia			Pino laricio - Italia			Larice - Nord Italia			Douglasia - Italia	
Corrispondenza con le Classi di Resistenza della UNI EN 338		C 24	C 18		C 40	C 22	C14	C 22	C 18		C 35	C 22
Categorie resistenti		S 1	S 2	S 3	S 1	S 2	S 3	S 1	S 2	S 3	S 1	S 2 - S 3
Flessione (5-percentile), MPa	f _{m,k}	25	18		40	22	15		23	18	35	22
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{t,0,k}	15	11		24	13	9		14	11	21	13
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{t,90,k}	0.4	0.4		0.4	0.4	0.4		0.4	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{c,0,k}	21	18		26	20	17		20	18	25	20
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	f _{c,90,k}	2.6	2.6		3.2	3.0	3.0		3.6	3.6	3.2	2.9
Taglio (5-percentile), Mpa	f _{v,k}	4.0	3.4		4.0	3.8	3.0		3.8	3.4	4.0	3.8
Modulo elastico medio parallelo alle fibre, Mpa (x10 ³)	E _{0,m}	11.8	10.5		15	12	11		12.5	11.5	15.8	13
Modulo elastico parallelo alle fibre (5-percentile), MPa (x10 ³)	E _{0,05}	7.9	7.0		10.0	8.0	7.4		8.4	7.7	11.0	8.7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre, Mpa (x10 ²)	E _{90,m}	3.9	3.5		5.0	4.0	3.7		4.2	3.8	5.3	4.3
Modulo di taglio medio	G _m	7.4	6.6		9.4	7.5	6.9		7.8	7.2	9.9	8.1
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ _k	375	375		455	425	430		510	520	450	415
Massa volumica media, kg/m ³	ρ _m	450	450		550	520	520		610	620	540	500

Proprietà di resistenza			
Flessione	$f_{m,k}$ Mpa	18.00	
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$ Mpa	11.00	
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$ Mpa	0.40	
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$ Mpa	18.00	
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$ Mpa	2.60	
Taglio	$f_{v,k}$ Mpa	3.40	

Proprietà di modulo elastico			
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50	
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00	
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50	
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60	

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	375
Massa volumica media	ρ_m	450

Tabella 18.3 - Classi di Resistenza secondo EN 11035 per specie legnose di provenienza italiana															
Proprietà		Abete/Nord			Abete/Centro Sud			Larice/Nord			Douglasia/Italia		Altre Conifere/Italia		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	$f_{t,0,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), Mpa	$f_{c,0,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), Mpa	$f_{c,90,k}$	2,9	2,9	2,9	2,1	2,1	2,1	4	4	4	2,6	2,6	4	4	4
Taglio (5-percentile), Mpa	$f_{v,k}$	3	2,5	1,9	3,2	2,9	2,3	4	3,2	2,7	4	3,4	3,3	2,7	2,4
Modulo elastico medio parallelo alle fibre, Mpa ($\times 10^3$)	$E_{0,m}$	12	10,5	9,5	11	10	9,5	13	12	11,5	14	12,5	12,3	11,4	10,5
Modulo elastico parallelo alle fibre (5-percentile), MPa ($\times 10^3$)	$E_{0,05}$	8	7	6,4	7,4	6,7	6,4	8,7	8	7,7	9,4	8,4	8,2	7,6	7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre, Mpa ($\times 10^2$)	$E_{90,m}$	4	3,5	3,2	3,7	3,3	3,2	4,3	4	3,8	4,7	4,2	4,1	3,8	3,5
modulo di taglio medio	G_m	7,5	6,6	5,9	6,9	6,3	5,9	8,1	7,5	7,2	8,8	7,8	7,7	7,1	6,6
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	530
Massa volumica media, kg/m ³	ρ_m	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575

Proprietà di resistenza		
Flessione	$f_{m,k}$ Mpa	26
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$ Mpa	16
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$ Mpa	0,5
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$ Mpa	22
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$ Mpa	4
Taglio	$f_{v,k}$ Mpa	2,7

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	11,40
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7,60
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3,8
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	7,1

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	530
Massa volumica media	ρ_m	575

Verifica Flessione

M_{sol,y}

0

kNm

M_{sol,z}

2.140

kNm

W_{sez}

8.64E+005

mm³

W_y=bh²/6

W_{sez}

7.68E+005

mm³

W_y=hb²/6

σ_{m,y,d}/f_{m,y,d} +k_mσ_{m,z,d}/f_{m,z,d} ≤ 1

0.161

k_mσ_{m,y,d}/f_{m,y,d} +σ_{m,z,d}/f_{m,z,d} ≤ 1

0.229

Sezioni trasversali rettangolari

Sezioni trasversali rettangolari

Altre sezioni trasversali

k_m

=

0.70

Tipo di sezione:

Verifica a Taglio

V_{sol}

5.559

kN

t_d ≤ f_{v,d}

Verificato

t_d

0.492

kN/m²

Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni

Larghezza trave ridotta

Legno massiccio

Legno massiccio

Legno lamellare

Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374

K_{er}

=

0.588

B

=

16

H

=

18

Verifica di Deformazione degli Elementi

u_{fin}=u_{1,in}(1+k_{def})+u_{21,in}(1+ψ₂₁k_{def})+Σ_(i=2,...,n)ψ_{2i}u_{2i,in}(1+k_{def})

G _k	1.80	kN/m
Q _{k1}	1.65	kN/m
l	2.31	m
x	1.20	
b	160	mm
h	180	mm
J	7.78E+07	mm ⁴
k _{def}	0.60	
ψ ₂₁	0.30	

Freccia Finale

u_{net,fin}=u_{1,in}(1+k_{def})+u_{21,in}(1+ψ₂₁k_{def})

0.46

≤ L / 200

11.55

mm

Freccia istantanea solo Carichi Variabili

u_{Q,in}

0.16

≤ L / 300

7.70

mm

Piano Seminterrato – I 05

Solaio Piano Seminterrato - I 05 – Interasse 55cm

Stratigrafia	Sezione / Spessore	Peso Specifico	Peso Totale
Travi in legno	16.00 x 22.00 cm	8.00 kN/m ³	0.51 kN/m ²
Tavolato	2.50 cm	8.00 kN/m ³	0.20 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale			0.71 kN/m ²
Intonaco + canniciato	2.50 cm	- kN/m ³	0.35 kN/m ²
Sottofondo	2.00 cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra	8.00 cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale			2.61 kN/m ²
Categoria C1	Ambienti suscettibili di affollamento		3.00 kN/m ²
Carico Accidentale			3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G ₁	0.39	kN/m
Pesi propri non strutturali G ₂	1.41	kN/m
Azioni variabili Q ₁	1.65	kN/m

Y_{G1}

=

1.3

Y_{G2}

=

1.3

Y_Q

=

1.5

Categoria/Azione variabile Q₁

ψ_{G1}

ψ_{G2}

ψ_Q

Durata

Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento

0.7

0.7

0.6

Permanente

Permanente

Media durata

1

1

3

4

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}$	4.81	4.07	4.07	4.81	4.07	4.07
Combinazione caratteristica rara						
$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\psi_{03}Q_{k3}$	3.45	2.95	2.95	3.45	2.95	2.95

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	225
Massa volumica media	ρ_m	450

B = 160 mm
H = 220 mm

Combinazione I:	Permanente				
$F_{d,I}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2$	2.34	$k_{mod,I}$	=	0.60	$F_{d,I}/k_{mod,I}$ 3.90
Combinazione II:	Breve durata				
$F_{d,II}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}$	4.81	$k_{mod,II}$	=	0.90	$F_{d,II}/k_{mod,II}$ 5.38 Combinazione Determinante
Combinazione III:	Istantanea				
$F_{d,III}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q2}Q_{k2}$	4.81	$k_{mod,III}$	=	1.10	$F_{d,III}/k_{mod,III}$ 4.38

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm					
$M_{sol,z}$	2.279	kNm					
W_{sez}	1.29E+006	mm ³	$W_x=bh^2/6$		W_{sez}	9.39E+005	mm ³
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m,y} s_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$			0.114				
$k_{m,y} s_{m,y,d}/f_{m,y,d} + s_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.163				
Tipo di sezione:			Sezioni trasversali rettangolari				
			Sezioni trasversali rettangolari				
			Altre sezioni trasversali				
		k_m	=	0.70			

Verifica a Taglio

V_{sol}	5.736	kN					
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato						
t_d	0.416	kN/m ²	Massima tensione t_g di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni				
Larghezza trave ridotta			Legno massiccio				
			Legno massiccio				
			Legno lamellare				
			Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374				
		K_{ef}	=	0.588	B =	16	H = 22

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$u_{fin}=u_{1,i,n}(1+k_{def})+u_{21,i,n}(1+\psi_{21}k_{def})+\sum_{(i=2,\dots,n)}\psi_{2i}u_{2i,i,n}(1+k_{def})$$

G_k	1.80	kN/m
Q_{k1}	1.65	kN/m
l	2.38	m
χ	1.20	
b	160	mm
h	220	mm
J	1.42E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$u_{net,fin}=u_{1,i,n}(1+k_{def})+u_{21,i,n}(1+\psi_{21}k_{def})$	0.29	≤ L / 200	11.92	mm
---	------	-----------	-------	----

Freccia istantanea solo Carichi Variabili

$u_{Q,i,n}$	0.10	≤ L / 300	7.95	mm
-------------	------	-----------	------	----

Piano Seminterrato – I 06

Solaio Piano Seminterrato - I 06 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.51 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.51 kN/m ²
Intonaco		2.50		cm	-	kN/m ³	0.30 kN/m ²
Listelli + cannicciato		3.00		cm	8.00	kN/m ²	0.24 kN/m ²
Lamiera + sottofondo		2.00		cm	-	kN/m ²	1.00 kN/m ²
Parquet		2.00		cm	8.00	kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.70 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

			Categoria/Azione variabile Q_i			ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}	Durata		
Pesi propri strutturali G_1	0.20	kN/m	Y_{G1}	=	1.1				Permanente	1	
Pesi propri non strutturali G_2	1.27	kN/m	Y_{G2}	=	1.1				Permanente	1	
Azioni variabili Q_1	1.65	kN/m	Y_Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q _{k1} +Y _{Q2} ψ ₀₂ Q _{k2} +Y _{Q3} ψ ₀₃ Q _{k3}	4.10	3.35	3.35	4.10	3.35	3.35
Combinazione caratteristica rara						
G ₁ +G ₂ +Q _{k1} +ψ ₀₂ Q _{k2} +ψ ₀₃ Q _{k3}	3.12	2.63	2.63	3.12	2.63	2.63
Combinazione frequente						

Combinazione I:	Permanente					
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂	1.62	k _{mod,I}	=	0.60	F _{d,I} /k _{mod}	2.70
Combinazione II:	Breve durata					
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q ₁	4.10	k _{mod,II}	=	0.90	F _{d,II} /k _{mod}	4.55 Combinazione Determinante
Combinazione III:	Istantaneo					
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q ₁	4.10	k _{mod,III}	=	1.10	F _{d,III} /k _{mod}	3.72

Proprietà di resistenza di progetto			Proprietà di modulo elastico			Massa volumica				
Flessione	$f_{m,d}$	Mpa	15.60	Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$	Gpa	11.40	Massa volumica caratteristica	f_k	318
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$	Mpa	9.60	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Gpa	7.60	Massa volumica media	f_m	575
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$	Mpa	0.24	Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$	Gpa	3.80			
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$	Mpa	13.20	Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m	Gpa	7.10			
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$	Mpa	2.22							
Taglio	$f_{v,d}$	Mpa	2.40							
B	=	160	mm							
H	=	220	mm							

Verifica Flessione

M _{sol,y}	0	kNm						
M _{sol,z}	17.918	kNm						
W _{sez}	1.29E+006	mm ³	W _x =bh ² /6		W _{sez}	9.39E+005	mm ³	W _y =hb ² /6
σ _{m,y,d} /f _{m,y,d} + k _m s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.623					
k _m s _{m,y,d} /f _{m,y,d} + s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.890					
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari							
	Sezioni trasversali rettangolari							
	Altre sezioni trasversali							
k _m	=	0.70						

Verifica a Taglio

V _{sol}	14.839	kN						
t _d ≤ f _{v,d}	Verificato							
t _d	1.265	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni					
Larghezza trave ridotta	Legno massiccio							
	Legno massiccio							
	Legno lamellare							
	Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374							
K _{ser}	=	0.500	B	=	16	H	=	22

Verifica di Deformazione degli Elementi

U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+ψ₂₁k_{def})+Σ_(i=2,...,n)ψ_{2i}U_{2,i,in}(1+k_{def})

G _k	1.47	kN/m
Q _{k1}	1.65	kN/m
l	7.25	m
χ	1.20	
b	160	mm
h	220	mm
J	1.42E+08	mm ⁴
k _{def}	0.60	
ψ ₂₁	0.30	

U_{net,fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+ψ₂₁k_{def})
19.22 ≤ L / 200 36.23 mm

U_{Q,in} 7.37 ≤ L / 300 24.15 mm

Piano Seminterrato – I 09

Solaio Piano Seminterrato - I 09 – Interasse 55cm					
Stratigrafia		Sezione / Spessore		Peso Specifico	Peso Totale
Travi in legno		18.00	x 23.00	cm 8.00 kN/m ³	0.60 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale					0.60 kN/m ²
Intonaco		2.50	cm	- kN/m ³	0.30 kN/m ²
Listelli		2.00	cm	8.00 kN/m ²	0.16 kN/m ²
Lamiera + sottofondo		2.00	cm	- kN/m ²	1.00 kN/m ²
Parquet		2.00	cm	22.00 kN/m ³	0.44 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale					1.90 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento			3.00 kN/m ²
Carico Accidentale					3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

<div>Pesi propri strutturali G_1</div> <div>Pesi propri non strutturali G_2</div> <div>Azioni variabili Q_1</div>	0.19	kN/m	Y_{G1}	=	1.1	<div>Categoria/Azione variabile Q_1</div> <div>Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento</div>	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}	<div>Durata</div>	
	1.39	kN/m	Y_{G2}	=	1.1		<div>Permanente</div>	1			
	1.65	kN/m	Y_Q	=	1.5		<div>Permanente</div>	1			
							<div>Media durata</div>	3			

Combinazione fondamentale SLU			I	II	III	IV	V	VI
$Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2+Y_{Q1}Q_{k1}+Y_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}+Y_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}$			4.21	3.46	3.46	4.21	3.46	3.46
Combinazione caratteristica rara								
$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\psi_{03}Q_{k3}$			3.22	2.73	2.73	3.22	2.73	2.73

Combinazione I:	<div>Permanente</div>					
$F_{d,I}=Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2$	1.73	$k_{mod,I}$	=	<div>0.60</div>	$F_{d,I}/k_{mod}=$	2.88
Combinazione II:	<div>Breve durata</div>					
$F_{d,II}=Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2+Y_{Q1}Q_k$	4.21	$k_{mod,II}$	=	<div>0.90</div>	$F_{d,II}/k_{mod}=$	<div>4.67</div> Combinazione Determinante
Combinazione III:	<div>Istantaneo</div>					
$F_{d,III}=Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2+Y_{Q1}Q_k$	4.21	$k_{mod,III}$	=	<div>1.10</div>	$F_{d,III}/k_{mod}=$	3.82

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	f_k	225
Massa volumica media	f_m	450

B	=	<div>180</div>	mm
H	=	<div>230</div>	mm

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm				
$M_{sol,z}$	18.932	kNm				
W_{sez}	1.59E+006	mm ³	$W_x=bh^2/6$	W_{sez}	1.24E+006	mm ³
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m1} s_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.535			
$k_{m1} s_{m,y,d}/f_{m,y,d} + s_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.765			
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari					
	Sezioni trasversali rettangolari					
	Altre sezioni trasversali					
	k_m	=	0.70			

Verifica a Taglio

V_{sol}	15.454	kN				
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato					
t_d	1.120	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni			
Larghezza trave ridotta	Legno massiccio					
	Legno massiccio					
	Legno lamellare					
	Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374					
	K_{ef}	=	0.500	B =	18	H = 23

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$u_{fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{i=2,n} \psi_{2i} u_{2i,in}(1+k_{def})$$

G_k	1.57	kN/m
Q_{k1}	1.65	kN/m
l	7.35	m
x	1.20	
b	180	mm
h	230	mm
J	1.83E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$u_{net,fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})$	16.43	Freccia Finale	$\leq L / 200$	36.75	mm
$u_{Q,in}$	6.07	Freccia istantanea solo Carichi Variabili	$\leq L / 300$	24.50	mm

Piano Terra – T 02

Solaio Piano Terra - T 02 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		22.00	x	25.00	cm	8.00 kN/m ³	0.80 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							1.04 kN/m ²
Controsoffitto				4.00	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.00	cm	8.00 kN/m ²	0.16 kN/m ²
Guaina + sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.52 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G_1	0.52	kN/m
Pesi propri non strutturali G_2	1.31	kN/m
Azioni variabili Q_1	1.50	kN/m

γ_{G1}	=	1.3	Categoria/Azione variabile Q_1	ψ_{G1}	ψ_{G2}	ψ_{G3}	Durata	
γ_{G2}	=	1.3					Permanente	1
γ_Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Permanente	1
							Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}$	4.63	3.95	3.95	4.63	3.95	3.95
Combinazione caratteristica rara						
$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\psi_{03}Q_{k3}$	3.33	2.88	2.88	3.33	2.88	2.88

Combinazione I:	Permanente	$k_{mod,I}$	=	0.60	$F_{d,I}/k_{mod}$	3.97
$F_{d,I}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2$						
Combinazione II:	Breve durata	$k_{mod,II}$	=	0.90	$F_{d,II}/k_{mod}$	5.14 Combinazione Determinante
$F_{d,II}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_QQ_1$						
Combinazione III:	Istantaneo	$k_{mod,III}$	=	1.10	$F_{d,III}/k_{mod}$	4.21
$F_{d,III}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_QQ_1$						

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,d,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,d,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	225
Massa volumica media	ρ_m	450

B	=	220	mm
H	=	250	mm

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm					
$M_{sol,z}$	2.172	kNm					
W_{sez}	2.29E+006	mm ³	$W_y=bh^2/6$	W_{sez}	2.02E+006	mm ³	$W_y=hb^2/6$
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+k_{m1}\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}\leq 1$			0.061				
$k_{m1}\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}\leq 1$			0.088				
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari						
	Sezioni trasversali rettangolari						
	Altre sezioni trasversali						
k_m	=	0.70					

Verifica a Taglio

V_{sol}	5.492	kN					
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato						
t_d	0.255	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni				
Larghezza trave ridotta	Legno massiccio						
	Legno massiccio						
	Legno lamellare						
	Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374						
k_{cr}	=	0.588	B	=	22	H	= 25

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})+\sum_{(i=2,...,n)}\psi_{2i}U_{2i,in}(1+k_{def})$$

G_k	1.83	kN/m
Q_{k1}	1.50	kN/m
l	2.37	m
x	1.20	
b	220	mm
h	250	mm
J	2.86E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$U_{net,fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})$	0.14	≤ L / 200	11.87	mm
---	------	-----------	-------	----

$U_{Q1,in}$	0.04	≤ L / 300	7.91	mm
-------------	------	-----------	------	----

Piano Terra – T 03

Solaio Piano Terra - T 03 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		16.00	x	18.00	cm	8.00 kN/m ³	0.42 kN/m ²
Tavolato				2.50	cm	8.00 kN/m ³	0.20 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.62 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.36 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G ₁			0.34	kN/m	Y _{G1} = 1.3 Y _{G2} = 1.3 Y _Q = 1.5	Categoria/Azione variabile Q _i			ψ _{G1}	ψ _{G2}	ψ _Q	Durata	1
Pesi propri non strutturali G ₂			1.30	kN/m								Permanente	1
Azioni variabili Q ₁			1.65	kN/m		Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento			0.7	0.7	0.6	Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU					I	II	III	IV	V	VI
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁ +Y _{Q2} Q ₂ +Y _{Q3} Q ₃					4.61	3.86	3.86	4.61	3.86	3.86
Combinazione caratteristica rara										
G ₁ +G ₂ +Q ₁ +ψ _{G2} Q ₂ +ψ _{G3} Q ₃					3.29	2.79	2.79	3.29	2.79	2.79

Combinazione I:		Permanente	k _{mod,I} = 0.60	F _{d,I} /k _{mod} = 3.55
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂		2.13		
Combinazione II:		Breve durata		
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁		4.61	k _{mod,II} = 0.90	F _{d,II} /k _{mod} = 5.12
Combinazione III:		Istantaneo	k _{mod,III} = 1.10	F _{d,III} /k _{mod} = 4.19
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁		4.61		

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	f _{m,d} Mpa	10.80
Trazione parallela	f _{t,d,0} Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	f _{t,90,d} Mpa	0.24
Compressione parallela	f _{c,d,0} Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	f _{c,90,d} Mpa	1.56
Taglio	f _{v,d} Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	E _{0,m} Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	E _{0,05} Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	E _{90,m} Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G _m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	f _k	225
Massa volumica media	f _m	450

B =	160	mm
H =	180	mm

Verifica Flessione									
M _{sol,y}	0	kNm							
M _{sol,z}	2.161	kNm							
W _{sez}	8.64E+005	mm ³	W _c =bh ² /6	0.162	W _{sez}	7.68E+005	mm ³	W _y =hb ² /6	
σ _{m,y,d} /f _{m,y,d} +k _m s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.162						
k _m s _{m,y,d} /f _{m,y,d} +s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.232						
Tipo di sezione:			Sezioni trasversali rettangolari						
			Sezioni trasversali rettangolari						
			Altre sezioni trasversali						
			k _m	=	0.70				

Verifica a Taglio									
V_{sol}	5,465	kN							
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato								
t_d	0,484	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni						
Larghezza trave ridotta		Legno massiccio							
		Legno massiccio							
		Legno lamellare							
		Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374							
K_{cr}	=	0,588	B	=	16	H	=	18	

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$U_{fin} = U_{1,in}(1+k_{def}) + U_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{(i=2,...,n)} \psi_{2i} U_{2,i,in}(1+k_{def})$$

G _k	1.64	kN/m
Q _{k1}	1.65	kN/m
l	2.37	m
χ	1.20	
b	160	mm
h	180	mm
J	7.78E+07	mm ⁴
k _{def}	0.60	
ψ ₂₁	0.30	

$$U_{net,fin} = U_{1,in}(1+k_{def}) + U_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def})$$

Freccia Finale

≤ L / 200 11.87 mm

$$U_{Q,in}$$

Freccia istantanea solo Carichi Variabili

≤ L / 300 7.91 mm

Piano Terra – T 04

Solaio Piano Terra - T 04 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.58 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.82 kN/m ²
Controsoffitto				4.00	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				2.00	cm	- kN/m ²	0.25 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.00	cm	8.00 kN/m ²	0.16 kN/m ²
Lamiera + sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.17 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G ₁	0.32	kN/m
Pesi propri non strutturali G ₂	1.27	kN/m
Azioni variabili Q ₁	1.65	kN/m

Categoria/Azione variabile Q _i				ψ _{0i}	ψ _{1i}	ψ _{2i}	Durata
Y ₀₁	=	1.1					Permanente
Y ₀₂	=	1.1					Permanente
Y _Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Media durata

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁ +Y _{Q2} ψ ₀₂ Q ₂ +Y _{Q3} ψ ₀₃ Q ₃	4.22	3.48	3.48	4.22	3.48	3.48
Combinazione caratteristica rara						
G ₁ +G ₂ +Q ₁ +ψ ₀₂ Q ₂ +ψ ₀₃ Q ₃	3.24	2.74	2.74	3.24	2.74	2.74

Combinazione I:	Permanente					
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂	1.75	k _{mod,I}	=	0.60	F _{d,I} /k _{mod}	2.91
Combinazione II:	Breve durata					
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q	4.22	k _{mod,II}	=	0.90	F _{d,II} /k _{mod}	4.69 Combinazione Determinante
Combinazione III:	Istantaneo					
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q	4.22	k _{mod,III}	=	1.10	F _{d,III} /k _{mod}	3.84

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	f _{m,d} Mpa	15.60
Trazione parallela	f _{t,0,d} Mpa	9.60
Trazione perpendicolare	f _{t,90,d} Mpa	0.24
Compressione parallela	f _{c,0,d} Mpa	13.20
Compressione perpendicolare	f _{c,90,d} Mpa	2.22
Taglio	f _{v,d} Mpa	2.40

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	E _{0,m} Gpa	11.40
Modulo elastico parallelo caratteristico	E _{0,05} Gpa	7.60
Modulo elastico perpendicolare medio	E _{90,m} Gpa	3.80
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G _m Gpa	7.10

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	f _k	318
Massa volumica media	f _m	575

B = 180 mm

H = 220 mm

Verifica Flessione									
$M_{sol,y}$	0	kNm							
$M_{sol,z}$	18.474	kNm							
W_{sez}	1.45E+006	mm ³	$W_y = bh^2/6$		W_{sez}	1.19E+006	mm ³	$W_y = hb^2/6$	
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.571						
$k_{m,y,d}/f_{m,y,d} + s_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.816						
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari								
	Sezioni trasversali rettangolari								
	Altre sezioni trasversali								
k_m	=	0.70							

Verifica a Taglio									
V_{sol}	15.299	kN							
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato								
t_d	1.159	kN/m ²							
			Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni						
Larghezza trave ridotta			Legno massiccio						
			Legno massiccio						
			Legno lamellare						
			Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374						
K_{ef}	=	0.500		B	=	18		H	=

Verifica di Deformazione degli Elementi									
$u_{fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{i=2,n} \psi_{2i} u_{2,i,in}(1+k_{def})$									
G_k	1.59	kN/m							
Q_{k1}	1.65	kN/m							
l	7.25	m							
χ	1.20								
b	180	mm							
h	220	mm							
J	1.60E+08	mm ⁴							
k_{def}	0.60								
ψ_{21}	0.30								
$u_{net,fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def})$			17.82		$\leq L / 200$	36.23	mm		
$u_{Q,in}$			6.55		$\leq L / 300$	24.15	mm		

Piano Primo – 1 01

Solaio Piano Primo - 1 01 – Interasse 55cm								
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale		
Travi in legno		18.00	x	22.00	cm	8.00 kN/m ³	0.58 kN/m ²	
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²	
Carico Permanente Strutturale							0.82 kN/m ²	
Controsoffitto				-	cm	-	kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete				2.00	cm	20.00 kN/m ²		0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato				3.50	cm	8.00 kN/m ²		0.28 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²		0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³		0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.44 kN/m ²	
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²	
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²	

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G_1	0.25	kN/m
Pesi propri non strutturali G_2	0.68	kN/m
Azioni variabili Q_1	1.65	kN/m

γ_{G1}	=	1.1	Categoria/Azione variabile Q_1	ψ_{G1}	ψ_{G2}	ψ_{Q1}	Durata	
γ_{G2}	=	1.1					Permanente	1
γ_Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Permanente	1
							Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{Q2}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{Q3}Q_{k3}$	3.50	2.75	2.75	3.50	2.75	2.75
Combinazione caratteristica rara						
$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{Q2}Q_{k2}+\psi_{Q3}Q_{k3}$	2.58	2.08	2.08	2.58	2.08	2.08

Combinazione I:	Permanente					
$F_{d,I}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2$	1.02	$k_{mod,I}$	=	0.60	$F_{d,I}/k_{mod}$	1.70
Combinazione II:	Breve durata					
$F_{d,II}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_QQ_1$	3.50	$k_{mod,II}$	=	0.90	$F_{d,II}/k_{mod}$	3.89 Combinazione Determinante
Combinazione III:	Istantaneo					
$F_{d,III}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_QQ_1$	3.50	$k_{mod,III}$	=	1.10	$F_{d,III}/k_{mod}$	3.18

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,d,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,d,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,05}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,05}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	225
Massa volumica media	ρ_m	450

B	=	180	mm
H	=	220	mm

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm				
$M_{sol,z}$	15.660	kNm				
W_{sez}	1.45E+006	mm ³	$W_c=bh^2/6$	W_{sez}	1.19E+006	mm ³
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+k_{m1}\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}\leq 1$			0.699			
$k_{m1}\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}\leq 1$			1.00			
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari					
	Sezioni trasversali rettangolari					
	Altre sezioni trasversali					
k_m	=	0.70				

Verifica a Taglio

V_{sol}	12.818	kN					
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato						
t_d	0.825	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni				
Larghezza trave ridotta	Legno massiccio						
	Legno massiccio						
	Legno lamellare						
	Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374						
K_{cr}	=	0.588	B	=	18	H =	22

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})+\sum_{(i=2,...,n)}\psi_{2i}U_{2i,in}(1+k_{def})$$

G_k	0.93	kN/m
Q_{k1}	1.65	kN/m
l	7.33	m
χ	1.20	
b	180	mm
h	220	mm
J	1.60E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$U_{net,fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})$	15.50	$\leq L / 200$	36.65	mm
---	-------	----------------	-------	----

Freccia istantanea solo Carichi Variabili

U_{Qlin}	7.45	$\leq L / 300$	24.43	mm
------------	------	----------------	-------	----

Piano Primo – 1 02

Solaio Piano Primo - 1 02 – Interasse 60cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.62 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.86 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete				2.00	cm	20.00 kN/m ²	0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato				2.50	cm	8.00 kN/m ²	0.20 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.36 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G ₁			0.52	kN/m	Categoria/Azione variabile Q ₁			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	Durata		
Pesi propri non strutturali G ₂			0.91	kN/m	Y _{G1}	=	1.3				Permanente	1	
Azioni variabili Q ₁			1.80	kN/m	Y _{G2}	=	1.3				Permanente	1	
					Y _Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Media durata	3
Combinazione fondamentale SLU					I	II	III	IV	V	VI			
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁ +Y _{Q2} ψ ₀ Q ₂ +Y _{Q3} ψ ₀ Q ₃					4.56	3.75	3.75	4.56	3.75	3.75			
Combinazione caratteristica rara													
G ₁ +G ₂ +Q _{k1} +ψ ₀₂ Q _{k2} +ψ ₀₃ Q _{k3}					3.23	2.69	2.69	3.23	2.69	2.69			
Combinazione I:					Permanente								
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂					1.86	k _{mod,I} = 0.60			F _{d,I} /k _{mod} =	3.09			
Combinazione II:					Breve durata								
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q					4.56	k _{mod,II} = 0.90			F _{d,II} /k _{mod} =	5.06	Combinazione Determinante		
Combinazione III:					Istantaneo								
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _Q Q					4.56	k _{mod,III} = 1.10			F _{d,III} /k _{mod} =	4.14			
Proprietà di resistenza di progetto					Proprietà di modulo elastico					Massa volumica			
Flessione		f _{m,d}	Mpa	10.80	Modulo elastico parallelo medio		E _{0,m}	Gpa	10.50	Massa volumica caratteristica		f _k	225
Trazione parallela		f _{t,0,d}	Mpa	6.60	Modulo elastico parallelo caratteristico		E _{0,05}	Gpa	7.00	Massa volumica media		f _m	450
Trazione perpendicolare		f _{t,90,d}	Mpa	0.24	Modulo elastico perpendicolare medio		E _{90,m}	Gpa	3.50				
Compressione parallela		f _{c,0,d}	Mpa	10.80	Modulo elastico perpendicolare caratteristico		G _m	Gpa	6.60				
Compressione perpendicolare		f _{c,90,d}	Mpa	1.56									
Taglio		f _{v,d}	Mpa	2.04									
B	=	180	mm										
H	=	260	mm										

Verifica Flessione									
M _{soly}	0	kNm							
M _{solz}	19.815	kNm							
W _{sez}	2.03E+006	mm ³	W _y =bh ² /6	W _{sez}	1.40E+006	mm ³	W _y =hb ² /6		
σ _{m,y,d} /f _{m,y,d} +k _m σ _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1		0.633							
k _m σ _{m,y,d} /f _{m,y,d} +σ _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1		0.905							
Tipo di sezione:		Sezioni trasversali rettangolari							
		Sezioni trasversali rettangolari							
		Altre sezioni trasversali							
k _m		=	0.70						

Verifica a Taglio									
V_{sol}	16.458	kN							
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato								
t_d	0.897	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni						
Larghezza trave ridotta		Legno massiccio							
		Legno massiccio							
		Legno lamellare							
		Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374							
K_{cr}	=	0.588	B	=	18	H	=	26	

Verifica di Deformazione degli Elementi

U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+ψ₂₁k_{def})+Σ_(i=2,...,n)ψ_{2i}U_{2,i,in}(1+k_{def})

G _k	1.43	kN/m
Q _{k1}	1.80	kN/m
l	7.22	m
χ	1.20	
b	180	mm
h	260	mm
J	2.64E+08	mm ⁴
k _{def}	0.60	
ψ ₂₁	0.30	

U_{net,fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+ψ₂₁k_{def})
11.41 ≤ L / 200 36.12 mm

U_{Q,in}
4.66 ≤ L / 300 24.08 mm

Piano Primo – 1 03

Solaio Piano Primo - 1 03 – Interasse 55cm					
Stratigrafia	Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale
Travi in legno	18.00	x	25.00 cm	8.00 kN/m ³	0.65 kN/m ²
Tavolato			3.50 cm	8.00 kN/m ³	0.28 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale					0.93 kN/m ²
Controsoffitto			- cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco con rete			2.00 cm	20.00 kN/m ²	0.40 kN/m ²
Listelli + cannicciato			2.50 cm	8.00 kN/m ²	0.20 kN/m ²
Sottofondo			2.00 cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet			2.00 cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale					1.36 kN/m ²
Categoria C1	Ambienti suscettibili di affollamento				3.00 kN/m ²
Carico Accidentale					3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesì propri strutturali G ₁			0.51	kN/m	Y _{G1}	=	1.3	Categoria/Azione variabile Q ₁	ψ _{G1}	ψ _{G2}	ψ _{G3}	Durata	
Pesì propri non strutturali G ₂			0.73	kN/m								Permanente	1
Azioni variabili Q ₁			1.65	kN/m								Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU										
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁ +Y _{Q2} ψ ₀₂ Q ₂ +Y _{Q3} ψ ₀₃ Q ₃				I	II	III	IV	V	VI	
				4.08	3.34	3.34	4.08	3.34	3.34	
Combinazione caratteristica rara										
G ₁ +G ₂ +Q ₁ +ψ ₀₂ Q ₂ +ψ ₀₃ Q ₃				2.89	2.39	2.39	2.89	2.39	2.39	

Combinazione I:		Permanente	k _{mod,I}	=	0.60	F _{d,I} /k _{mod} =	2.68	
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂		1.61						
Combinazione II:		Breve durata						
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁		4.08	k _{mod,II}	=	0.90	F _{d,II} /k _{mod} =	4.54	Combinazione Determinante
Combinazione III:		Istantaneo						
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q2} Q ₂		4.08	k _{mod,III}	=	1.10	F _{d,III} /k _{mod} =	3.71	

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	f _{m,d} Mpa	10.80
Trazione parallela	f _{t,0,d} Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	f _{t,90,d} Mpa	0.24
Compressione parallela	f _{c,0,d} Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	f _{c,90,d} Mpa	1.56
Taglio	f _{v,d} Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	E _{0,m} Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	E _{0,05} Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	E _{90,m} Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G _m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	f _k	225
Massa volumica media	f _m	450

B	=	180	mm
H	=	250	mm

Verifica Flessione									
$M_{sol,y}$	0	kNm							
$M_{sol,z}$	18.385	kNm							
W_{sez}	1.88E+006	mm ³	$W_y = bh^2/6$	W_{sez}	1.35E+006	mm ³	$W_y = hb^2/6$		
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$		0.636							
$k_{m,y,d}/f_{m,y,d} + s_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$		0.908							
Tipo di sezione:			Sezioni trasversali rettangolari						
			Sezioni trasversali rettangolari						
			Altre sezioni trasversali						
k_m			= 0.70						

Verifica a Taglio									
V_{sol}	15.008	kN							
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato								
t_d	0.850	kN/m ²	Massima tensione tg di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni						
Larghezza trave ridotta		Legno massiccio							
		Legno massiccio							
		Legno lamellare							
		Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374							
K_{ef}		= 0.588		B	= 18		H	= 25	

Verifica di Deformazione degli Elementi									
$u_{fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{i=2,n} \psi_{2i} u_{2i,in}(1+k_{def})$									
G_k	1.24	kN/m							
Q_{k1}	1.65	kN/m							
l	7.35	m							
χ	1.20								
b	180	mm							
h	250	mm							
J	2.34E+08	mm ⁴							
k_{def}	0.60								
ψ_{21}	0.30								
$u_{net,fin} = u_{1,in}(1+k_{def}) + u_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def})$		12.23	Freccia Finale		$\leq L / 200$		36.75	mm	
$u_{Q,in}$		5.14	Freccia istantanea solo Carichi Variabili		$\leq L / 300$		24.50	mm	

Piano Primo – 1 04

Solaio Piano Primo - 1 04 – Interasse 60cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.62 kN/m ²
Tavolato				3.00	cm	8.00 kN/m ³	0.24 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							0.86 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				2.50	cm	- kN/m ²	0.30 kN/m ²
Listelli + cannicciato				3.00	cm	8.00 kN/m ²	0.24 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Parquet				2.00	cm	8.00 kN/m ³	0.16 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							1.30 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G_1	0.52	kN/m
Pesi propri non strutturali G_2	0.76	kN/m
Azioni variabili Q_1	1.80	kN/m

Categoria/Azione variabile Q_1				ψ_{q1}	ψ_{q2}	ψ_{q3}	Durata	
Y_{G1}	=	1.3					Permanente	1
Y_{G2}	=	1.3					Permanente	1
Y_Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Media durata	3

Combinazione fondamentale SLU	I	II	III	IV	V	VI
$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{Q2}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{Q3}Q_{k3}$	4.35	3.54	3.54	4.35	3.54	3.54
Combinazione caratteristica rara						
$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{Q2}Q_{k2}+\psi_{Q3}Q_{k3}$	3.07	2.53	2.53	3.07	2.53	2.53

Combinazione I:	Permanente					
$F_{d,I}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2$	1.65	$k_{mod,I}$	=	0.60	$F_{d,I}/k_{mod}$	2.76
Combinazione II:	Breve durata					
$F_{d,II}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_1$	4.35	$k_{mod,II}$	=	0.90	$F_{d,II}/k_{mod}$	4.84 Combinazione Determinante
Combinazione III:	Istantaneo					
$F_{d,III}=\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q2}Q_2$	4.35	$k_{mod,III}$	=	1.10	$F_{d,III}/k_{mod}$	3.96

Proprietà di resistenza di progetto		
Flessione	$f_{m,d}$ Mpa	10.80
Trazione parallela	$f_{t,b,d}$ Mpa	6.60
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d}$ Mpa	0.24
Compressione parallela	$f_{c,b,d}$ Mpa	10.80
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ Mpa	1.56
Taglio	$f_{v,d}$ Mpa	2.04

Proprietà di modulo elastico		
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,m}$ Gpa	10.50
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ Gpa	7.00
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,m}$ Gpa	3.50
Modulo elastico perpendicolare caratteristico	G_m Gpa	6.60

Massa volumica		
Massa volumica caratteristica	ρ_k	225
Massa volumica media	ρ_m	450

B = 180 mm
H = 260 mm

Verifica Flessione

$M_{sol,y}$	0	kNm					
$M_{sol,z}$	19.937	kNm					
W_{sez}	2.03E+006	mm ³	$W_y=bh^2/6$		W_{sez}	1.40E+006	mm ³
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+k_{m,y} \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.637				
$k_{m,y} \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}+\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$			0.910				
Tipo di sezione:	Sezioni trasversali rettangolari						
	Sezioni trasversali rettangolari						
	Altre sezioni trasversali						
	k_m	=	0.70				

Verifica a Taglio

V_{sol}	16.137	kN					
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato						
t_d	0.879	kN/m ²	Massima tensione t_g di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni				
Larghezza trave ridotta	Legno massiccio						
	Legno massiccio						
	Legno lamellare						
	Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374						
K_{cr}	=	0.588	B	=	18	H	= 26

Verifica di Deformazione degli Elementi

$U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{21,in}(1+\psi_{21}k_{def})+\sum_{i=2,n,n)}\psi_{2i}U_{2i,in}(1+k_{def})$

G_k	1.27	kN/m
Q_{k1}	1.80	kN/m
l	7.41	m
x	1.20	
b	180	mm
h	260	mm
J	2.64E+08	mm ⁴
k_{def}	0.60	
ψ_{21}	0.30	

$U_{net,fin}=U_{1,jn}(1+k_{def})+U_{21,jn}(1+\psi_{21}k_{def})$	11.93	$\leq L / 200$	37.07	mm
---	-------	----------------	-------	----

$U_{Q,in}$	5.16	$\leq L / 300$	24.71	mm
------------	------	----------------	-------	----

Piano Primo – 1 05

Solaio Piano Primo - 1 05 – Interasse 55cm							
Stratigrafia		Sezione / Spessore			Peso Specifico	Peso Totale	
Travi in legno		18.00	x	26.00	cm	8.00 kN/m ³	0.68 kN/m ²
Tavolato				4.00	cm	8.00 kN/m ³	0.32 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale							1.00 kN/m ²
Controsoffitto				-	cm	- kN/m ³	0.10 kN/m ²
Intonaco				3.00	cm	- kN/m ²	0.35 kN/m ²
Listelli				3.00	cm	8.00 kN/m ²	0.24 kN/m ²
Sottofondo				2.00	cm	25.00 kN/m ²	0.50 kN/m ²
Pavimentazione in pietra				8.00	cm	22.00 kN/m ³	1.76 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale							2.95 kN/m ²
Categoria C1		Ambienti suscettibili di affollamento					3.00 kN/m ²
Carico Accidentale							3.00 kN/m ²

Verifiche agli SLU e agli SLE

Pesi propri strutturali G ₁			0.60	kN/m	Categoria/Azione variabile Q ₁			ψ _{0j}	ψ _{1j}	ψ _{2j}	Durata								
Pesi propri non strutturali G ₂			1.77	kN/m	Y _{G1}	=	1.3				Permanente	1							
Azioni variabili Q ₁			1.80	kN/m	Y _{G2}	=	1.3				Permanente	1							
					Y _Q	=	1.5	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	Media durata	3						
Combinazione fondamentale SLU				I	II	III	IV	V	VI										
Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁ +Y _{Q2} ψ ₀₂ Q ₂ +Y _{Q3} ψ ₀₃ Q ₃				5.78	4.97	4.97	5.78	4.97	4.97										
Combinazione caratteristica rara																			
G ₁ +G ₂ +Q _{k1} +ψ ₀₂ Q _{k2} +ψ ₀₃ Q _{k3}				4.17	3.63	3.63	4.17	3.63	3.63										
Combinazione I:				Permanente	k _{mod,I} =			0.60	F _{d,I} /k _{mod} =			5.14							
F _{d,I} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂				3.08															
Combinazione II:				Breve durata	k _{mod,II} =			0.90	F _{d,II} /k _{mod} =			6.42							
F _{d,II} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁				5.78								Combinazione Determinante							
Combinazione III:				Istantaneo	k _{mod,III} =			1.10	F _{d,III} /k _{mod} =			5.26							
F _{d,III} =Y _{G1} G ₁ +Y _{G2} G ₂ +Y _{Q1} Q ₁				5.78															
Proprietà di resistenza di progetto				Proprietà di modulo elastico				Massa volumica											
Flessione				f _{m,d}	Mpa	10.80	Modulo elastico parallelo medio				E _{0,m}	Gpa	10.50	Massa volumica caratteristica				f _k	225
Trazione parallela				f _{t,0,d}	Mpa	6.60	Modulo elastico parallelo caratteristico				E _{0,05}	Gpa	7.00	Massa volumica media				f _m	450
Trazione perpendicolare				f _{t,90,d}	Mpa	0.24	Modulo elastico perpendicolare medio				E _{90,m}	Gpa	3.50						
Compressione parallela				f _{c,0,d}	Mpa	10.80	Modulo elastico perpendicolare caratteristico				G _m	Gpa	6.60						
Compressione perpendicolare				f _{c,90,d}	Mpa	1.56													
Taglio				f _{v,d}	Mpa	2.04													
B =				180	mm														
H =				260	mm														

Verifica Flessione

M _{sol,y}	0	kNm											
M _{sol,z}	2.785	kNm											
W _{sez}	2.03E+006	mm ³	W _x =bh ² /6		W _{sez}	1.40E+006	mm ³	W _y =hb ² /6					
σ _{m,y,d} /f _{m,y,d} +k _m s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.089										
k _m s _{m,y,d} /f _{m,y,d} +s _{m,z,d} /f _{m,z,d} ≤ 1			0.127										
Tipo di sezione:			Sezioni trasversali rettangolari										
			Sezioni trasversali rettangolari										
			Altre sezioni trasversali										
			k _m = 0.70										

Verifica a Taglio

V_{sol}	6.950	kN												
$t_d \leq f_{v,d}$	Verificato													
t_d	0.379	kN/m ²	Massima tensione t_g di progetto, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni											
Larghezza trave ridotta		Legno massiccio												
		Legno massiccio												
		Legno lamellare												
		Altri tipi di legno secondo EN 13986 e EN 14374												
K_{cr}	=	0.588	B	=	18	H	=	26						

Verifica di Deformazione degli Elementi

$$U_{fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def})+\sum_{(i=2,...,n)}\psi_{2i}U_{2i,in}(1+k_{def})$$

G _k	2.37	kN/m
Q _{k1}	1.80	kN/m
l	2.40	m
χ	1.20	
b	180	mm
h	260	mm
J	2.64E+08	mm ⁴
k _{def}	0.60	
ψ ₂₁	0.30	

$$U_{net,fin}=U_{1,in}(1+k_{def})+U_{2,1,in}(1+\psi_{21}k_{def})$$

0.20

Freccia Finale

$$\leq L / 200$$

12.02 mm

Freccia istantanea solo Carichi Variabili

$$U_{Q,in}$$

0.06

$$\leq L / 300$$

8.02 mm