



Comune di Borgosatollo (BS)



ATI

Ing. CARLO VICENTINI

Ing. SERGIO MARTIRE

Ing. VALENTINA PORTESANI

STUDIO TECNICO M&V

INGEGNERIA-ARCHITETTURA-DIREZIONE LAVORI
SICUREZZA - ANTINCENDIO

via Tosio, 1, 25121 Brescia
tel. 0305032993-3396430569 fax 0305032993
mail. mv_engineering@libero.it



Committente

Comune di Borgosatollo
via Roma, 13, Borgosatollo (BS)

Identificativo elaborato

Tavola
MV - 22RE11_02

Fase di progettazione

ESECUTIVA

Progetto

Adeguamento sismico Teatro Comunale
via Leonardo da Vinci, 3, Borgosatollo (BS)

Oggetto

**RELAZIONE DI CALCOLO,
RELAZIONI SUI MATERIALI**

Scale

Data
00 30/05/2022

Aggiorn.
02 27/09/2022

Formato
A4

Plot
1:1

Disegno n°

File
MV - 22RE11_02.doc

Path
D:\2020\12 TEATRO BORGOSATOLLO

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

QUESTO DISEGNO E' DI PROPRIETA' RISERVATA E NON PUO' ESSERE COPIATO O RIPRODOTTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

INDICE

1	Premessa.....	2
2	Analisi storico-critica.....	2
2.1	Definizione delle unità strutturali U.S.	2
3	Campagna diagnostica.....	5
3.1	Rilievo geometrico-strutturale	5
3.2	Indagini pacometriche.....	8
3.3	Indagini termografiche	9
3.4	Prelievo e prova di laboratorio diretta su blocco in laterizio costituente la muratura	12
3.5	Penetrometro per malte	12
3.6	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	12
4	Caratterizzazione meccanica muratura	13
5	Normativa e documentazione tecnica di riferimento	16
5.1	Aspetti geologici	16
5.2	Grado di sismicità e moto sismico.....	17
5.3	Masse sismiche.....	17
6	Descrizione del manufatto e dello schema strutturale	18
7	Caratteristiche dei materiali	20
8	Definizione dei carichi di progetto	20
8.1	Solaio di copertura a volta	20
8.2	Solaio di copertura piana	20
8.3	Solaio primo impalcato (locale a disposizione lato sud)	20
9	Modello di calcolo strutturale e verifica pushover.....	21
9.1	Descrizione dei materiali e del loro comportamento	22
9.2	Modello di calcolo post operam.....	25
9.3	Dettaglio verifiche	29
9.4	Modello di calcolo ante operam	36
9.5	Dettaglio verifiche	37
9.6	Inviluppi curve di pushover e deformate elementi murari	39
10	Modello di calcolo strutturale	52
10.1	Tabella: casi di carico e combinazioni sismiche.....	53
10.2	Risultati analisi sismiche.....	55
10.3	Verifica controventi	59
10.3.1	Verifica a trazione	60
10.3.2	Verifica rifollamento	61
10.3.3	Verifica tasselli di ancoraggio.....	62
10.4	Verifica catene copertura	63
10.5	Controventi verticali	64
10.5.1	Verifica saldature	65
10.6	Verifica ancoraggio controsoffitto.....	66
10.7	Verifica solaio in lamiera grecata	68
11	Conclusioni.....	68
12	Software di calcolo utilizzati	69
13	Giudizio motivato di affidabilità dei risultati	69

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto l'adeguamento sismico del Teatro Comunale di Borgosatollo sito in via Leonardo Da Vinci n.3. Come richiesto dall'Amministrazione Comunale l'edificio dovrà essere verificato in classe d'uso IV (NTC2018 2.4.2) per essere annoverato tra le strutture idonee all'accoglimento della popolazione in caso di evento sismico.

2 Analisi storico-critica

L'analisi storica del fabbricato è condizione indispensabile per comprendere le tecniche costruttive e l'evoluzione della costruzione nel tempo in modo da poter individuare le modalità di intervento più efficaci.

L'obiettivo è quello di individuare i documenti disponibili sulle origini del fabbricato e sulle modifiche subite nel tempo, in particolare:

- Epoca della costruzione;
- Tecniche costruttive;
- Forma originaria e successive modifiche;
- Traumi subiti;
- Degrado, deformazioni e quadro fessurativo;

Quanto più accurate potranno essere le informazioni ricavate maggiore sarà il livello di conoscenza dell'edificio e minori saranno le indagini necessarie al raggiungimento del livello prefissato.

2.1 Definizione delle unità strutturali U.S.

L'edificio in studio ospita spazi destinati a pubblico spettacolo di gestione comunale, è il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in epoche diverse ed è costituita dalla presenza di un corpo centrale al quale sono stati accostati due corpi di fabbrica successivi.

Non è stato possibile reperire le pratiche (progetti, relazioni) inerenti il corpo originario, ma si è potuto stabilire che è ante 1981 in quanto in tale anno sono stati eseguiti lavori di ristrutturazione del teatro comunale (Prot.007899 del 17/12/1981). Tali lavori hanno riguardato principalmente l'ammodernamento estetico ed impiantistico e solo marginalmente hanno interessato la struttura. L'unico intervento che ha interessato quest'ultima è un piccolo ampliamento degli attuali spogliatoi nella porzione in basso a sinistra di Figura 2.

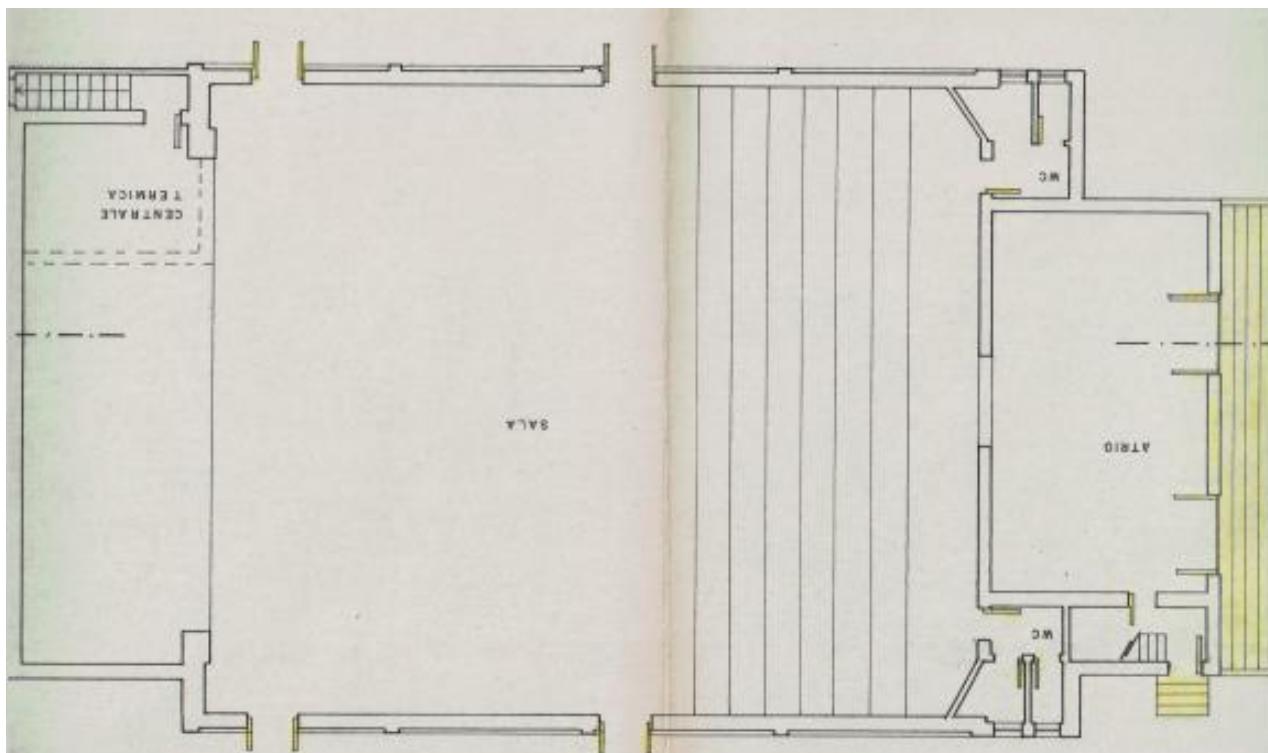


Figura 1 – Edificio ante 1981

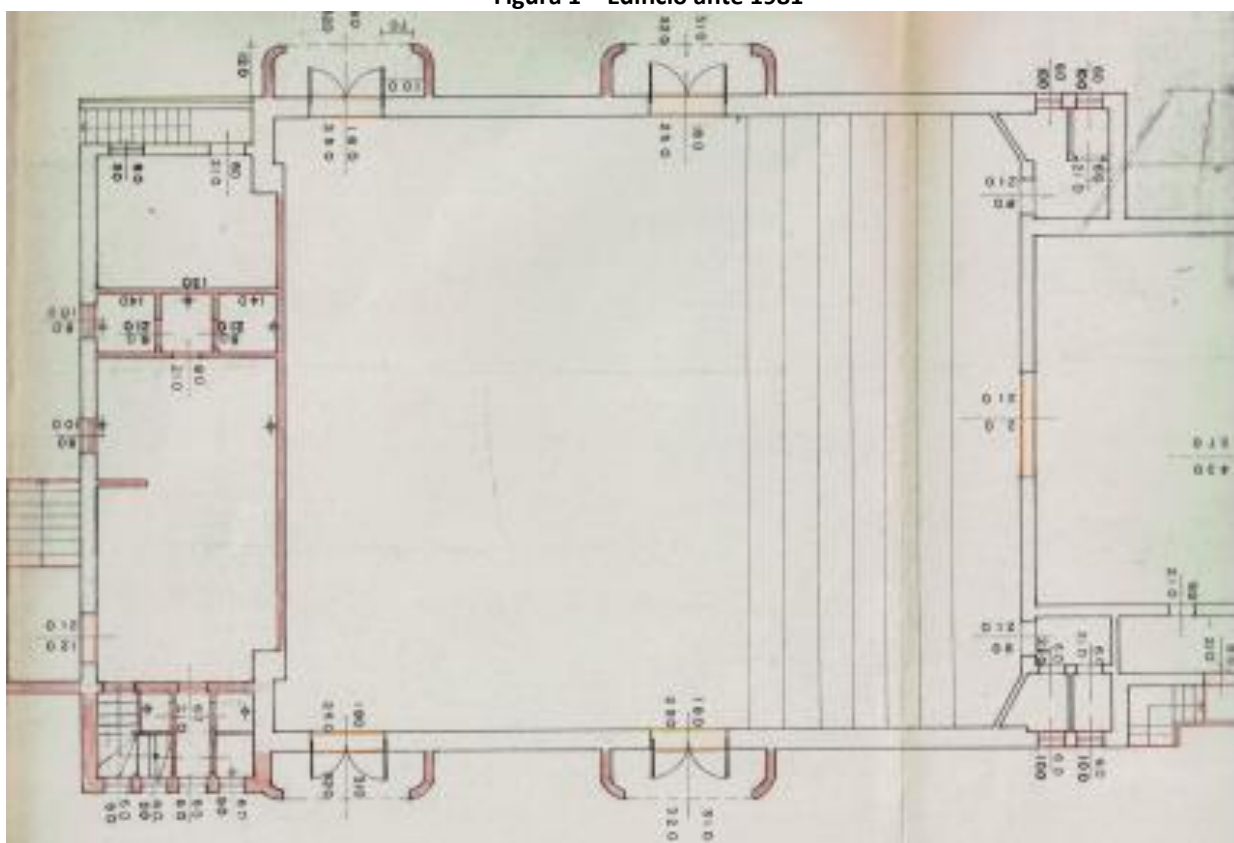


Figura 2 – Interventi eseguiti nell'anno 1981

Successivamente tra il 1987 e il 1988 sono stati eseguiti lavori di ampliamento del fabbricato con l'aggiunta di corpi di fabbrica addossati al corpo principale. Tali opere sono denunciate al G.C. di Brescia prot.40305 del 23/02/1987 e collaudate in data 11/04/1988 prot.40305.

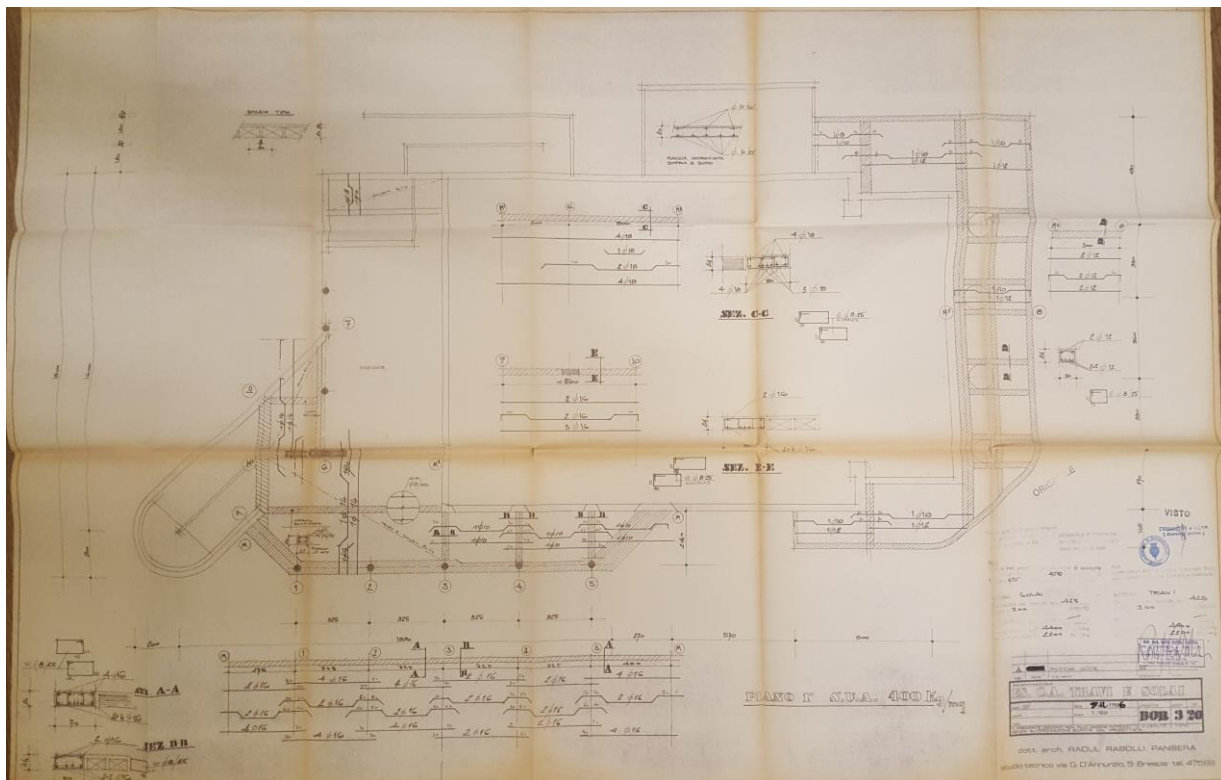


Figura 3 – Tavola strutturale 1987

Marca da bollo

* (n. 45 - X csk)

Spett.le Ufficio
del Genio Civile
di BRESCIA

**DENUNCIA DI OPERE
IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE
O IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO PRECOMPRESSO
O A STRUTTURA METALLICA (1)**
(ai sensi della legge 5-11-1971 - n. 1086)

La sottoscritta impresa COSTRUZIONI BRESCIANE S.r.l.
corrente in BRESCIA Via DELLA VOLTA, 187
denuncia
l'esecuzione di un'opera IN CONGLOMERATO DI CLS.
sita nel comune di BORGOSATOLLO Via /

Progettista per le opere in c.a. - ING. ARCH. RAOUL RABOLLI-PANSERA
residente in BRESCIA, iscritto all'Albo de GLI ARCHITETTI della
provincia di BRESCIA al n. 176;

Direttore dei lavori, per le opere in c.a. - ING. ARCH. RAOUL RABOLLI-PANSERA
residente in BRESCIA, iscritto all'Albo de GLI ARCHITETTI della
provincia di BRESCIA al n. 176;

Committente il sig. AMMINISTRAZIONE COMUNE DI BORGOSATOLLO
residente in BORGOSATOLLO (BS) Via ROMA, 13

La sottoscritta impresa dichiara, sotto la propria responsabilità, di essere iscritta alla Camera di Commercio di BRESCIA al n. 200692, alla Cassa Edile di BRESCIA al n. 4036/59, al Collegio dei Costruttori di BRESCIA (1)

Si allega:
1) Relazione tecnico-illustrativa in duplice copia.
2) Progetto esecutivo delle opere denunciate, in duplice copia, costituito da n. 6 tavole.

Data 20.02.1987

1) Cancellare la parte che non interessa

(Timbro e firma)

COMUNE DI BORGOSATOLLO PROV. DI BRESCIA 11 APR. 1988
H. pr. 40305

CERTIFICATO DI COLLAUDO di strutture in C.A. per
ristrutturazione Centro Culturale.

DENUNCIA STRUTTURE: G.C. Brescia, 23/2/87 N° 48985
COMMITTENTE: Comune di Borgosatollo
PROGETTISTA E D.L. STRUTTURE: Dott. Arch. Raoul Rabolli
Pansera - Albo Architetti BS N° 176
IMPRESA COSTRUTTRICE: C.B. S.r.l., Costruzioni Bresciane - Via
Volta 187 - Brescia
COLLAUDATORE: Dott. Ing. Fausto Ceni - Albo Ing. BS N. 797

DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE OPERE
Trattasi delle strutture di corpi aggiunti ad un edificio
preesistente, con inserimento delle nuove strutture nelle
esistenti ed esecuzione di alcuni rinforzi. Le strutture
verticali sono costituite da muri in C.A., pilastri in ferro
e calcestruzzo e muri in laterizio; quelle orizzontali sono
costituite da travi in C.A. e solai in laterocemento.
Le fondazioni sono continue sotto le murature e a plinto
sotto i pilastri circolari laterali.
I corpi aggiunti si sviluppano su due piani, ad esclusione
della centrale termica che è costruita in aderenza, ma con
struttura indipendente, con un solo piano.

Figura 4 – Denuncia opere e collaudo statico 1987

Per miglior comprensione nell'immagine seguente vengono indicate con US1, US2 ed US3 le unità strutturali realizzate in periodi diversi.

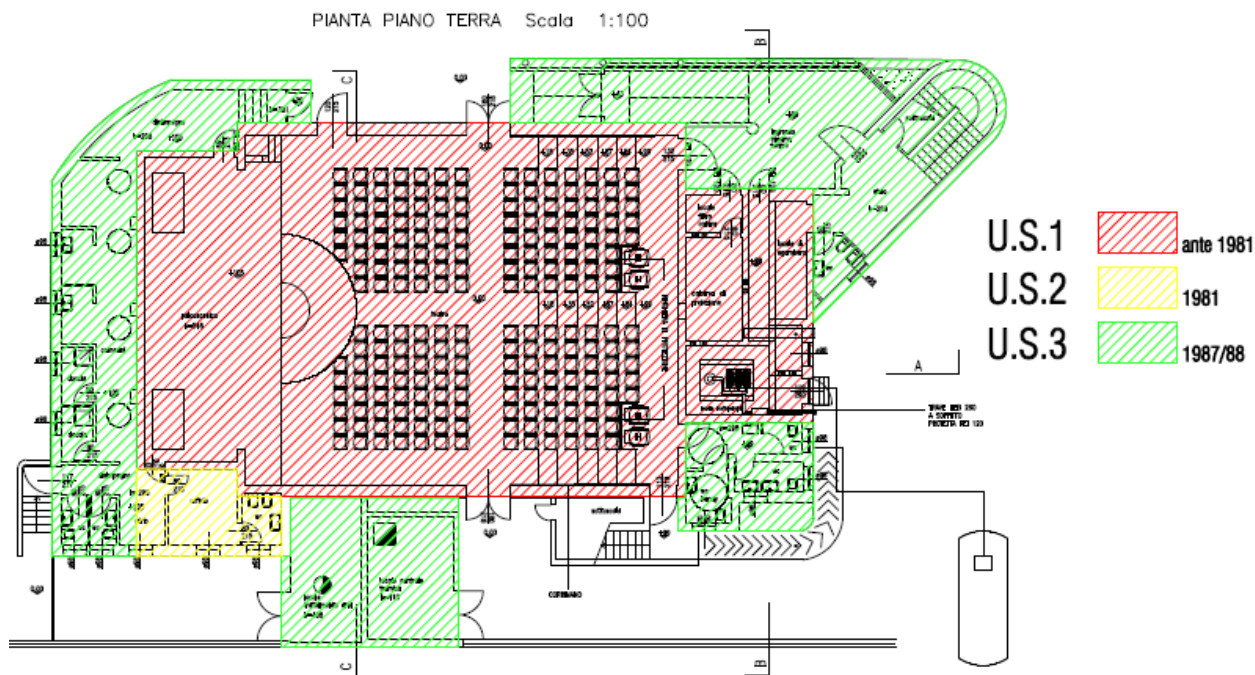


Figura 5 – Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali

La centrale termica e locale trattamento aria (US3) posti in basso nella figura precedente, sono realizzati in aderenza all'edificio principale ma strutturalmente indipendenti. La demolizione del laterizio esterno da 8 cm e la rimozione dell'isolante esistente realizzeranno un giunto strutturale tra i due corpi per scongiurare fenomeni di martellamento.

Le restanti US sono tra loro dipendenti essendo state collegate strutturalmente, per questa ragione le analisi eseguite riguarderanno l'edificio nel suo insieme.

3 Campagna diagnostica

Le indagini diagnostiche sono state eseguite avvalendosi del laboratorio Geolab s.r.l. via Cernaia, 24 Brescia, il report delle attività di indagine sono riportate in allegato alla presente relazione.

3.1 Rilievo geometrico-strutturale

Per definire le caratteristiche del sistema resistente dell'edificio e quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture, non sempre l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, pertanto, il rilievo geometrico-strutturale oltre a consentire di verificare accuratamente in situ i dati raccolti, permette di riscontrare le difformità con i progetti depositati e finalizzare le attività d'indagine per completare le informazioni nei casi in cui questi non siano disponibili o carenti.

Il rilievo geometrico-strutturale è riferito sia alla geometria complessiva del manufatto che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Il sopralluogo, attraverso l'ausilio di varie strumentazioni, permette inoltre di individuare la membratura resistente del manufatto, tenendo in considerazione la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Il rilievo delle fondazioni risulterebbe particolarmente invasivo rendendo la struttura non più fruibile per la comunità, non è stato inoltre possibile reperire la documentazione pertanto, non sussistendo le condizioni previste al cap. 8.3 in merito alle verifiche del sistema fondazionale

(...importanti dissesti attribuibili a cedimenti ... condizioni morfologiche sfavorevoli ... fenomeni di liquefazione...) si è proceduto senza indagini specifiche.

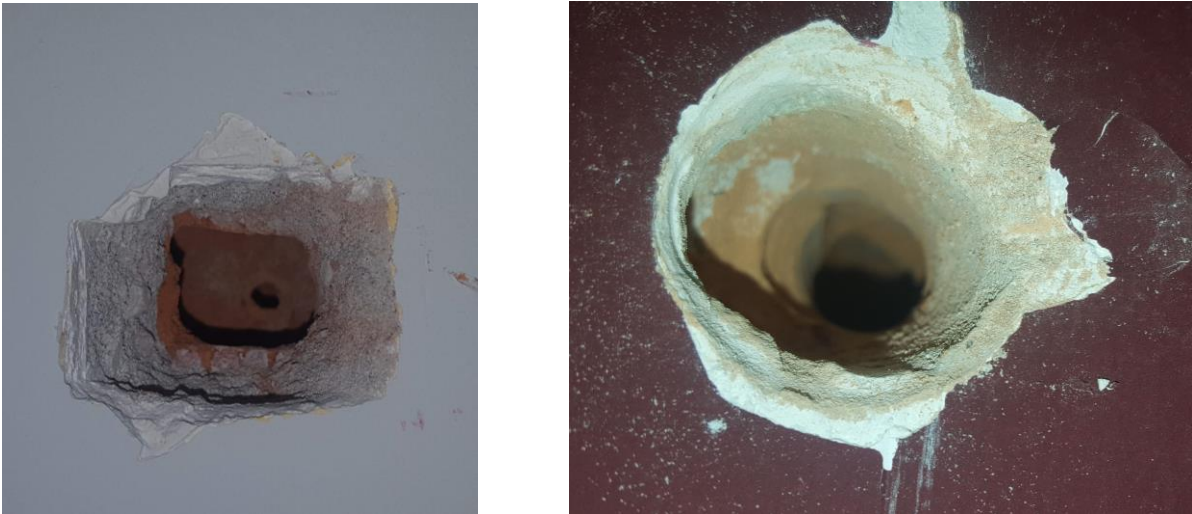


Figura 6 – Saggi su murature

L’edificio si compone dall’US 1 realizzata in muratura di blocchi di laterizio come da seguente schema.

E3	PIANO TERRA		Endoscopia a parete
<p>Muratura perimetrale esterna ampliamento camerini lato Nord: spessore totale 45cm, costituita da 1 testa di mattone forato con dimensioni 30x25x12,5 cm disposto in opera con i fori orizzontali e, sulla parte interna, un pannello coibente in poliestere di spessore 6 cm + una fodera di laterizio forato da 8cm. Giunti di malta non intercettati.</p>			

All’interno della struttura muraria è presente in telaio in c.a. costituito da pilastri di dimensioni 30x40 armati con 4Φ14 e staffe Φ6/20 e due ordini di cordoli posizionati il primo a 4 m ed il secondo a 6 m dal piano di calpestio.



La copertura a botte è realizzata con un solaio in laterocemento dove le nervature sono ricavate tra i corsi di pignaatte a passo 30 cm. Alle reni della volta, in corrispondenza del secondo ordine di cordoli, sono presenti tiranti metallici posti a passo 2 m che annullano le spinte sulle pareti perimetrali.



Figura 7 – Solaio di copertura

Le US 2 e 3 si compongono della stessa muratura individuata nell'US1, anche se realizzate successivamente alla prima. La porzione di ampliamento a nord ospita gli spogliatoi ed i servizi igienici ed è composta da un unico livello fuori terra con solaio in laterocemento di spessore 20+4 cm. La porzione verso sud è invece composta da due livelli realizzati anch'essi con solai in laterocemento del medesimo spessore. I solai appoggiano per un lato sulle murature dell'US1 e sul lato opposto su pilastri circolari in acciaio di diametro 267 mm e spessore 6 mm. E' presente inoltre un guscio in c.a. di spessore 25 cm all'interno del quale si sviluppa la scala di collegamento tra i due livelli.

3.2 Indagini pacometriche

L'indagine per la localizzazione delle armature nei getti di calcestruzzo è stata eseguita mediante analisi **pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione (1 mm). Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento.

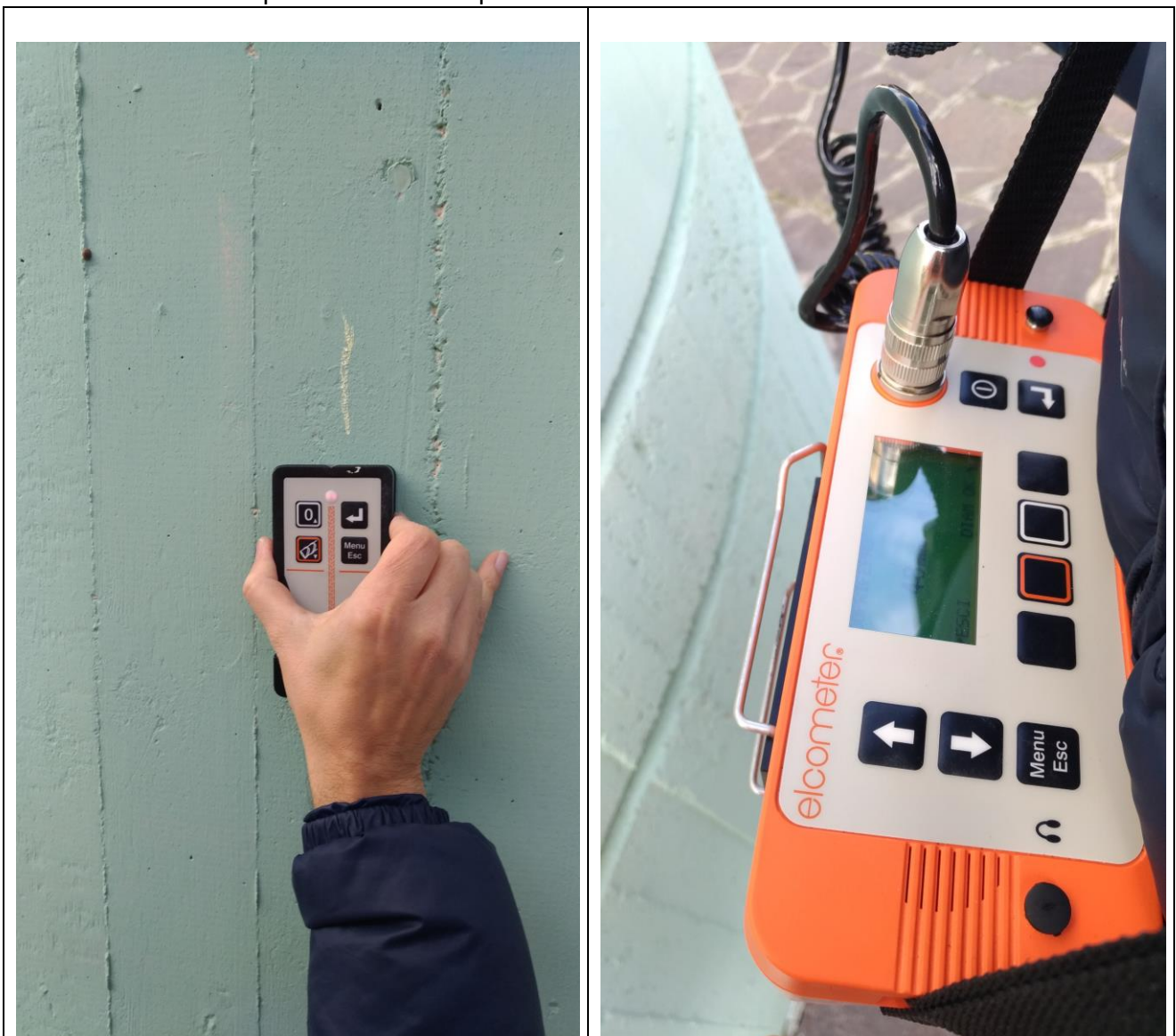
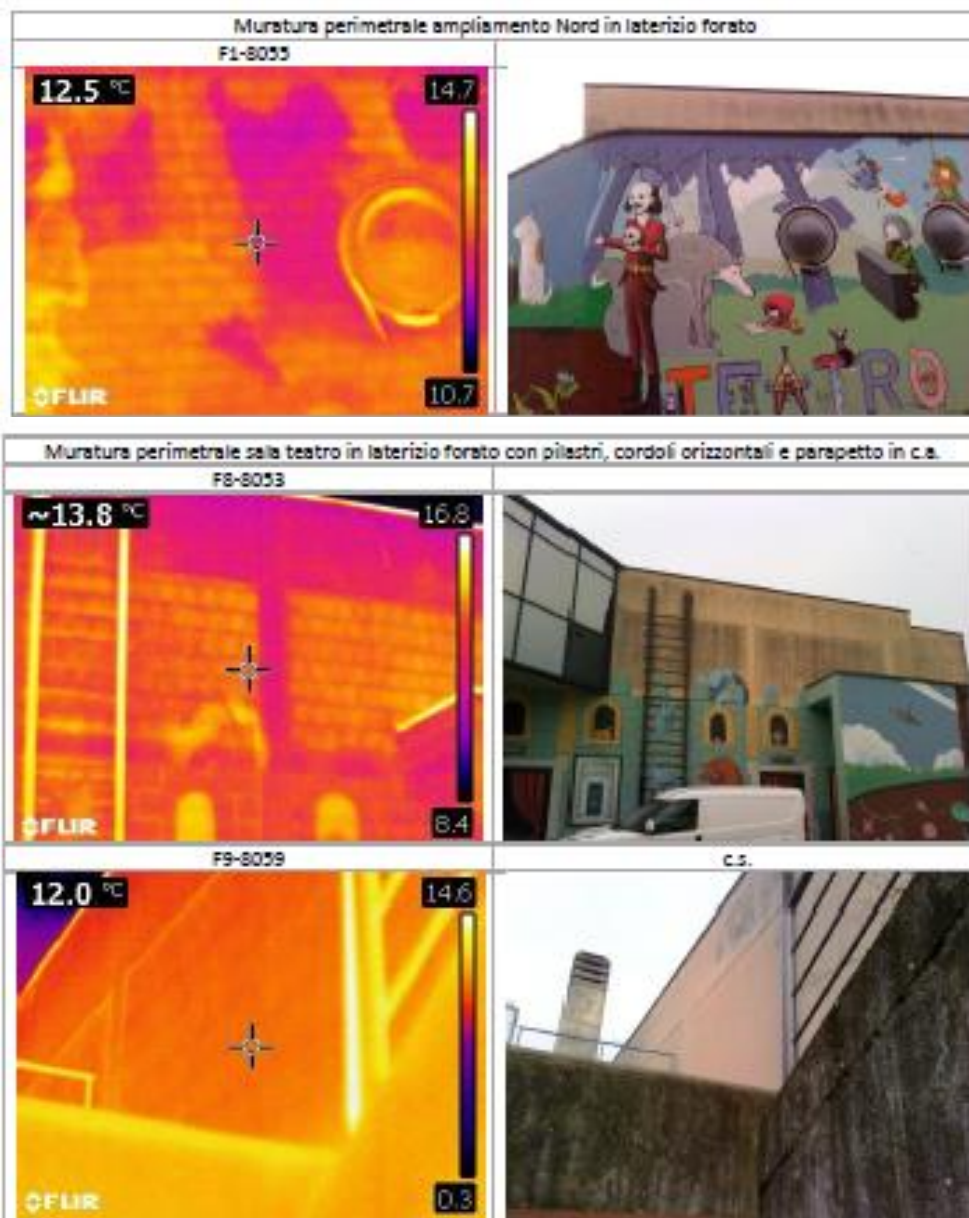




Figura 8 – Indagini pacometriche

3.3 Indagini termografiche

Per individuare gli elementi che compongono la struttura portante inglobata all'interno di tramezze o pareti perimetrali è risultato particolarmente utile l'ausilio della termografia ad infrarossi che ha consentito di individuare tali elementi grazie alla differenza di temperatura che caratterizza ciascun materiale. Attraverso l'analisi termografica sono state inoltre rilevate le tipologie costruttive delle componenti strutturali orizzontali. L'individuazione delle componenti strutturali avviene grazie alla sensibilità di misurazione dello strumento, che permette di distinguere con colorazioni differenti, zone che ammettono temperature superficiali diverse. La termocamera permette di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, quale funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto ma anche da una funzione dell'emissività.



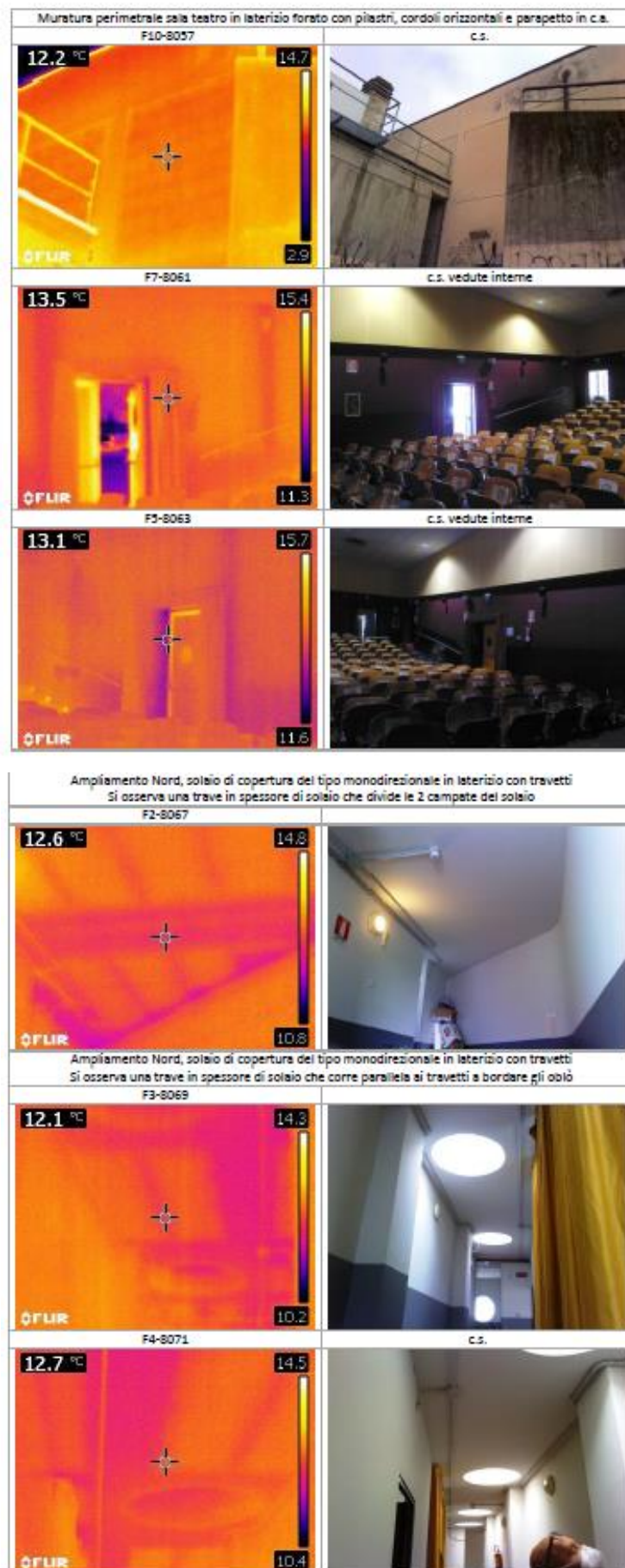


Figura 9 – Indagini termografiche

3.4 Prelievo e prova di laboratorio diretta su blocco in laterizio costituente la muratura

Per valutare la resistenza a compressione della muratura è stato deciso di prelevare un'elemento in laterizio dalla muratura esistente per sottoporlo ad una prova di carico a compressione. I risultati così ottenuti permettono di valutare l'effettiva resistenza a rottura del campione e, considerata l'omogeneità delle murature indagate attraverso saggi a parete ed ispezioni endoscopiche si possono estendere i risultati ottenuti all'intera struttura.



Figura 10 – prelievo blocco in laterizio

3.5 Penetrometro per malte

PROVA PENETROMETRICA PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLA MALTA (ASTM C780)		
iD	Rmedia Mpa	
S1a	2.70	
S1a	2.64	
S1b	2.25	
S2	1.46	
S3	2.66	

Figura 11 – prove sulle malte

3.6 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso. L'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di incertezza di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i livelli di conoscenza (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello: geometria,

dettagli costruttivi e materiali; possono così essere definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza in modo tale da tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Pertanto nel caso di edifici esistenti si fa riferimento ai fattori di confidenza (FC) che variano a seconda del livello di conoscenza sulla struttura raggiunto, mediante le indagini in situ.

I fattori di confidenza hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali ottenuta dalle prove in situ.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Per l'edificio in esame, grazie al rilievo in situ ed alle indagini diagnostiche effettuate si è ottenuta una conoscenza adeguata della geometria degli elementi strutturali principali.

Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come Livello di Conoscenza LC2, ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza FC = 1,20.

4 Caratterizzazione meccanica muratura

Per stimare le caratteristiche meccaniche delle murature si eseguono analisi dirette tramite scarificazione dell'intonaco con valutazioni visive e termografiche, prove distruttive su elementi di muratura e caratterizzazione meccanica della malta tramite prova di impatto. I risultati raccolti permettono così di identificare con maggior precisione i parametri di caratterizzazione meccanica tra quelli proposti dalla tabella C.8.5.1 delle NTC 2018.

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 sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

I rilievi eseguiti hanno dato la possibilità di individuare una tipologia costruttiva che impiega blocchi di laterizio forati (foratoni) disposti con fori orizzontali. Per tale tipologia muraria, non essendo la stessa assimilabile a nessuna tra quelle proposte nella tabella C8.5.I delle NTC2018, si è proceduto ad eseguire una prova diretta estraendo un blocco di laterizio dalla muratura esistente. Tale provino è stato sottoposto ad una prova di carico sino a determinare la tensione di rottura. (si veda il report delle prove diagnostiche eseguite dai laboratori Geolab s.r.l.

**METODI DI PROVA PER ELEMENTI PER MURATURA. DETERMINAZIONE DELLA
RESISTENZA A COMPRESSIONE**
UNI EN 772-1/2015

Data di esecuzione : 27/11/2020

ID campione	dimensioni (mm)			rettifica	direzione di carico	carico (kN)	resistenza (N/mm ²)	media (N/mm ²)	C.V. (%)
	B	L	H						
L1	305	260	126	meccanica	perp. Fori	286.1	3.6	3.6	

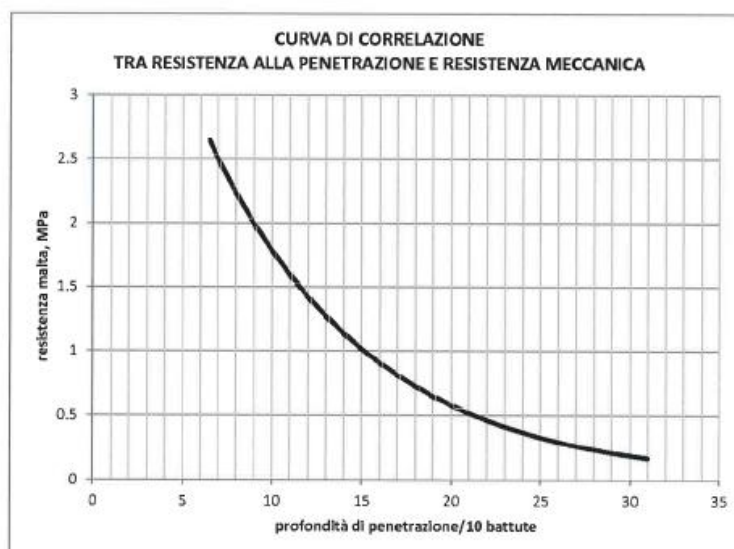
NOTE:
 Laterizio posizionato come in opera con i fori orizzontali
 Area lorda 793cm²
 Fori N. 10 da 40x40mm
 Area netta 633cm² (setti mattone)

Dalla prova di carico si determina la resistenza caratteristica media del blocco in laterizio $f_{bm}=3,6$ Mpa, da tale valore è possibile risalire alla resistenza caratteristica a compressione f_{bk} attraverso la relazione $f_{bk}=0.8 f_{bm}$

- (cap.11.10.3.1.2 "nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio f_{bm} , in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione $f_{bk}=0.8 f_{bm}$ ")
- (cap. C8.5.4 Tab. C.8.5.III "*** nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta, si possa stimare la resistenza caratteristica della muratura f_k tramite i metodi descritti al 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota f_k , la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come $f=1,25 f_k$)

$$f_{bk}=0,8 f_{bm}=0,8 \times 3,6=2,88 \text{ Mpa}$$

ID prova	penetrazione (mm)			Resistenza Meccanica (MPa)			
	Δ_{10}	Δ_{20}	Δ_{30}	L_{10}	L_{20}	L_{30}	media
S1a	5.0	6.0	7.0	3.00	2.69	2.41	2.70
S1a	4.0	7.0	8.0	3.35	2.41	2.16	2.64
S1b	4.0	6.0	18.0	3.35	2.69	0.73	2.25
S2	7.0	13.0	18.0	2.41	1.25	0.73	1.46
S3	4.0	6.0	9.0	3.35	2.69	1.94	2.66



Dalle prove eseguite sulle malte se ne ricava la resistenza media.

Nei valori riportati è presente un valore minimo che si discosta in modo rilevante da tutti gli altri. Tale valore viene considerato non rappresentativo, dovuto a qualche singolarità ingegneristicamente non significativa. Sono stati pertanto esclusi dalla media il valore minimo e massimo delle prove.

Valore medio di resistenza della malta = 2,52 MPa

11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 11.10.VI. Ai fini dell'uso di tale tabella, nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio $f_{m,av}$, in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione $f_{bk} = 0,8 f_{m,av}$. La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.



Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

$f_k = 1,9 \text{ MPa}$

$E=1000 \times f_k = 1900 \text{ Mpa}$
 $G=0,4 \times E = 760 \text{ Mpa}$
 $f_m=1,25 \times f_k = 2,375 \text{ Mpa}$

Le caratteristiche meccaniche impiegate nella modellazione sono pertanto le seguenti:

Tipo	Nome	Condizione del materiale																														
Nome	blocchi forati a fori orizzontali	<input checked="" type="radio"/> Esistente <input type="radio"/> Nuovo																														
Colore materiale		<input checked="" type="checkbox"/> Rigidezza fessurata																														
Texture		<input checked="" type="checkbox"/> Definizione utente																														
<table border="1"> <tbody> <tr><td>E [N/mm2]</td><td>1900</td></tr> <tr><td>Eh [N/mm2]</td><td>1900</td></tr> <tr><td>G [N/mm2]</td><td>760</td></tr> <tr><td>w [kN/m3]</td><td>11</td></tr> <tr><td>f_m [N/cm2]</td><td>237,5</td></tr> <tr><td>f_{hm} [N/cm2]</td><td>178,13</td></tr> <tr><td>f_k [N/cm2]</td><td>190</td></tr> <tr><td>τ [N/cm2]</td><td>5</td></tr> <tr><td>FC</td><td>1,2</td></tr> <tr><td>γ m</td><td>3</td></tr> <tr><td>Maschio drift taglio</td><td>0,005</td></tr> <tr><td>Maschio drift flessione</td><td>0,01</td></tr> <tr><td>Fascia drift taglio</td><td>0,015</td></tr> <tr><td>Fascia drift flessione</td><td>0,015</td></tr> <tr><td>Fascia accoppiata drift</td><td>0,02</td></tr> </tbody> </table>		E [N/mm2]	1900	Eh [N/mm2]	1900	G [N/mm2]	760	w [kN/m3]	11	f _m [N/cm2]	237,5	f _{hm} [N/cm2]	178,13	f _k [N/cm2]	190	τ [N/cm2]	5	FC	1,2	γ m	3	Maschio drift taglio	0,005	Maschio drift flessione	0,01	Fascia drift taglio	0,015	Fascia drift flessione	0,015	Fascia accoppiata drift	0,02	<input type="checkbox"/> Limita spostamento ultimo
E [N/mm2]	1900																															
Eh [N/mm2]	1900																															
G [N/mm2]	760																															
w [kN/m3]	11																															
f _m [N/cm2]	237,5																															
f _{hm} [N/cm2]	178,13																															
f _k [N/cm2]	190																															
τ [N/cm2]	5																															
FC	1,2																															
γ m	3																															
Maschio drift taglio	0,005																															
Maschio drift flessione	0,01																															
Fascia drift taglio	0,015																															
Fascia drift flessione	0,015																															
Fascia accoppiata drift	0,02																															
Tipo legame																																
Fascia Degrado di resistenza a un valore residuo																																
Taglio Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)																																
<input type="checkbox"/> Considera contributo a trazione fascia																																

5 Normativa e documentazione tecnica di riferimento

Per la progettazione strutturale si è fatto riferimento alle seguente normativa:

- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;

5.1 Aspetti geologici

Come anticipato nel cap. 3.1 non sussistendo le condizioni previste al cap. 8.3 in merito alle verifiche del sistema fondazionale, per la definizione della categoria di sottosulo ci si è basati su indagini geologiche eseguite recentemente nelle immediate vicinanze del fabbricato, si allega un estratto della relazione geologica.

L'analisi di 2° livello sito specifica eseguita ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011 (§ 6.2.3) ha permesso di verificare che, per quanto concerne l'amplificazione litologica (Z4a), i parametri sismici della normativa più recente (D.M.14/01/08 e s.m.i., OPCM 3519 del 27/04/2006) risultano sempre sufficientemente cautelativi rispetto ai possibili effetti di amplificazione litologica, assumendo in progetto la Categoria di Sottosuolo B.

5.2 Grado di sismicità e moto sismico

Valutazione della pericolosità sismica

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu
Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento WGS84]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
12497	10.216	45.440	4.438
12498	10.287	45.442	5.195
12276	10.284	45.492	3.783
12275	10.213	45.490	2.672

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località: BORGOSATOLLO (BS) Trova

Longitudine: 10.2410 Latitudine: 45.4760 Applica

Applica la Risposta Sismica Locale ☐ RSL

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	60	0.0580	2.482	0.245
SLD	63	101	0.0758	2.450	0.260
SLV	10	949	0.1941	2.439	0.276
SLC	5	1950	0.2502	2.429	0.286

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
50	2	100	100

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO) Reset Calcola

Annulla OK

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.058	1.200	2.482	0.807	0.119	0.357	1.832
SLD	0.076	1.200	2.450	0.911	0.125	0.374	1.903
SLV	0.194	1.200	2.439	1.451	0.131	0.393	2.376
SLC	0.250	1.157	2.429	1.640	0.135	0.404	2.601

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	Aiuto...
Smorzamento...				1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili	

Duttilità

☐ ND - non dissipativa

☒ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☒ in pianta

☒ in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

5.3 Masse sismiche

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

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

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

Le combinazioni di calcolo adottate sono riportate nella seguente tabella

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Categoria A residenziali</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria B uffici</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...</i>	1,00	0,90	0,80
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria H Coperture</i>	0,00	0,00	0,00
<i>Vento</i>	0,60	0,20	0,00
<i>Neve a quota ≤ 1000 m</i>	0,50	0,20	0,00
<i>Neve a quota > 1000 m</i>	0,70	0,50	0,20
<i>Variazioni Termiche</i>	0,60	0,50	0,00

- $\psi_{2i}=0.0$ (neve)
- $\psi_{2i}=0.7$ Cat.C

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi strutturali sono quelli riportati nel D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

6 Descrizione del manufatto e dello schema strutturale

Come precedentemente anticipato la costruzione si compone di un corpo di fabbrica principale al quale sono stati accostati due corpi di fabbrica successivi.

Il corpo principale si compone di murature in laterizio con altezza pari a circa 7 m composte da un paramento da 25 cm sui lati corti e da una muratura composta sui lati lunghi realizzati con una muratura interna da 25 cm, uno strato isolante da 6 cm ed un laterizio esterno di tamponamento da 8 cm. All'interno della parete a passo 4,5 m sono inseriti pilastri 30x40 e due cordoli posti a 4 e 6 m. La copertura è costituita da una volta realizzata in laterocemento dove le spinte orizzontali sono assorbite da tiranti in acciaio posti alle reni a passo di circa 2 m. Su entrambi i lati nord e sud il fabbricato originale termina con una porzione di copertura piana in laterocemento.

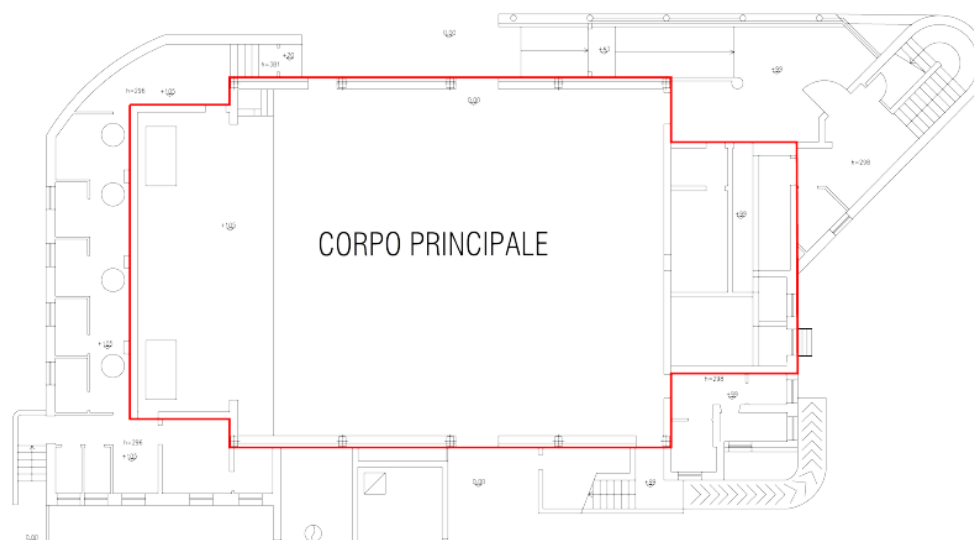


Figura 12 – corpo principale

Gli spogliatoi realizzati nell'ampliamento nord sono realizzati con la stessa tipologia di muratura e con un solaio in laterocemento posto a quota di circa 4 m dal marciapiede esterno, mentre sul lato sud/est l'ampliamento si compone di un guscio in calcestruzzo armato all'interno del quale si sviluppa il vano scala, una porzione di solaio al piano primo e al piano di copertura realizzata su cinque pilastri in acciaio e sulla muratura esistente.

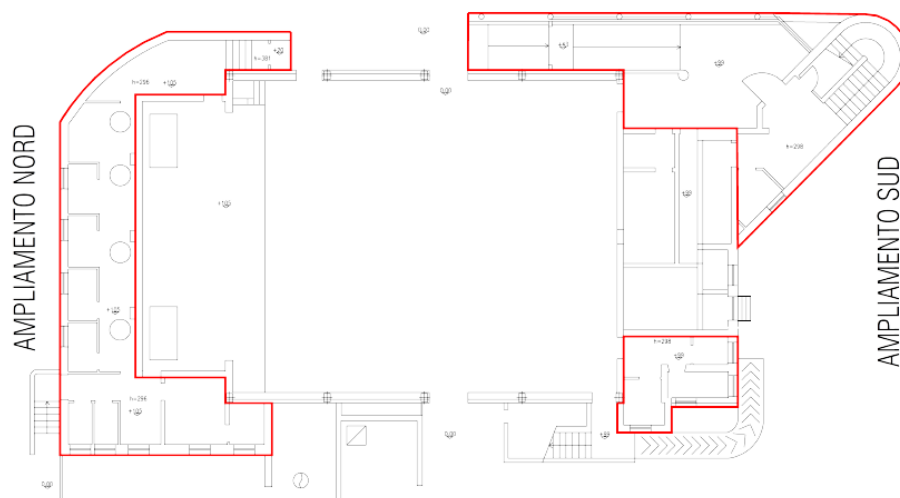


Figura 13 – ampliamenti

L'intervento di adguamento prevede:

- Demolizione del laterizio di tamponamento esterno da 8 cm e dell'isolante da 6 cm dove presente e realizzazione di intonaco armato su entrambe le facce della muratura;
- Istallazione di controventi metallici sulla copertura a volta;
- Inserimento di nuove catene metalliche alle reni della volta;
- Realizzazione di controventi metallici sui pilastri metallici dell'ampliamento.

In accordo alla normativa di riferimento e l'Amministrazione Comunale, si è assunto che lo stesso appartenga alla classe d'uso IV ovvero "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti [...]"; la vita nominale VN dell'opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni in quanto il carattere strategico di un'opera è definito dalla classe d'uso (C.2.4.1).

Scopo della presente è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti.

7 Caratteristiche dei materiali

Oltre ai materiali precedentemente descritti a seguito delle indagini diagnostiche nel progetto di adeguamento verranno utilizzati i seguenti materiali:

- Betoncino a base di cemento resistenza minima 35 Mpa (tipo BN35 Sgubbi o equivalente)
- Calcestruzzo C25/30 - Classe di esposizione XC1
- Acciaio B450 C
- Acciaio da carpenteria S275 classe di esecuzione EXC3
- Acciaio da carpenteria S355 classe di esecuzione EXC3

8 Definizione dei carichi di progetto

8.1 Solaio di copertura a volta

	kN/m ²
Carichi permanenti	
Peso proprio solaio + permanenti G1	2,50
permanent G2	0,30
Tot.	2,80
Carichi variabili (Q)	
Neve	1,35

8.2 Solaio di copertura piana

	kN/m ²
Carichi permanenti	
Peso proprio solaio + permanenti G1	3,00
permanent G2	1,00
Tot.	4,00
Carichi variabili (Q)	
Neve	1,35

8.3 Solaio primo impalcato (locale a disposizione lato sud)

	kN/m ²
Carichi permanenti	
Peso proprio solaio + permanenti G1	5,00

Tot.	5,00
Carichi variabili (Q)	
Cat. C (rif. Tavola strutturale 1987)	4,00

9 Modello di calcolo strutturale e verifica pushover

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

9.1 Descrizione dei materiali e del loro comportamento

Comportamento meccanico della muratura

Le proprietà meccaniche del materiale muratura sono definite in modo da individuarne al meglio il comportamento in campo non lineare.

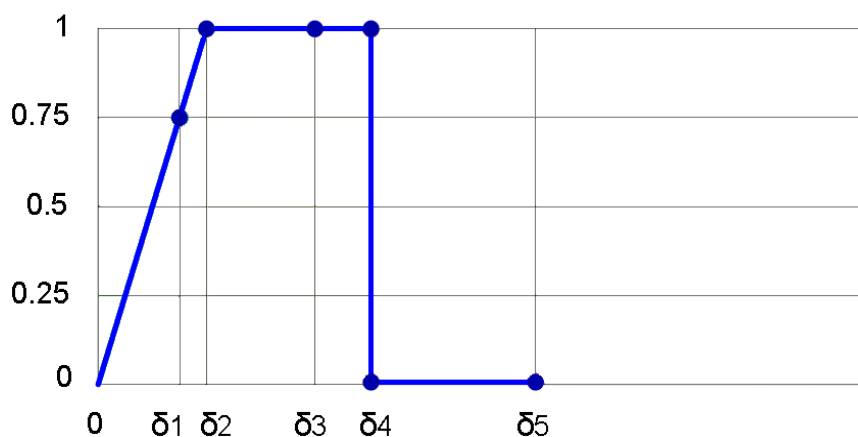
Le caratteristiche principali sono:

- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δu) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello
- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento delle condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza pressoflessione e taglio.

Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

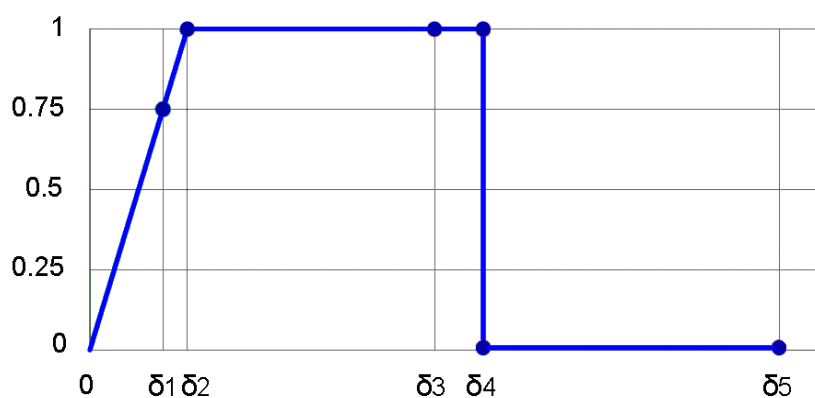
Maschio con meccanismo a taglio



Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Maschio con meccanismo a pressoflessione



Il comportamento del maschio murario a pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

0 - δ_1	elasticità
δ_1 - δ_2	incipiente di plasticità
δ_2 - δ_3	plastico per pressoflessione
δ_3 - δ_4	incipiente rottura per pressoflessione
δ_4 - δ_5	rottura per pressoflessione
δ_5 - ∞	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura
- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

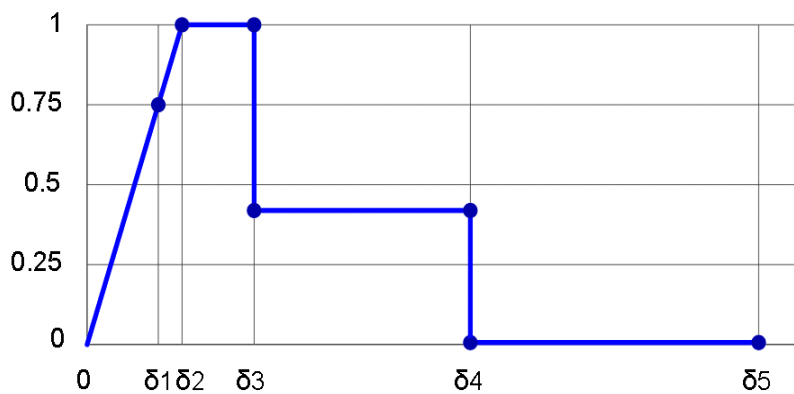
Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)
- Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)
- Priva di resistenza residua

Tra queste le categorie di legame utilizzate all'interno del progetto in esame sono:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)

Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)



Questo tipo di legame è definito nella circolare al §C8.7.1.3.1 assumendo:

$\delta_1: 0.75 * \delta_2$

δ_2 : deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite

$\delta_3: 0.005$

$\delta_4: 0.015$

$\delta_5: 2 * \delta_4$ Questa deformazione rappresenta lo stato di “crisi grave” non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

9.2 Modello di calcolo post operam

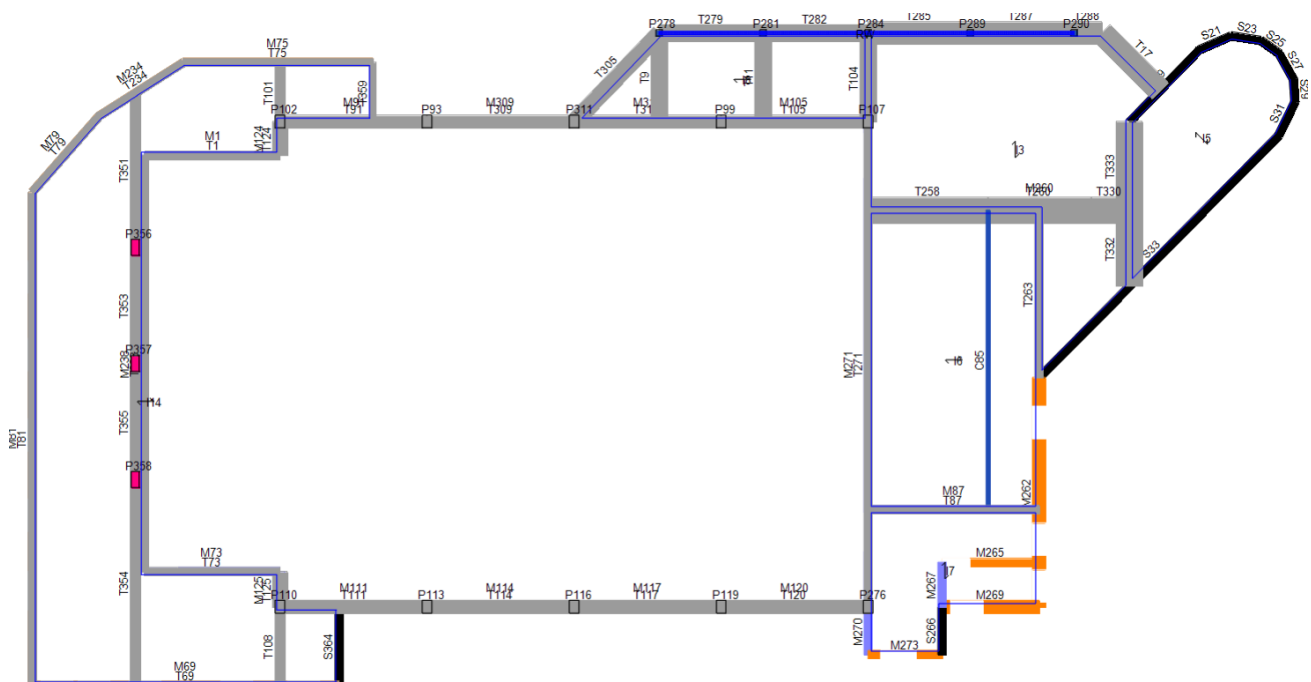


Figura 14 – Pianta livello 1

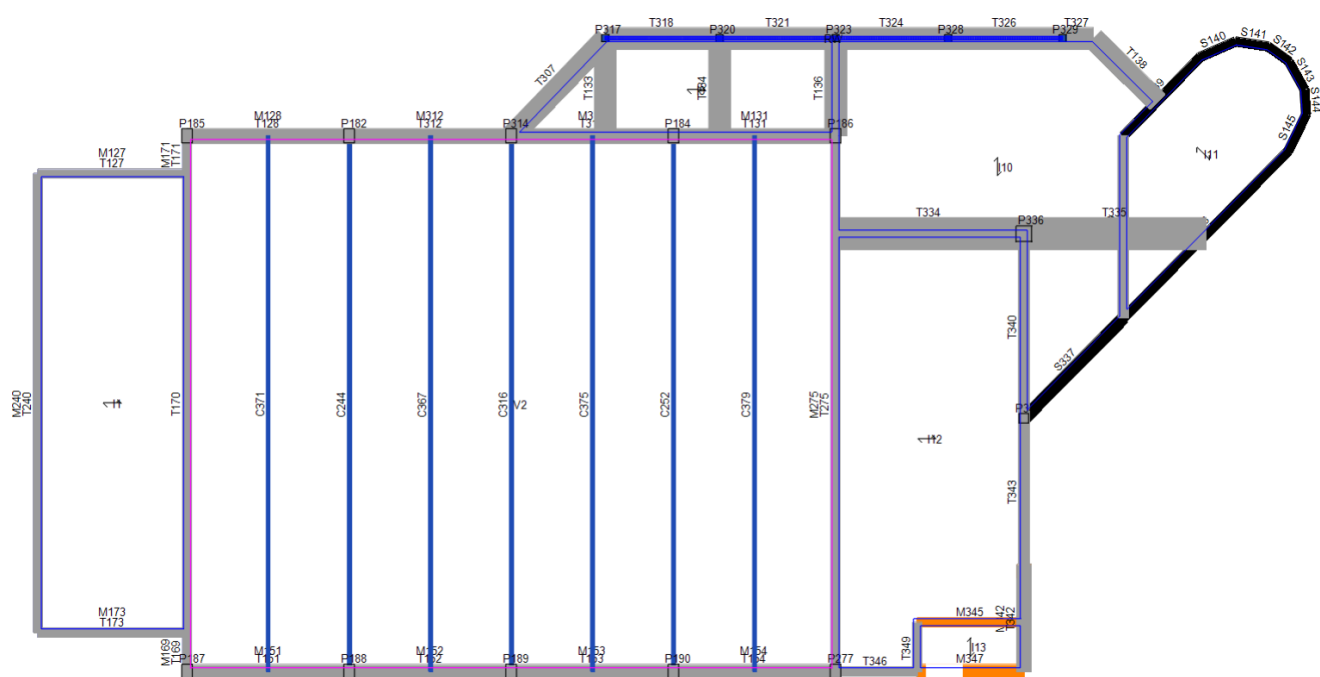
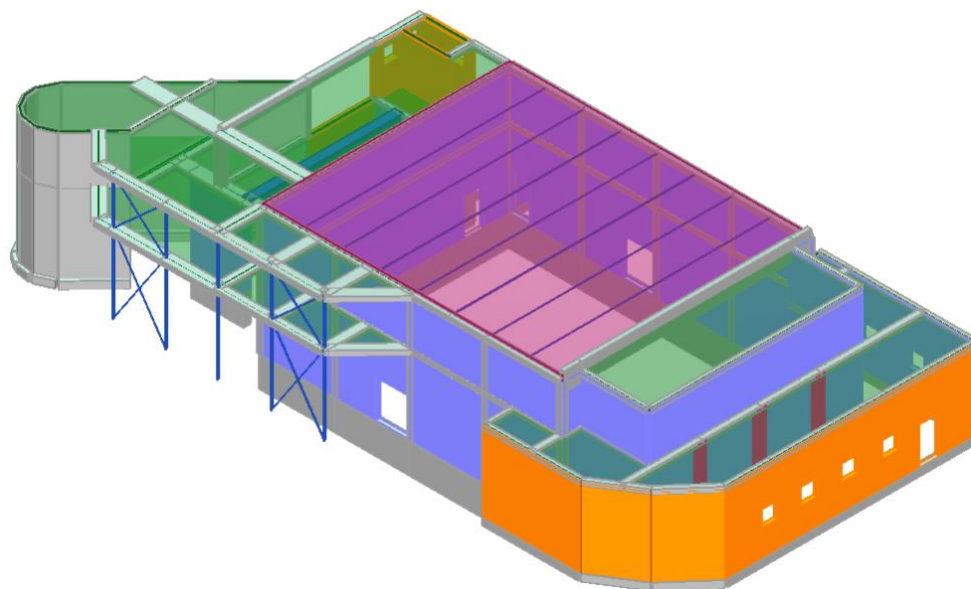


Figura 15 – Pianta livello 2



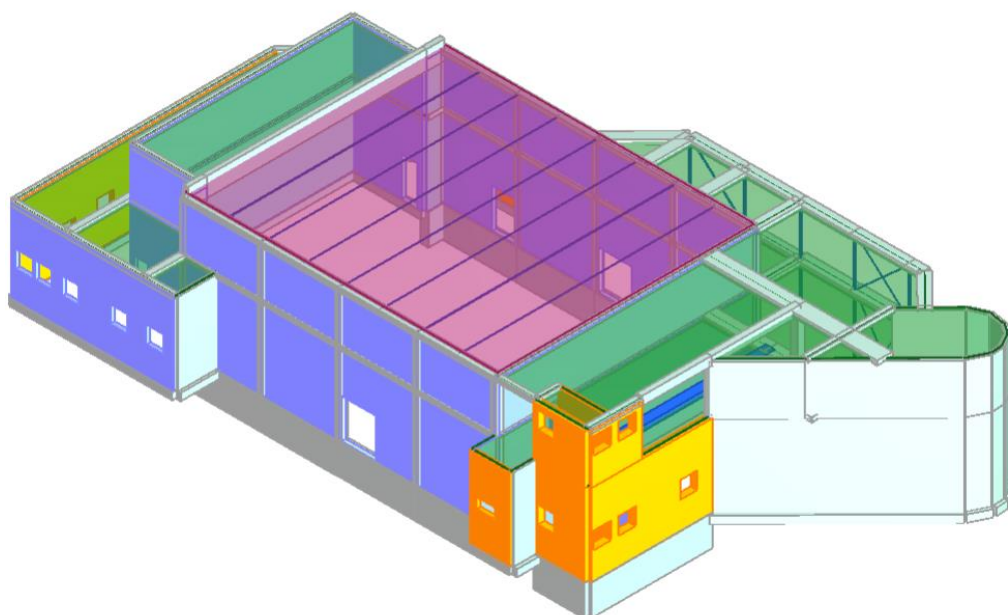


Figura 16 – Render modello

Opportuni svincoli interni hanno permesso che il modello numerico fosse congruente con le assunzioni fatte in sede di scelta dello schema strutturale.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over a un valore pari al 80% di quello massimo.

- 1) il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

$$q^* < 4.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0.75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0,6670 di quello allo SLD.

Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- $PGADLC$: accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- $PGADLV$: accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- $PGADLD$: accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- $PGADLO$: accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

9.3 Dettaglio verifiche

Nodo di controllo

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Uniforme	0,0	2	75
2	+X	Forze statiche	0,0	2	75
3	-X	Uniforme	0,0	2	75
4	-X	Forze statiche	0,0	2	75
5	+Y	Uniforme	0,0	2	75
6	+Y	Forze statiche	0,0	2	75
7	-Y	Uniforme	0,0	2	75
8	-Y	Forze statiche	0,0	2	75
9	+X	Uniforme	101,5	2	75
10	+X	Uniforme	-101,5	2	75
11	+X	Forze statiche	101,5	2	75
12	+X	Forze statiche	-101,5	2	75
13	-X	Uniforme	101,5	2	75
14	-X	Uniforme	-101,5	2	75
15	-X	Forze statiche	101,5	2	75
16	-X	Forze statiche	-101,5	2	75
17	+Y	Uniforme	196,7	2	75
18	+Y	Uniforme	-196,7	2	75
19	+Y	Forze statiche	196,7	2	75
20	+Y	Forze statiche	-196,7	2	75
21	-Y	Uniforme	196,7	2	75
22	-Y	Uniforme	-196,7	2	75
23	-Y	Forze statiche	196,7	2	75
24	-Y	Forze statiche	-196,7	2	75

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	1,15	2,18	2,32	Sì	0,84	1,63	1,87	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	1,22	2,27	2,34	Sì	0,90	1,70	1,89	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,98	1,39	2,18	Sì	0,71	1,04	1,76	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	1,03	2,33	2,28	Sì	0,75	1,75	1,84	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,66	1,06	1,97	Sì	0,46	0,79	1,59	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,70	1,15	1,96	Sì	0,49	0,86	1,58	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,61	1,00	1,88	Sì	0,42	0,75	1,53	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,66	1,12	1,86	Sì	0,46	0,84	1,50	Sì
9	+X	Uniforme	101,5	1,20	2,26	2,47	Sì	0,89	1,69	2,00	Sì
10	+X	Uniforme	-101,5	1,08	0,95	2,28	Sì	0,79	0,71	1,84	Sì
11	+X	Forze statiche	101,5	1,26	1,00	2,43	Sì	0,94	0,75	1,96	Sì
12	+X	Forze statiche	-101,5	1,10	2,26	2,31	Sì	0,80	1,70	1,87	Sì
13	-X	Uniforme	101,5	1,03	1,81	2,26	Sì	0,75	1,36	1,83	Sì
14	-X	Uniforme	-101,5	0,91	2,52	2,11	Sì	0,65	1,89	1,70	Sì
15	-X	Forze statiche	101,5	1,07	2,41	2,27	Sì	0,78	1,81	1,84	Sì
16	-X	Forze statiche	-101,5	0,95	0,85	2,12	Sì	0,68	0,64	1,71	Sì
17	+Y	Uniforme	196,7	0,63	1,21	1,73	Sì	0,43	0,91	1,40	Sì
18	+Y	Uniforme	-196,7	0,70	0,97	2,21	Sì	0,50	0,73	1,79	Sì
19	+Y	Forze statiche	196,7	0,67	1,23	1,72	Sì	0,46	0,92	1,39	Sì

20	+Y	Forze statiche	-196,7	0,75	1,02	2,22	Sì	0,54	0,77	1,79	Sì
21	-Y	Uniforme	196,7	0,61	1,23	1,65	Sì	0,41	0,92	1,33	Sì
22	-Y	Uniforme	-196,7	0,64	0,91	2,10	Sì	0,46	0,68	1,71	Sì
23	-Y	Forze statiche	196,7	0,66	1,36	1,66	Sì	0,45	1,02	1,34	Sì
24	-Y	Forze statiche	-196,7	0,69	0,96	2,12	Sì	0,49	0,72	1,71	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,21	0,29	Sì	0,17	0,19	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,23	0,32	Sì	0,18	0,21	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,17	0,25	Sì	0,13	0,17	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,18	0,25	Sì	0,14	0,17	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,11	0,17	Sì	0,08	0,12	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,12	0,19	Sì	0,09	0,13	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,10	0,17	Sì	0,08	0,11	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,11	0,16	Sì	0,09	0,11	Sì
9	+X	Uniforme	101,5	0,22	0,28	Sì	0,17	0,19	Sì
10	+X	Uniforme	-101,5	0,20	0,27	Sì	0,15	0,18	Sì
11	+X	Forze statiche	101,5	0,24	0,32	Sì	0,19	0,21	Sì
12	+X	Forze statiche	-101,5	0,20	0,27	Sì	0,15	0,18	Sì
13	-X	Uniforme	101,5	0,18	0,25	Sì	0,14	0,17	Sì
14	-X	Uniforme	-101,5	0,16	0,23	Sì	0,12	0,15	Sì
15	-X	Forze statiche	101,5	0,19	0,27	Sì	0,15	0,18	Sì
16	-X	Forze statiche	-101,5	0,17	0,25	Sì	0,13	0,16	Sì
17	+Y	Uniforme	196,7	0,11	0,21	Sì	0,09	0,14	Sì
18	+Y	Uniforme	-196,7	0,11	0,16	Sì	0,09	0,10	Sì
19	+Y	Forze statiche	196,7	0,12	0,23	Sì	0,10	0,15	Sì
20	+Y	Forze statiche	-196,7	0,12	0,17	Sì	0,09	0,12	Sì
21	-Y	Uniforme	196,7	0,11	0,21	Sì	0,09	0,14	Sì
22	-Y	Uniforme	-196,7	0,10	0,14	Sì	0,08	0,09	Sì
23	-Y	Forze statiche	196,7	0,13	0,24	Sì	0,10	0,16	Sì
24	-Y	Forze statiche	-196,7	0,11	0,14	Sì	0,09	0,09	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	1,681	1,603	1,363	1,173
2	+X	Forze statiche	0,0	1,663	1,589	1,351	1,163
3	-X	Uniforme	0,0	1,304	1,316	1,449	1,248
4	-X	Forze statiche	0,0	1,754	1,628	1,384	1,192
5	+Y	Uniforme	0,0	1,397	1,421	1,603	1,381
6	+Y	Forze statiche	0,0	1,425	1,446	1,612	1,388
7	-Y	Uniforme	0,0	1,410	1,436	1,671	1,439
8	-Y	Forze statiche	0,0	1,453	1,479	1,438	1,239
9	+X	Uniforme	101,5	1,619	1,503	1,277	1,100
10	+X	Uniforme	-101,5	0,911	0,934	1,387	1,194
11	+X	Forze statiche	101,5	0,834	0,851	1,299	1,118
12	+X	Forze statiche	-101,5	1,729	1,605	1,364	1,175

13	-X	Uniforme	101,5	1,563	1,559	1,396	1,203
14	-X	Uniforme	-101,5	1,897	1,761	1,497	1,289
15	-X	Forze statiche	101,5	1,759	1,633	1,388	1,195
16	-X	Forze statiche	-101,5	0,927	0,960	1,489	1,282
17	+Y	Uniforme	196,7	1,566	1,594	1,825	1,572
18	+Y	Uniforme	-196,7	1,268	1,288	1,426	1,228
19	+Y	Forze statiche	196,7	1,531	1,557	1,830	1,576
20	+Y	Forze statiche	-196,7	1,263	1,281	1,423	1,226
21	-Y	Uniforme	196,7	1,618	1,648	1,917	1,651
22	-Y	Uniforme	-196,7	1,285	1,304	1,403	1,208
23	-Y	Forze statiche	196,7	1,652	1,676	1,904	1,639
24	-Y	Forze statiche	-196,7	1,264	1,288	1,246	1,073

Sintesi dei risultati

Legenda risultati

C.A.

	Integro
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura per taglio

Legno

	Integro
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione

Acciaio

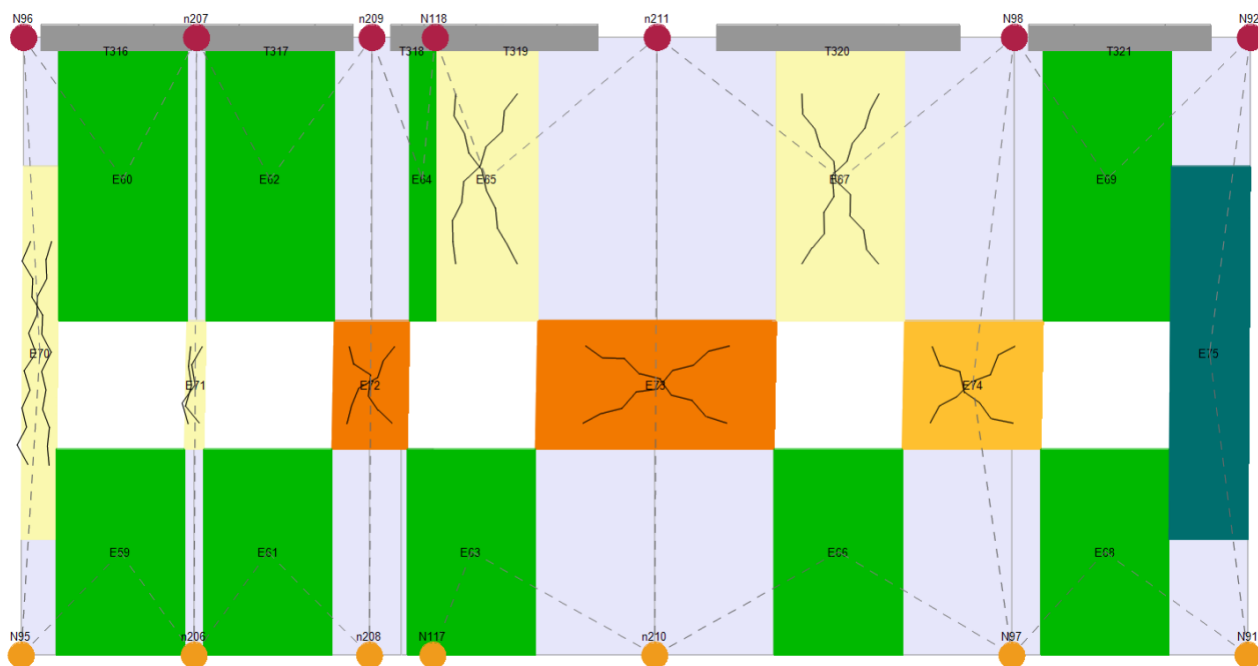
	Integro
	Plastico presso flessione
	Plastico per compressione
	Plastico per trazione
	Elemento non efficace
	Ritorno in fase elastica

Muratura

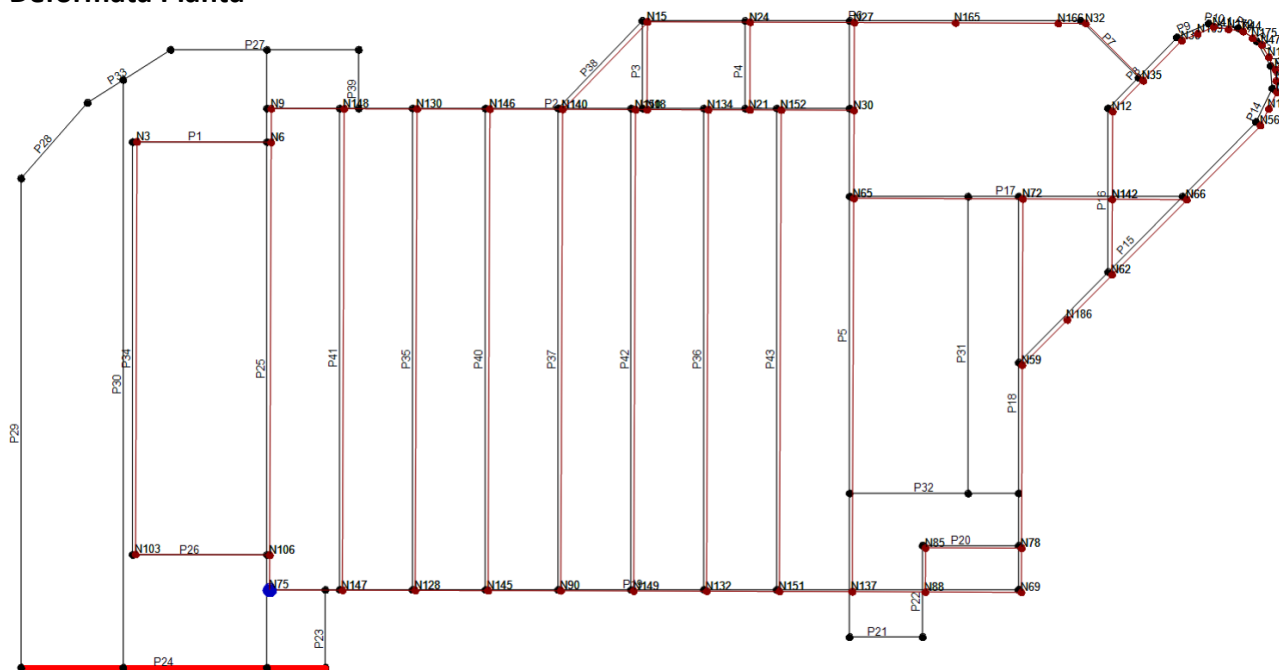
	Integro
	Incipiente plasticità
	Plastico per taglio
	Incipiente rottura per taglio
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Incipiente rottura presso flessione
	Rottura presso flessione
	Crisi grave
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura in fase elastica
	Elemento non efficace

Analisi sismica n. 11 Direzione X

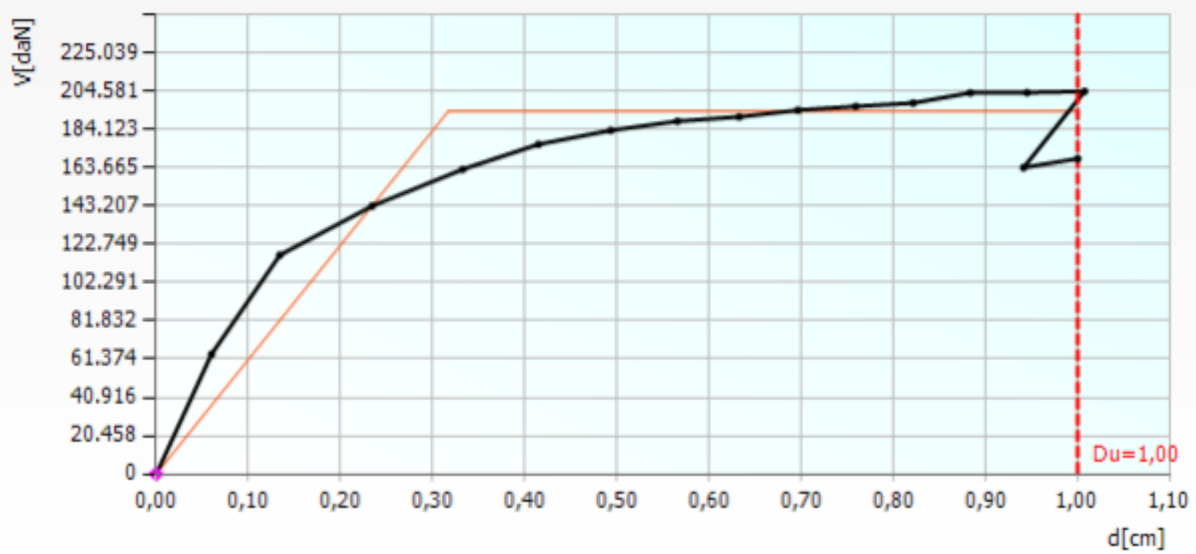
Analisi sismica n. 11 Parete 24 Sottopasso 17



Deformata Pianta

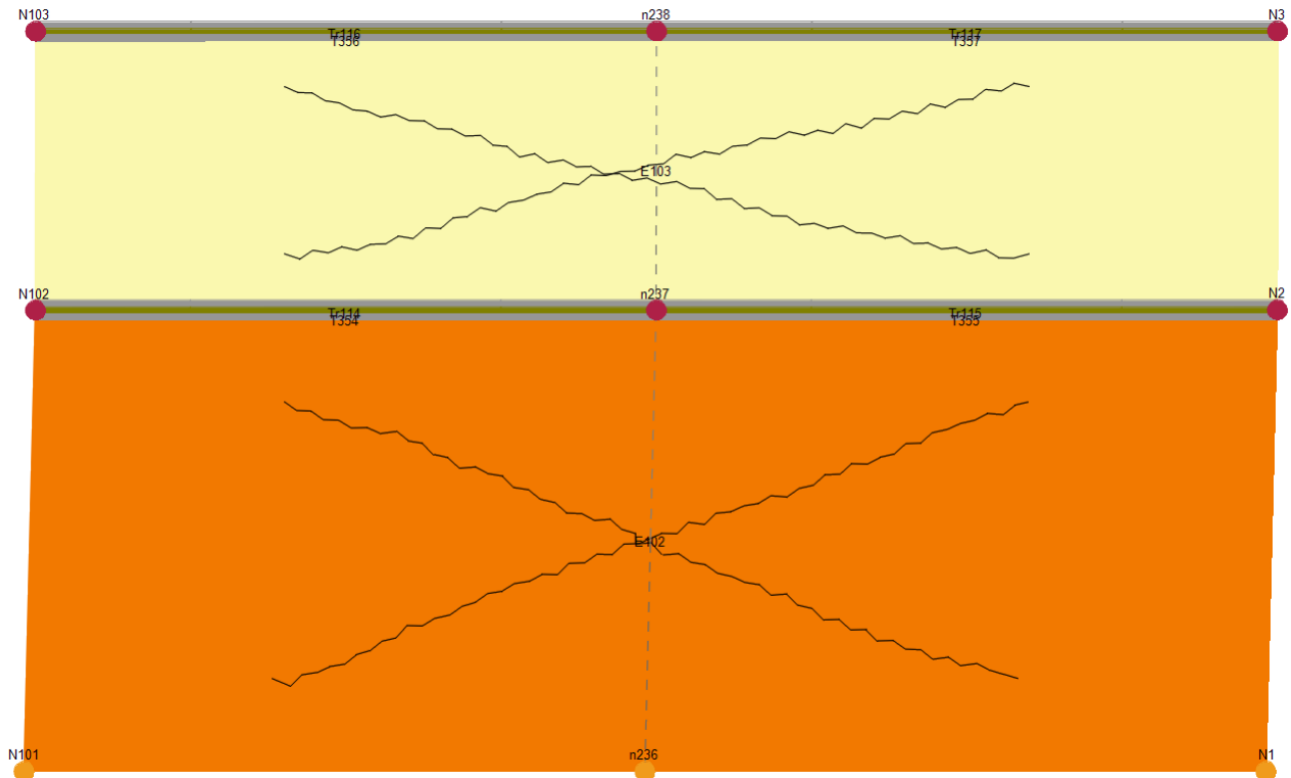


Curva Pushover (analisi n. 11)

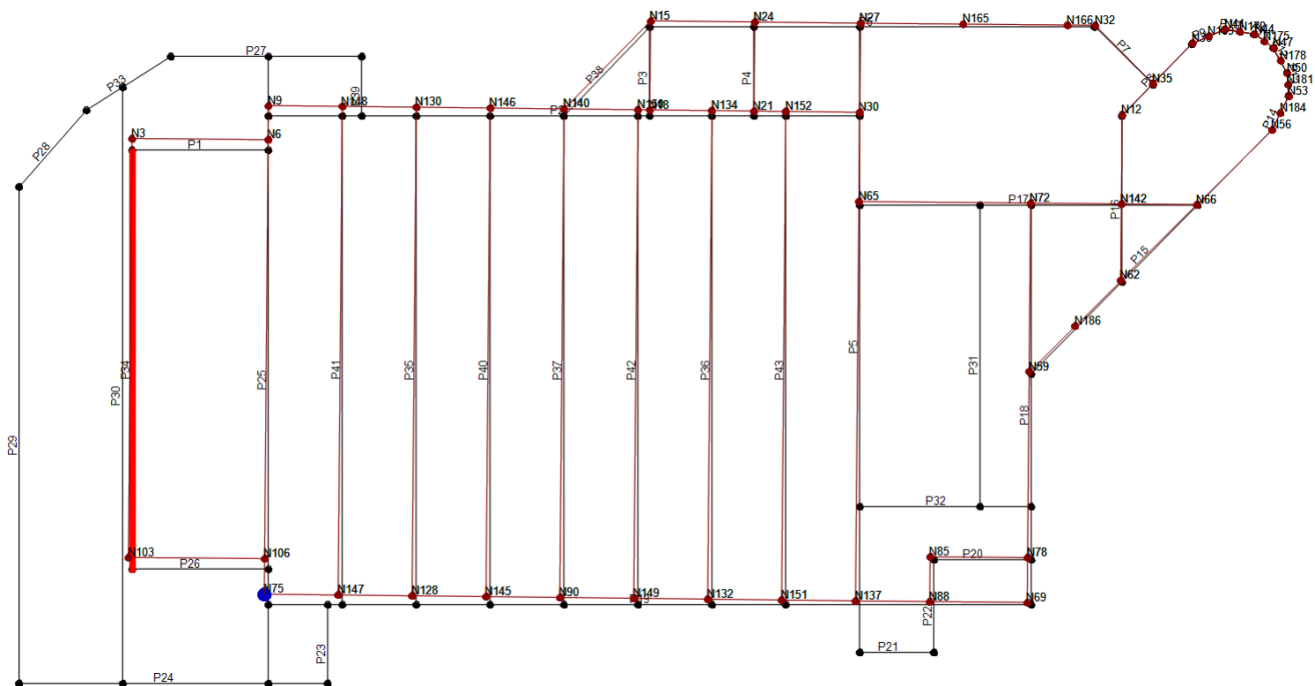


Analisi sismica n. 20 Direzione Y

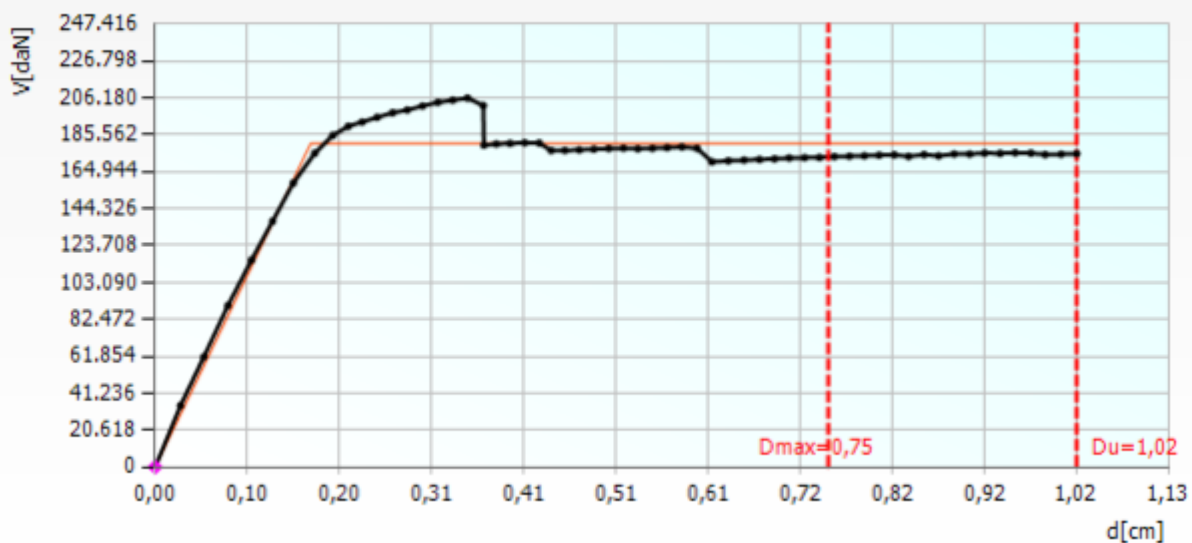
Analisi sismica n. 20 Parete 34 Sottopasso 60



Deformata Pianta



Curva Pushover (analisi n. 20)



La verifica risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [X] del sisma.

Come previsto dalla circolare al punto C8.4.3, “*nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi in fondazione superiori al 10% è ammesso un valore minimo $\zeta_E = 0,8$. E’ assimilabile a tale situazione anche l’adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione della sicurezza ...*”, è stato assunto come valore di verifica $\zeta_E = 0,8$.

9.4 Modello di calcolo ante operam

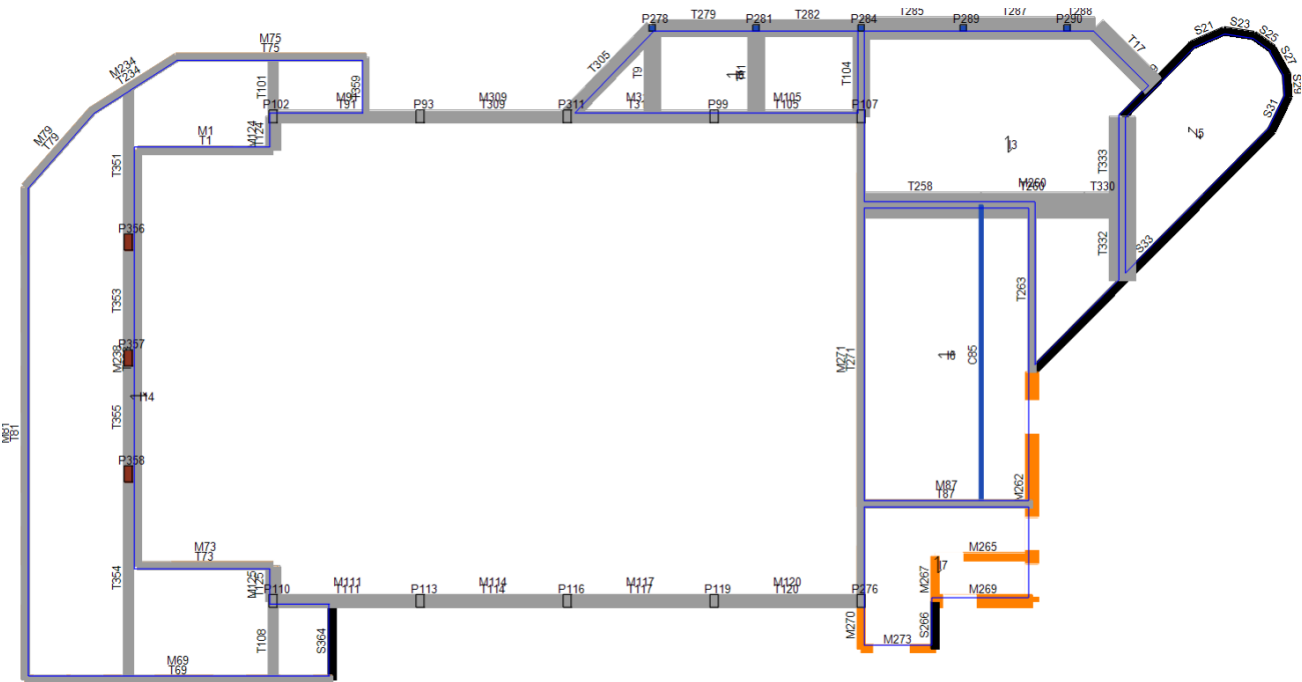


Figura 17 – Pianta livello 1

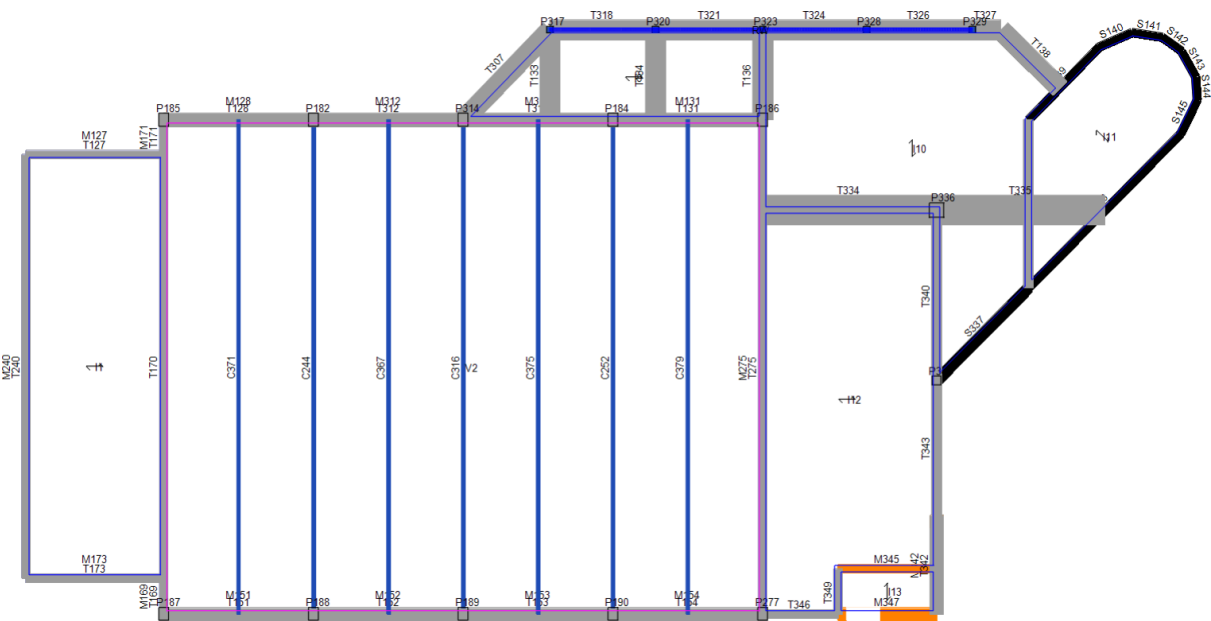


Figura 18 – Pianta livello 2

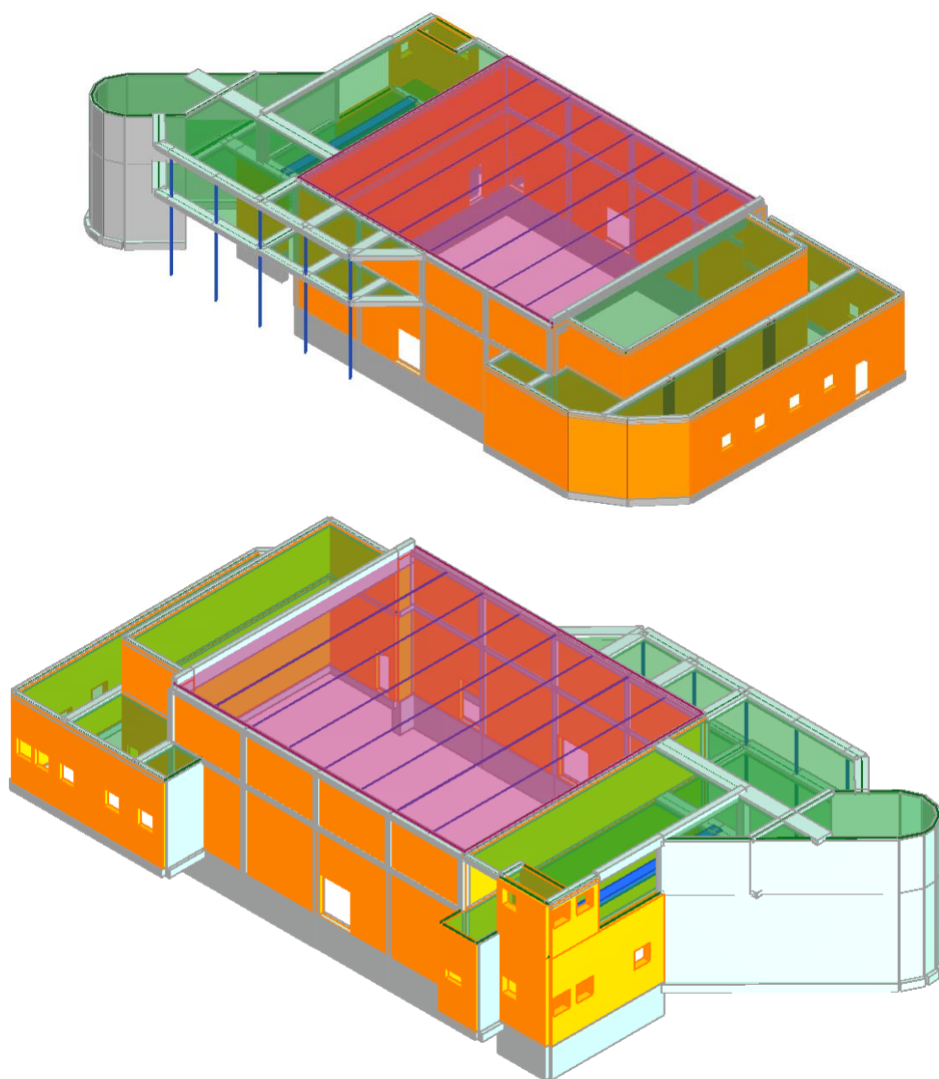


Figura 19 – Render modello

9.5 Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	1,29	2,63	4,44	Sì	0,98	1,97	3,59	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	1,34	2,68	4,47	Sì	1,02	2,01	3,62	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	1,23	1,33	2,79	Sì	0,91	1,00	2,26	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	1,25	1,45	2,82	Sì	0,94	1,09	2,28	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,81	1,12	3,13	Sì	0,60	0,84	2,53	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,89	1,07	3,72	Sì	0,67	0,80	3,00	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,78	0,22	2,38	No	0,56	0,17	1,92	No
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,82	0,27	2,32	No	0,59	0,20	1,87	No
9	+X	Uniforme	101,5	1,35	2,68	4,35	Sì	1,03	2,01	3,52	Sì
10	+X	Uniforme	-101,5	1,23	2,57	3,96	Sì	0,93	1,93	3,20	Sì
11	+X	Forze statiche	101,5	1,39	2,76	4,45	Sì	1,06	2,07	3,59	Sì
12	+X	Forze statiche	-101,5	1,31	2,58	4,46	Sì	0,99	1,94	3,60	Sì

13	-X	Uniforme	101,5	1,38	1,38	2,82	Sì	1,03	1,03	2,28	Sì
14	-X	Uniforme	-101,5	1,17	1,33	2,70	Sì	0,87	1,00	2,18	Sì
15	-X	Forze statiche	101,5	1,40	1,38	2,87	Sì	1,05	1,04	2,32	Sì
16	-X	Forze statiche	-101,5	1,20	1,54	2,74	Sì	0,89	1,16	2,21	Sì
17	+Y	Uniforme	196,7	0,36	0,84	3,16	Sì	0,29	0,63	2,56	Sì
18	+Y	Uniforme	-196,7	0,81	0,92	2,67	Sì	0,59	0,69	2,15	Sì
19	+Y	Forze statiche	196,7	0,91	1,14	4,02	Sì	0,69	0,85	3,25	Sì
20	+Y	Forze statiche	-196,7	0,87	1,11	2,94	Sì	0,65	0,84	2,37	Sì
21	-Y	Uniforme	196,7	0,79	0,19	2,45	No	0,57	0,14	1,98	No
22	-Y	Uniforme	-196,7	0,76	0,92	2,39	Sì	0,55	0,69	1,93	Sì
23	-Y	Forze statiche	196,7	0,82	0,22	2,23	No	0,59	0,17	1,80	No
24	-Y	Forze statiche	-196,7	0,82	1,01	2,42	Sì	0,60	0,76	1,95	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,27	0,14	No	0,17	0,10	No
2	+X	Forze statiche	0,0	0,28	0,15	No	0,18	0,10	No
3	-X	Uniforme	0,0	0,22	0,25	Sì	0,17	0,16	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,22	0,25	Sì	0,17	0,17	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,12	0,12	Sì	0,09	0,08	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,15	0,11	Sì	0,10	0,07	No
7	-Y	Uniforme	0,0	0,12	0,16	Sì	0,09	0,11	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,14	0,19	Sì	0,11	0,12	Sì
9	+X	Uniforme	101,5	0,28	0,16	No	0,18	0,11	No
10	+X	Uniforme	-101,5	0,24	0,15	No	0,15	0,10	No
11	+X	Forze statiche	101,5	0,30	0,17	No	0,19	0,11	No
12	+X	Forze statiche	-101,5	0,27	0,15	No	0,17	0,10	No
13	-X	Uniforme	101,5	0,26	0,29	Sì	0,20	0,20	Sì
14	-X	Uniforme	-101,5	0,20	0,24	Sì	0,16	0,16	Sì
15	-X	Forze statiche	101,5	0,27	0,29	Sì	0,21	0,20	Sì
16	-X	Forze statiche	-101,5	0,21	0,24	Sì	0,16	0,16	Sì
17	+Y	Uniforme	196,7	0,11	0,11	Sì	0,09	0,08	Sì
18	+Y	Uniforme	-196,7	0,12	0,15	Sì	0,10	0,10	Sì
19	+Y	Forze statiche	196,7	0,17	0,10	No	0,10	0,07	No
20	+Y	Forze statiche	-196,7	0,13	0,14	Sì	0,10	0,10	Sì
21	-Y	Uniforme	196,7	0,12	0,16	Sì	0,10	0,11	Sì
22	-Y	Uniforme	-196,7	0,12	0,16	Sì	0,09	0,10	Sì
23	-Y	Forze statiche	196,7	0,14	0,20	Sì	0,11	0,13	Sì
24	-Y	Forze statiche	-196,7	0,13	0,15	Sì	0,10	0,10	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	0,901	0,836	0,711	0,612
2	+X	Forze statiche	0,0	0,894	0,830	0,705	0,607
3	-X	Uniforme	0,0	1,072	1,073	1,130	0,973
4	-X	Forze statiche	0,0	1,127	1,125	1,120	0,965
5	+Y	Uniforme	0,0	1,277	1,186	1,008	0,868

6	+Y	Forze statiche	0,0	1,076	0,998	0,849	0,731
7	-Y	Uniforme	0,0	0,477	0,525	1,327	1,142
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,504	0,551	1,361	1,172
9	+X	Uniforme	101,5	0,919	0,853	0,725	0,624
10	+X	Uniforme	-101,5	1,010	0,938	0,797	0,687
11	+X	Forze statiche	101,5	0,899	0,835	0,710	0,611
12	+X	Forze statiche	-101,5	0,897	0,832	0,707	0,609
13	-X	Uniforme	101,5	0,999	0,998	1,119	0,964
14	-X	Uniforme	-101,5	1,109	1,112	1,168	1,006
15	-X	Forze statiche	101,5	0,992	0,990	1,101	0,948
16	-X	Forze statiche	-101,5	1,230	1,226	1,153	0,993
17	+Y	Uniforme	196,7	1,020	1,028	0,997	0,859
18	+Y	Uniforme	-196,7	1,110	1,122	1,184	1,020
19	+Y	Forze statiche	196,7	0,994	0,923	0,784	0,675
20	+Y	Forze statiche	-196,7	1,219	1,219	1,074	0,925
21	-Y	Uniforme	196,7	0,432	0,441	1,286	1,107
22	-Y	Uniforme	-196,7	1,145	1,164	1,320	1,137
23	-Y	Forze statiche	196,7	0,472	0,471	1,417	1,220
24	-Y	Forze statiche	-196,7	1,172	1,186	1,106	0,952

La verifica non risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [Y] del sisma.

L'indice α SLV ante operam nella combinazione 21 risulta essere 0.441, mentre l'indice α SLV post operam nella combinazione 11 risulta essere 0.851.

9.6 Involuppi curve di pushover e deformate elementi murari

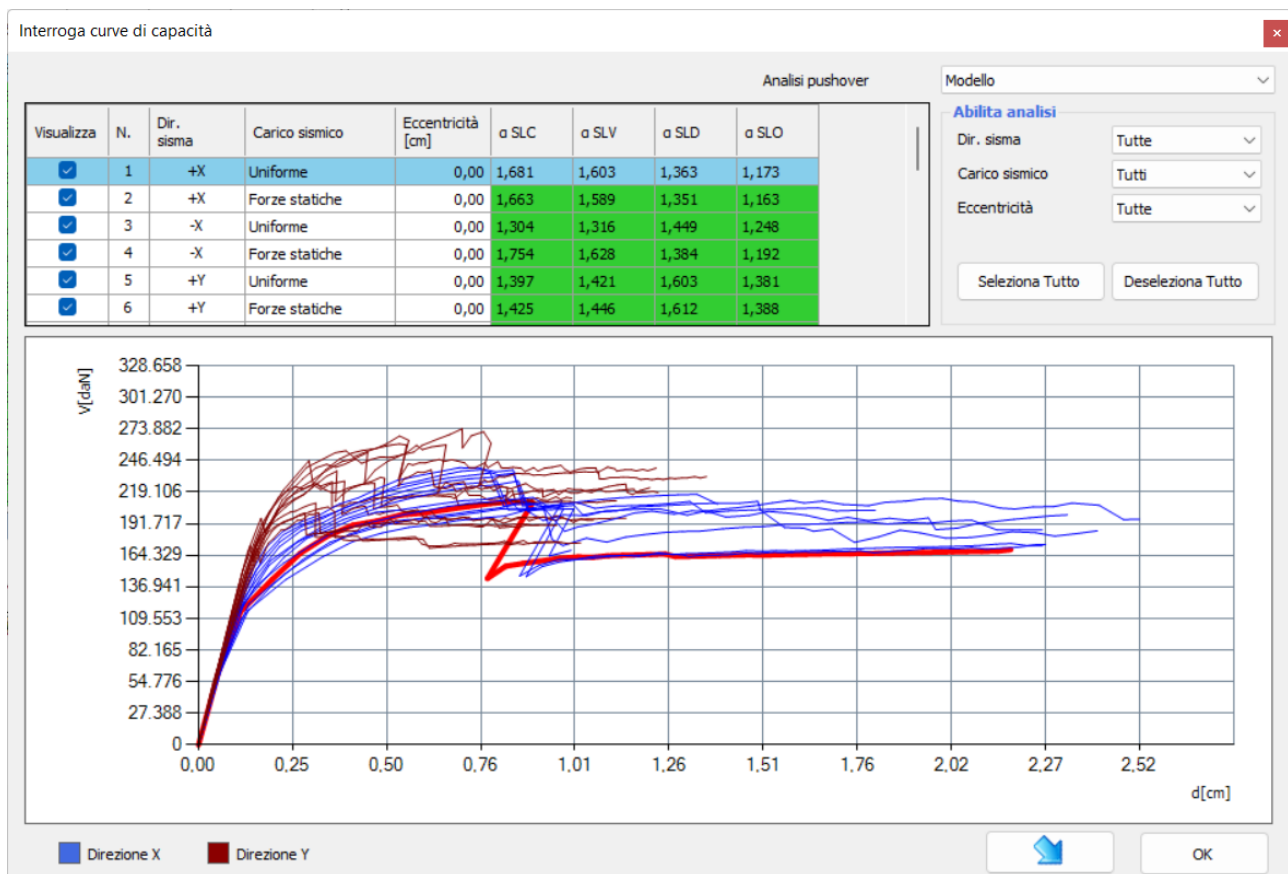


Figura 20 – involucro curve di pushover



Figura 21 – deformate e curva analisi 1

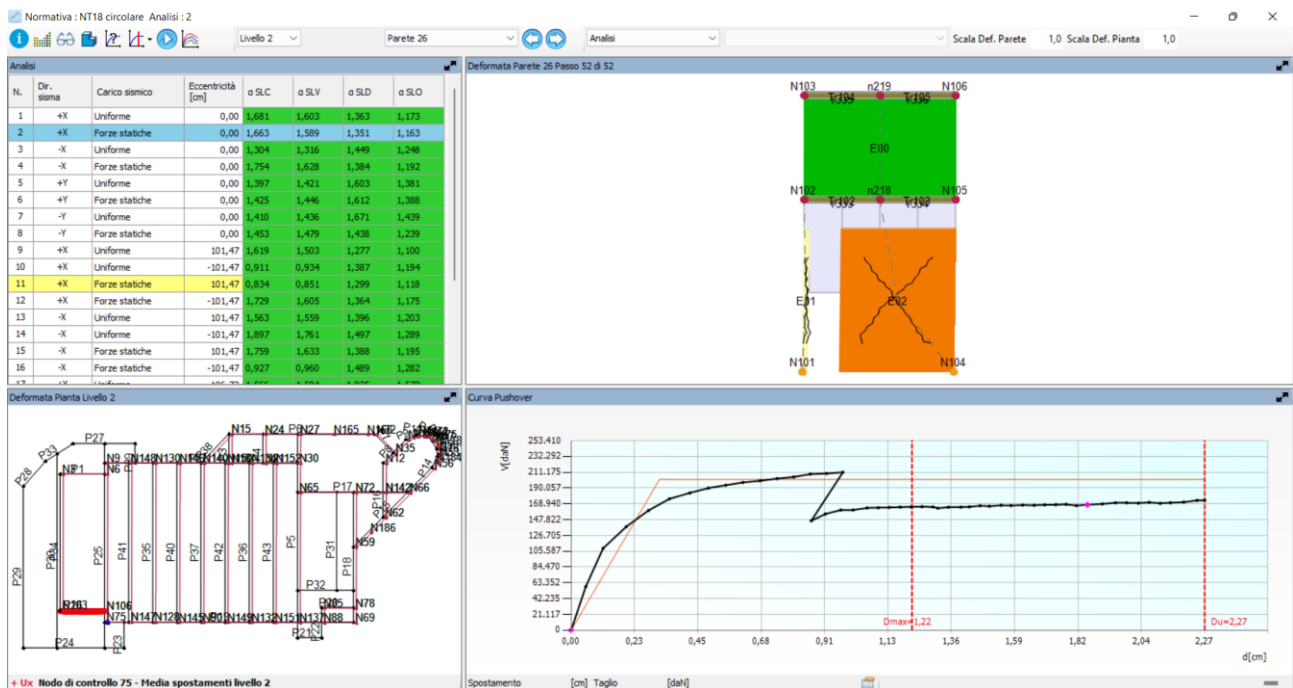
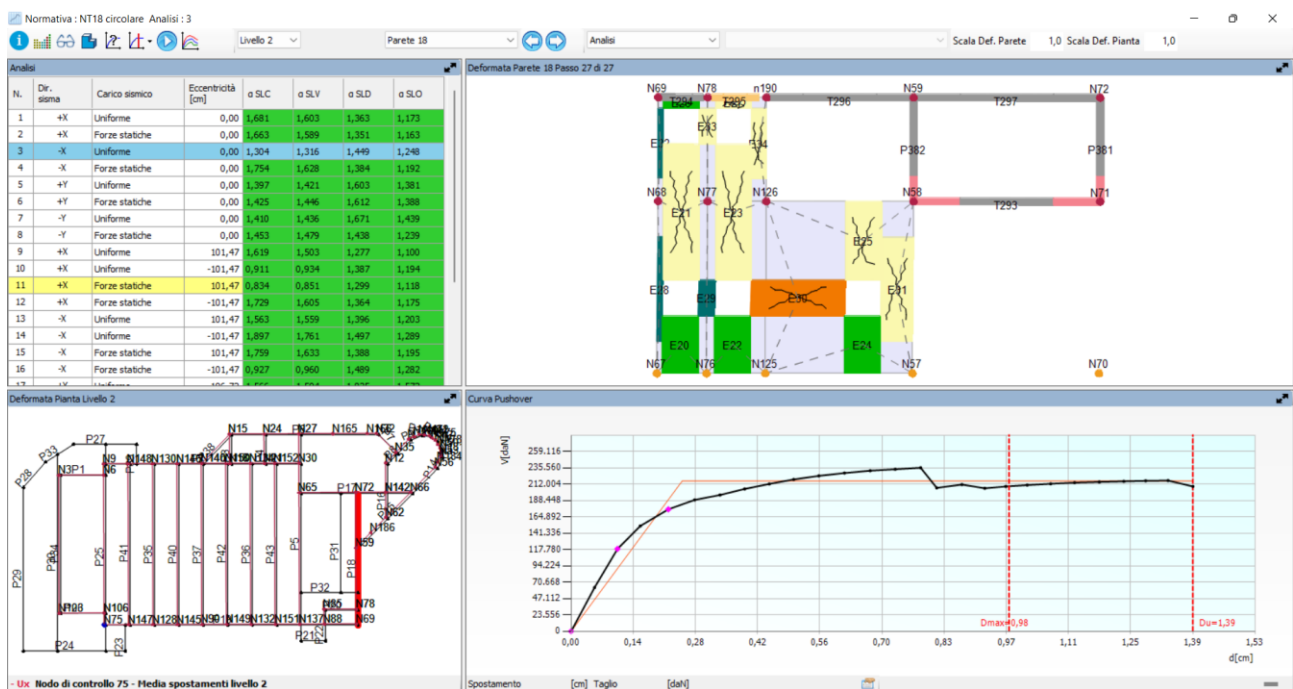


Figura 22 – deformate e curva analisi 2



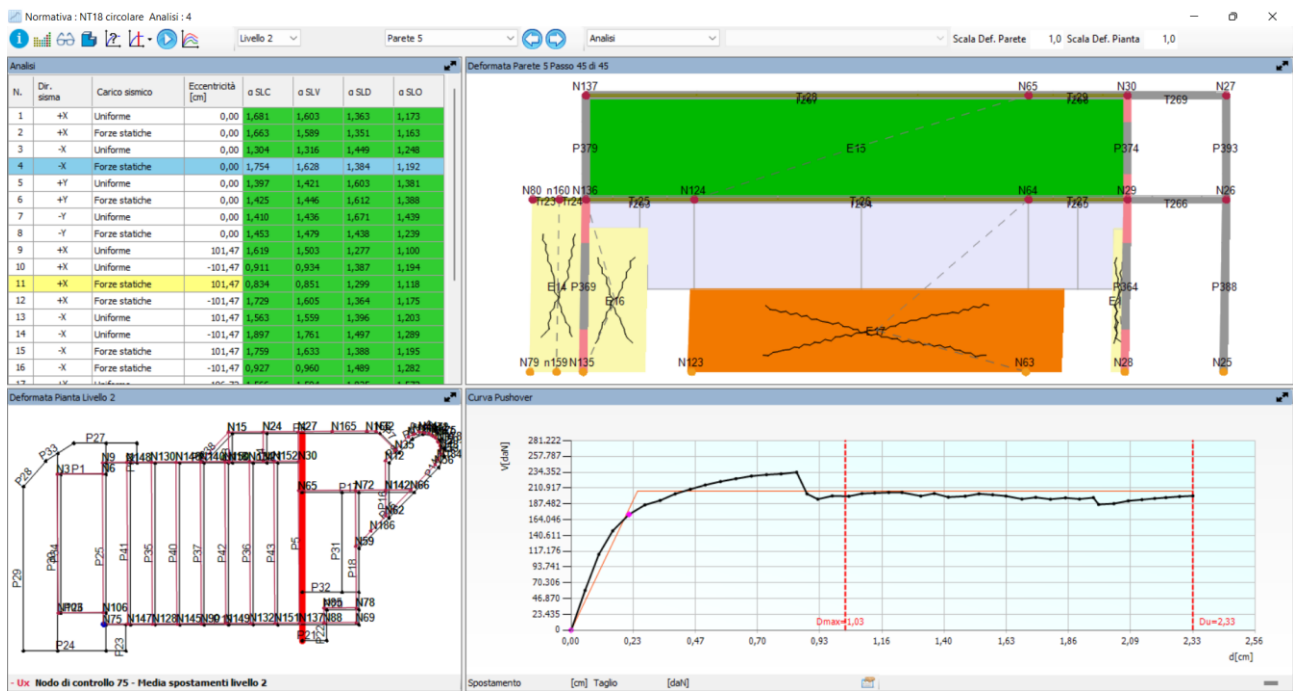


Figura 24 – deformate e curva analisi 4

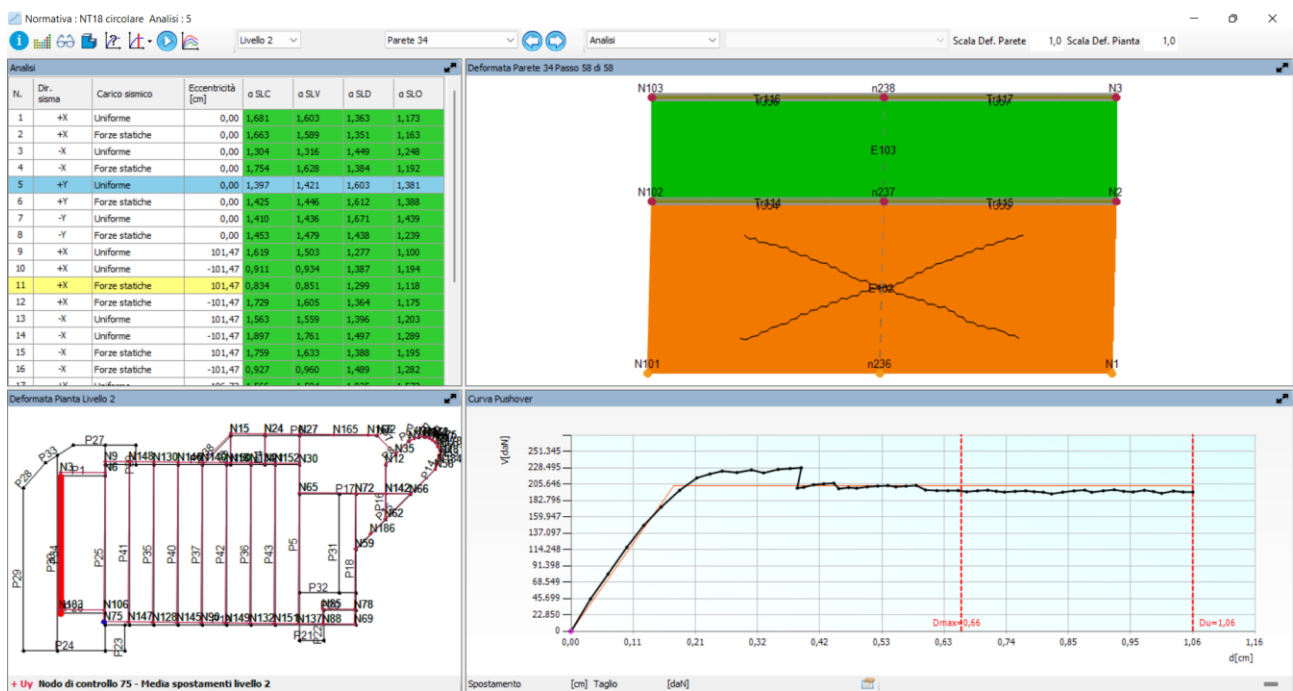


Figura 25 – deformate e curva analisi 5

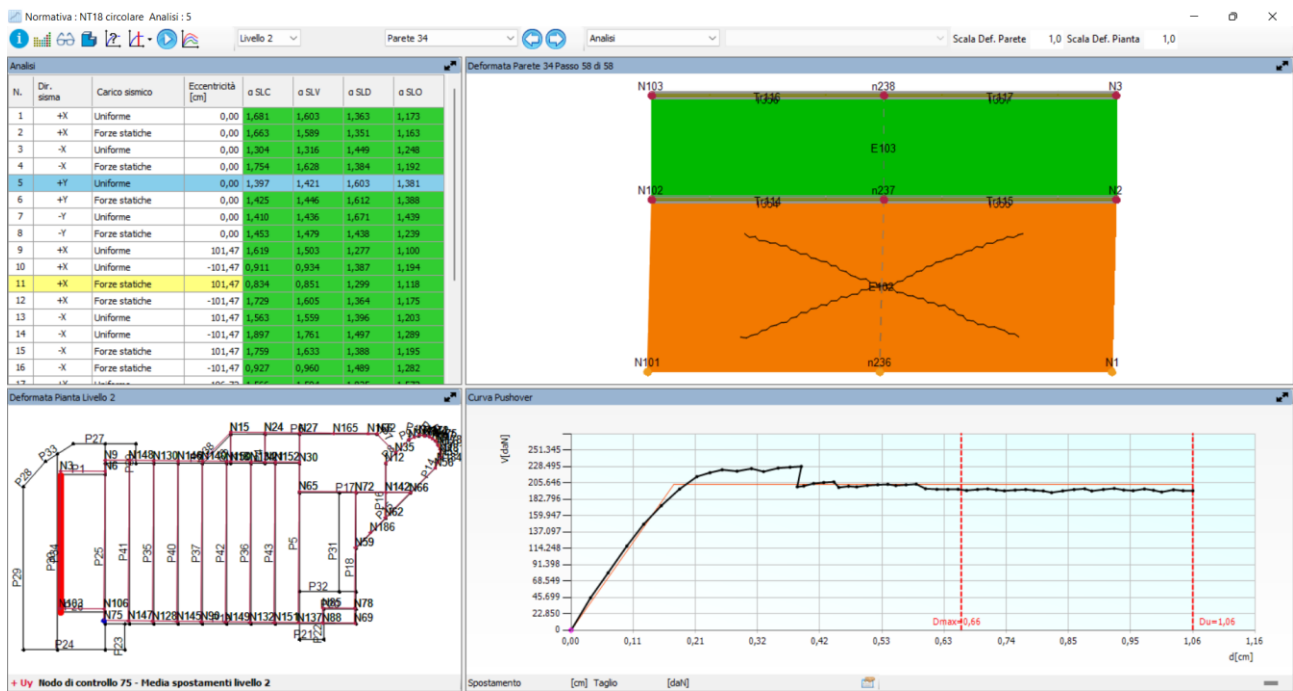


Figura 26 – deformate e curva analisi 6

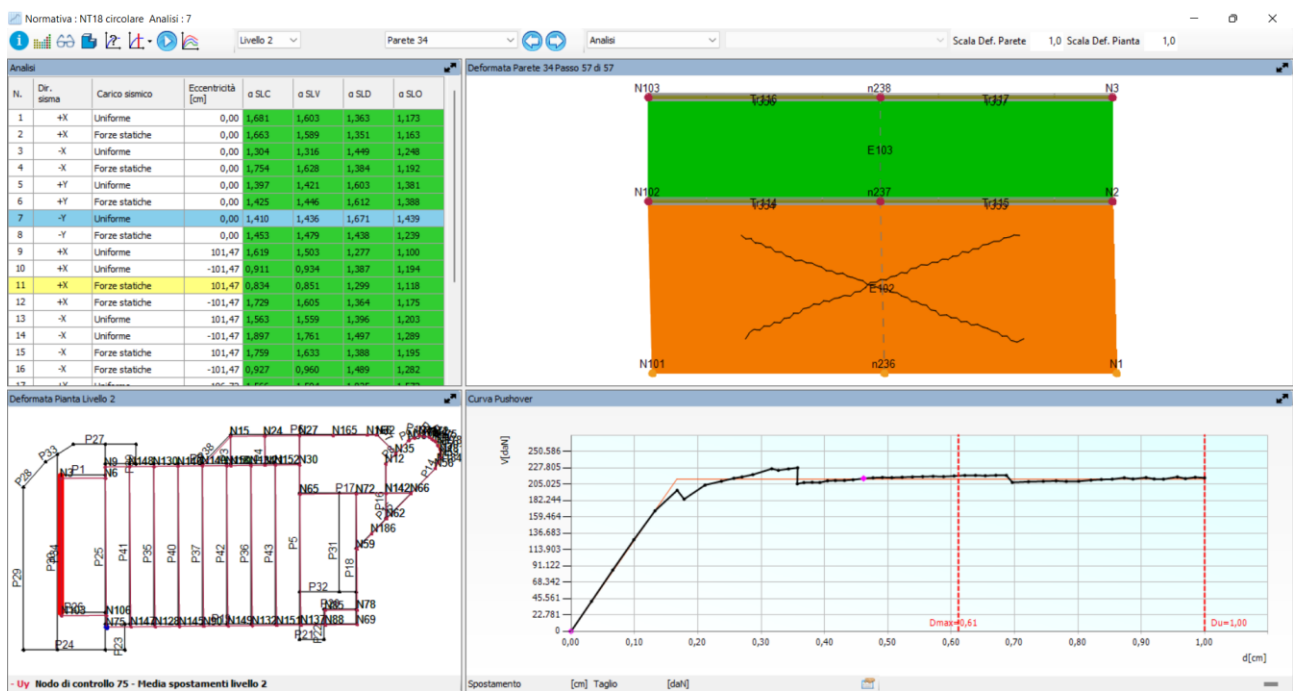


Figura 27 – deformate e curva analisi 7

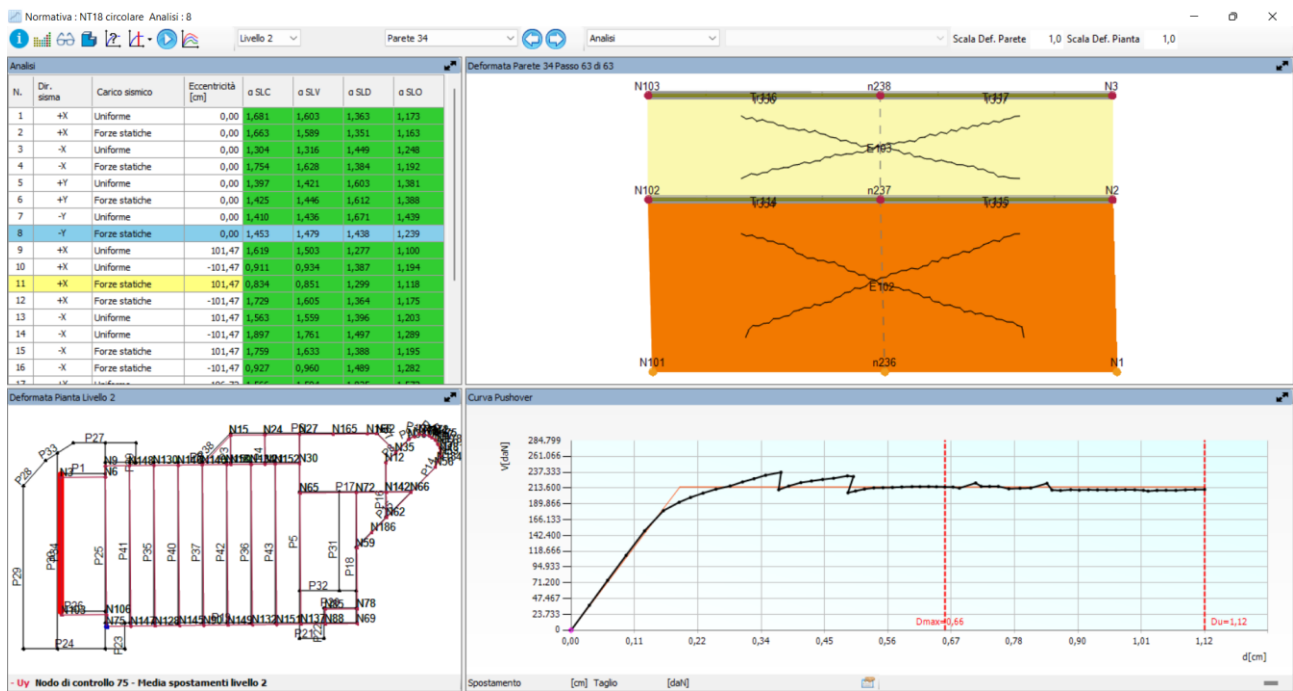


Figura 28 – deformate e curva analisi 8

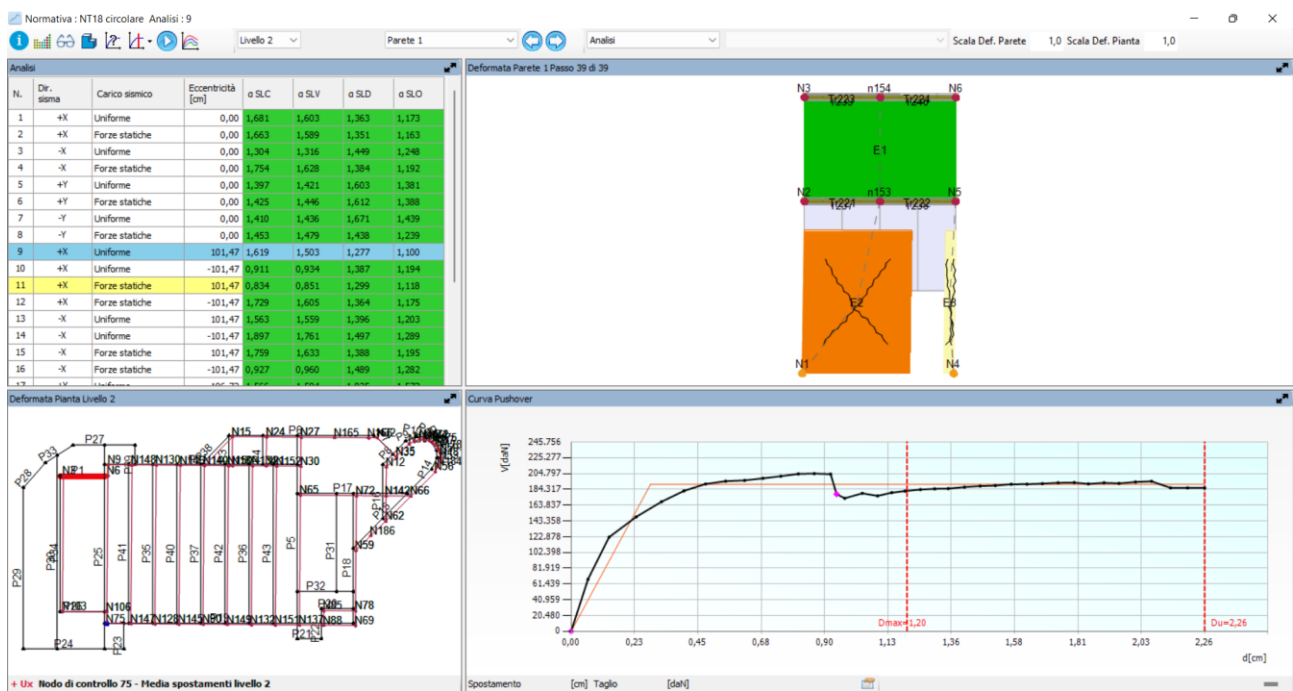


Figura 29 – deformate e curva analisi 9

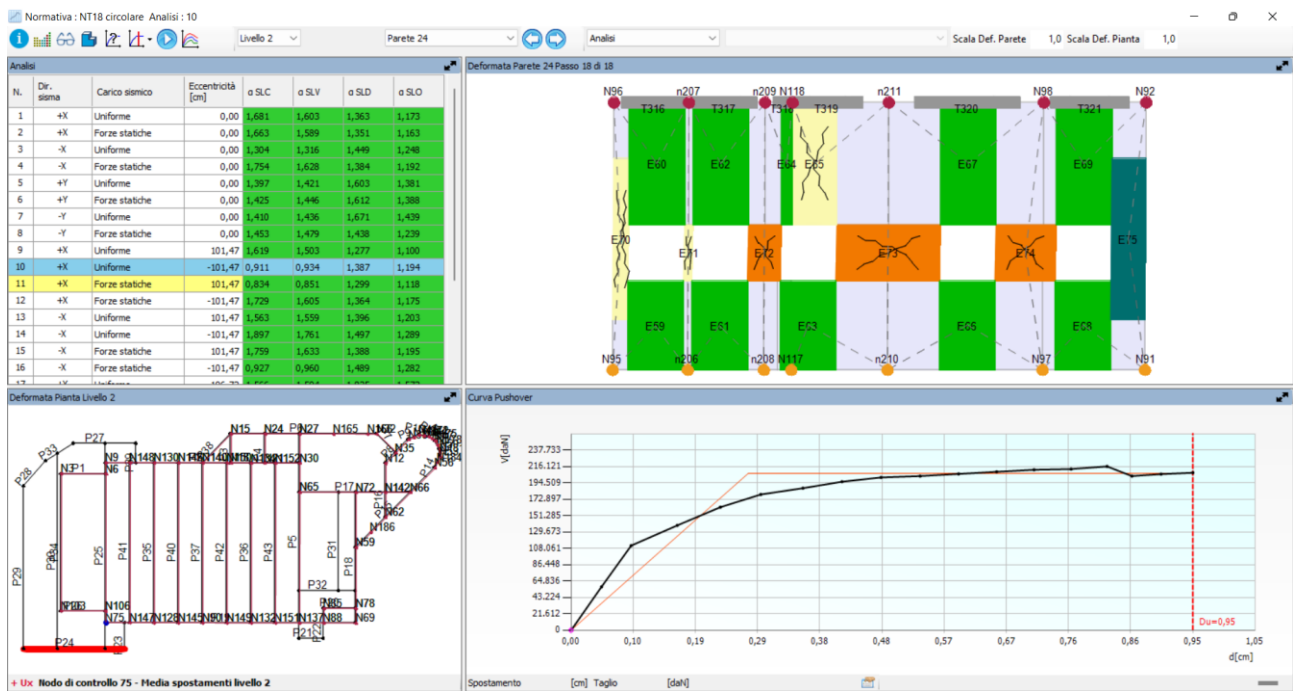


Figura 30 – deformate e curva analisi 10

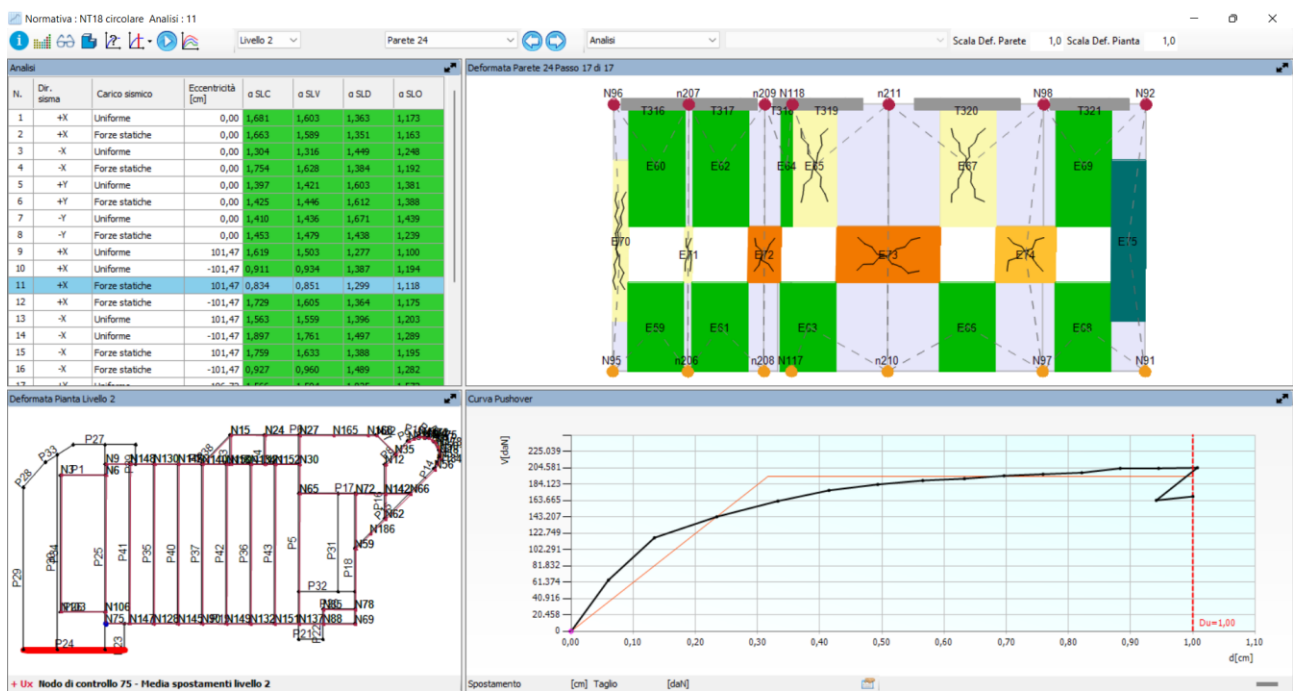


Figura 31 – deformate e curva analisi 11

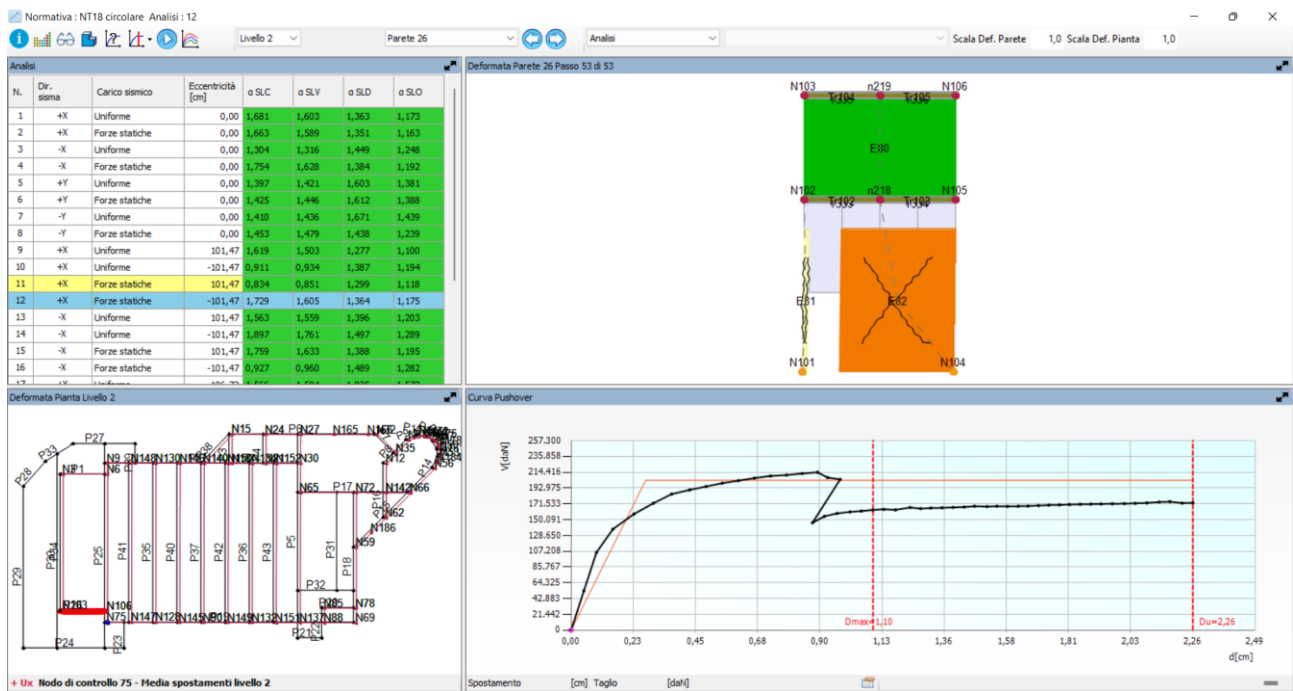


Figura 32 – deformate e curva analisi 12

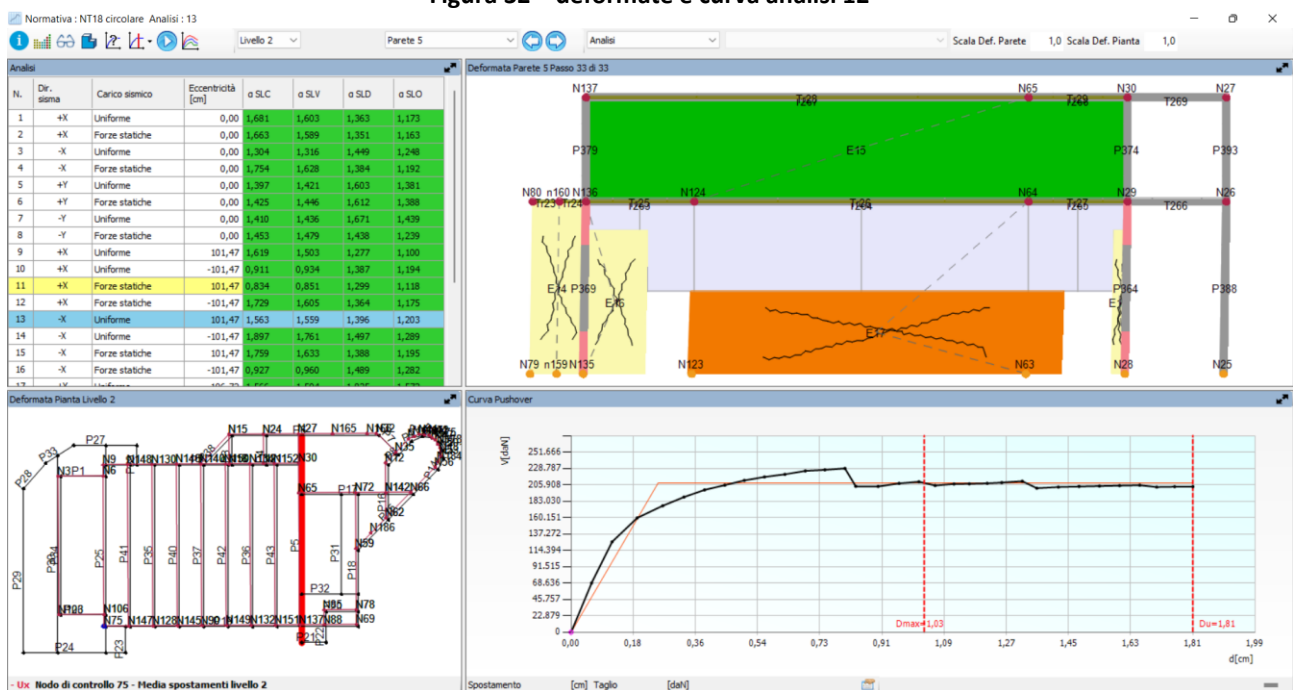


Figura 33 – deformate e curva analisi 13

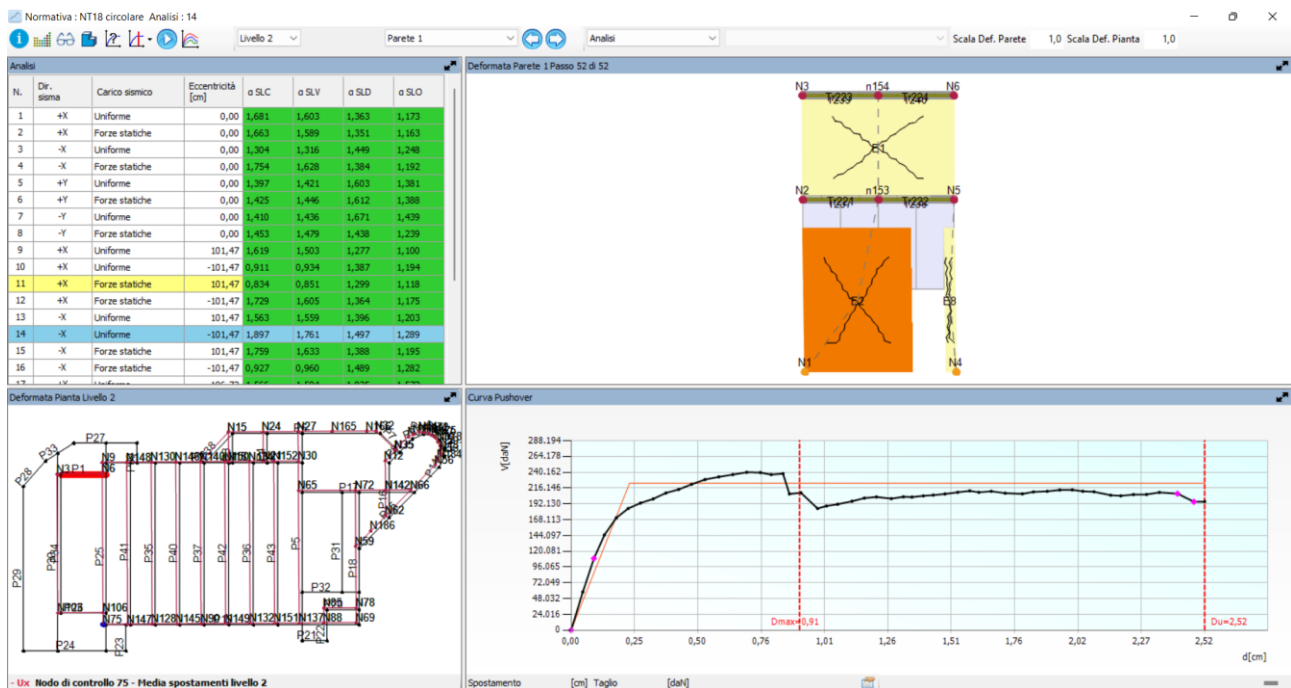


Figura 34 – deformate e curva analisi 14

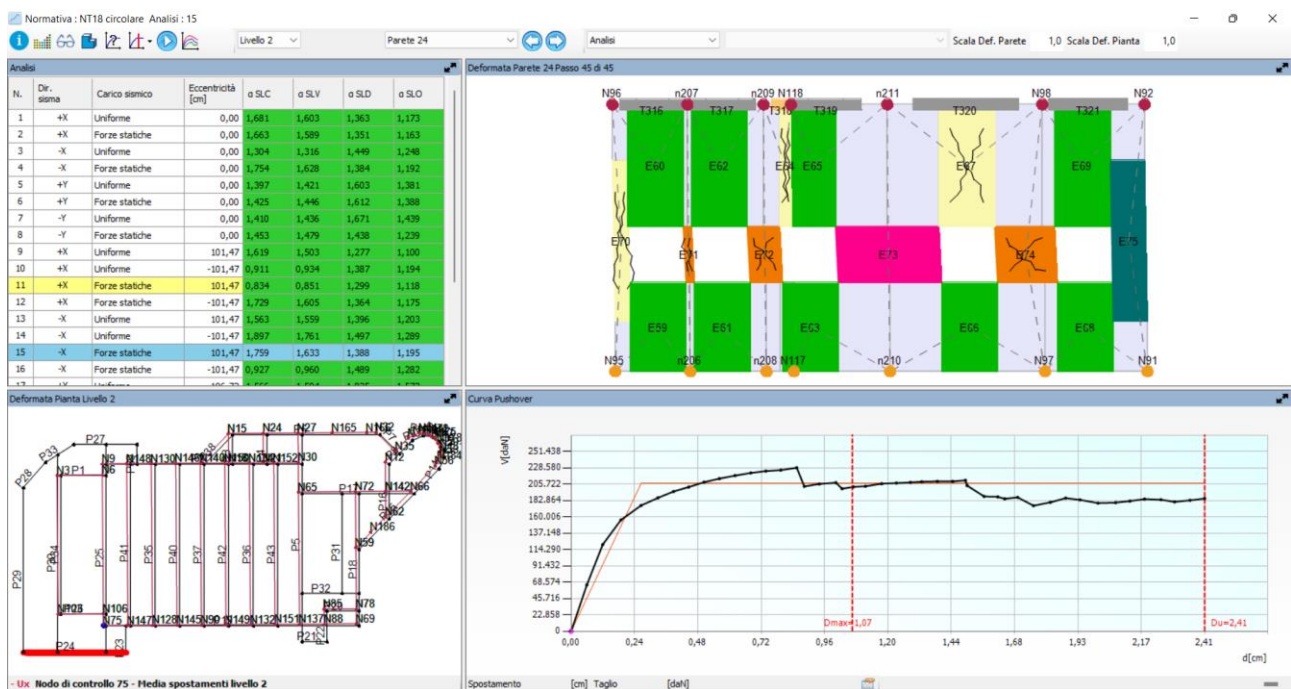


Figura 35 – deformate e curva analisi 15

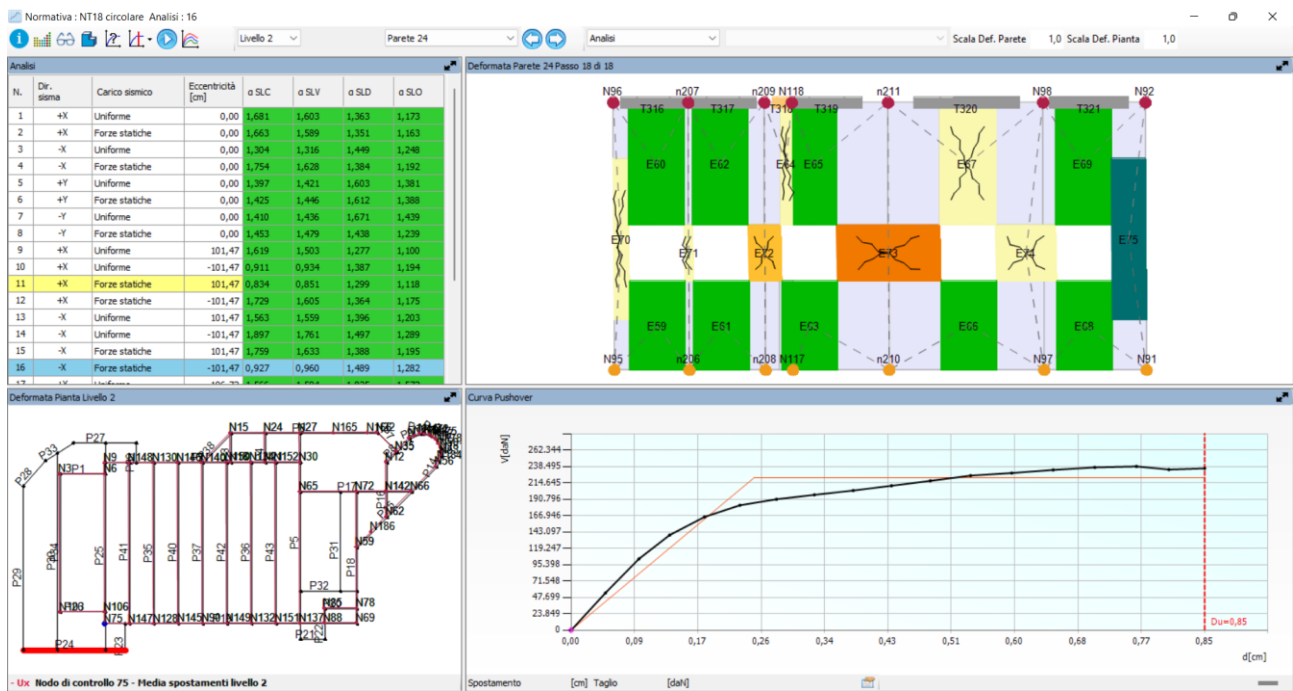


Figura 36 – deformate e curva analisi 16

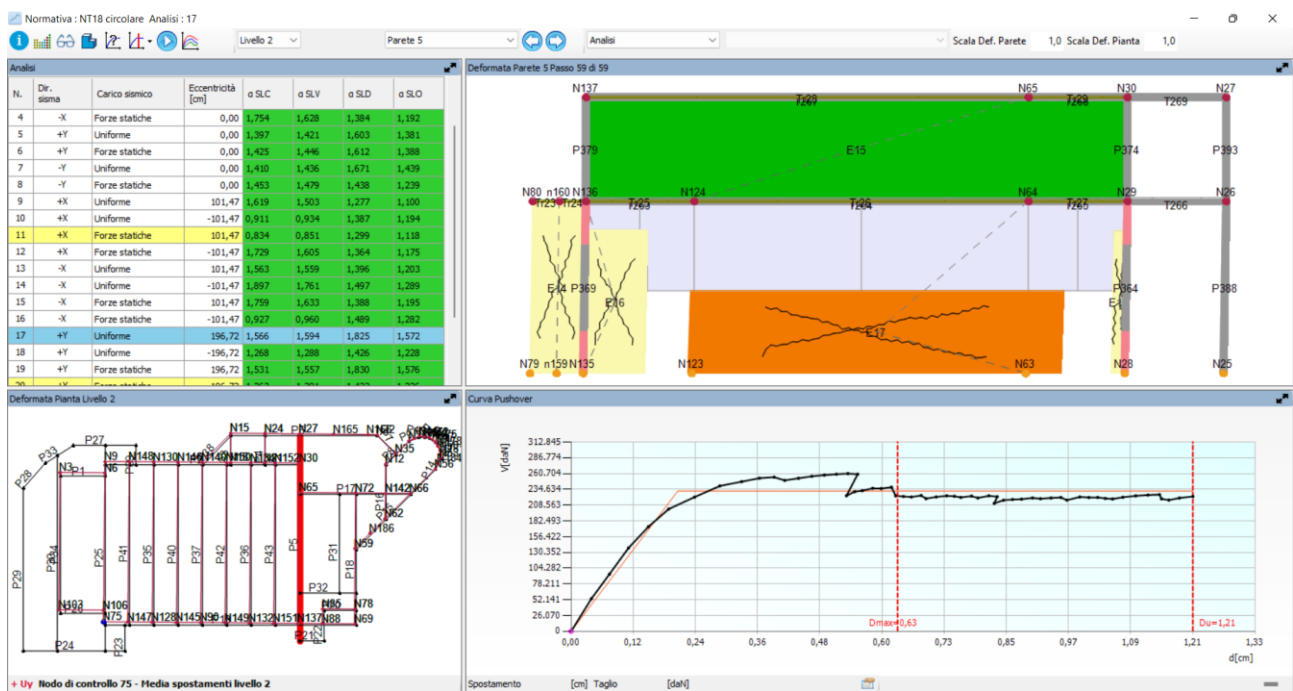


Figura 37 – deformate e curva analisi 17

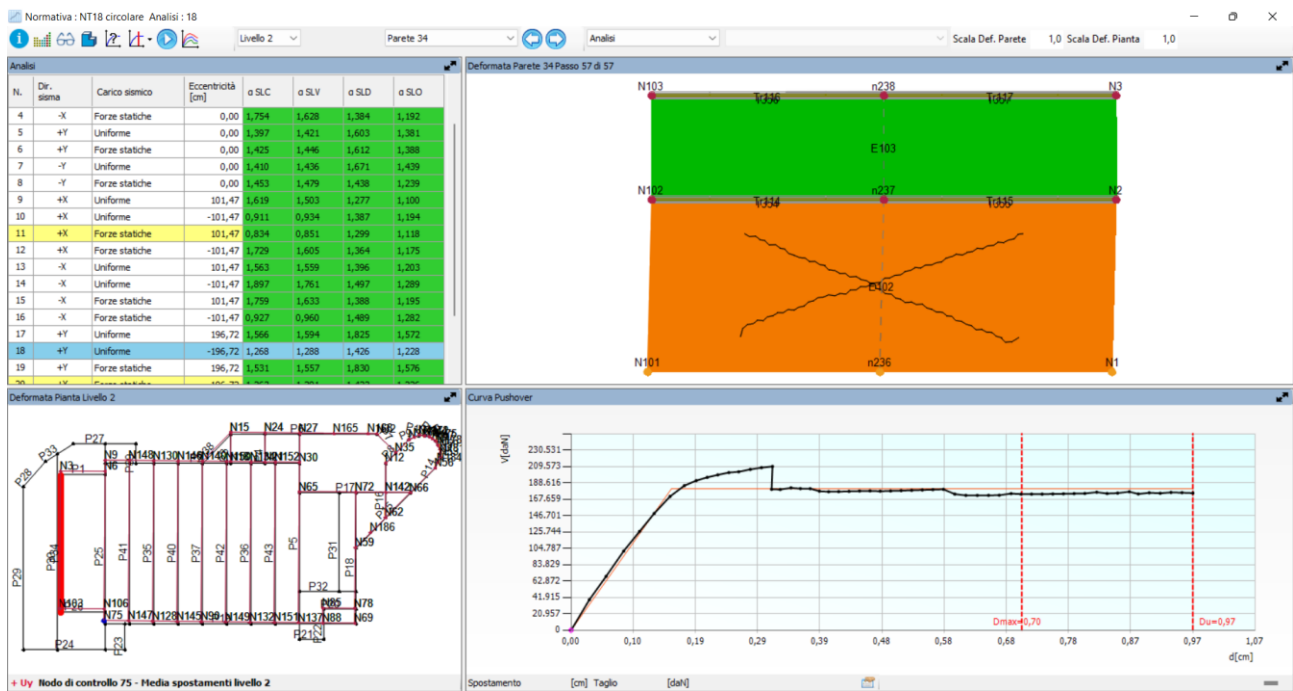


Figura 38 – deformate e curva analisi 18

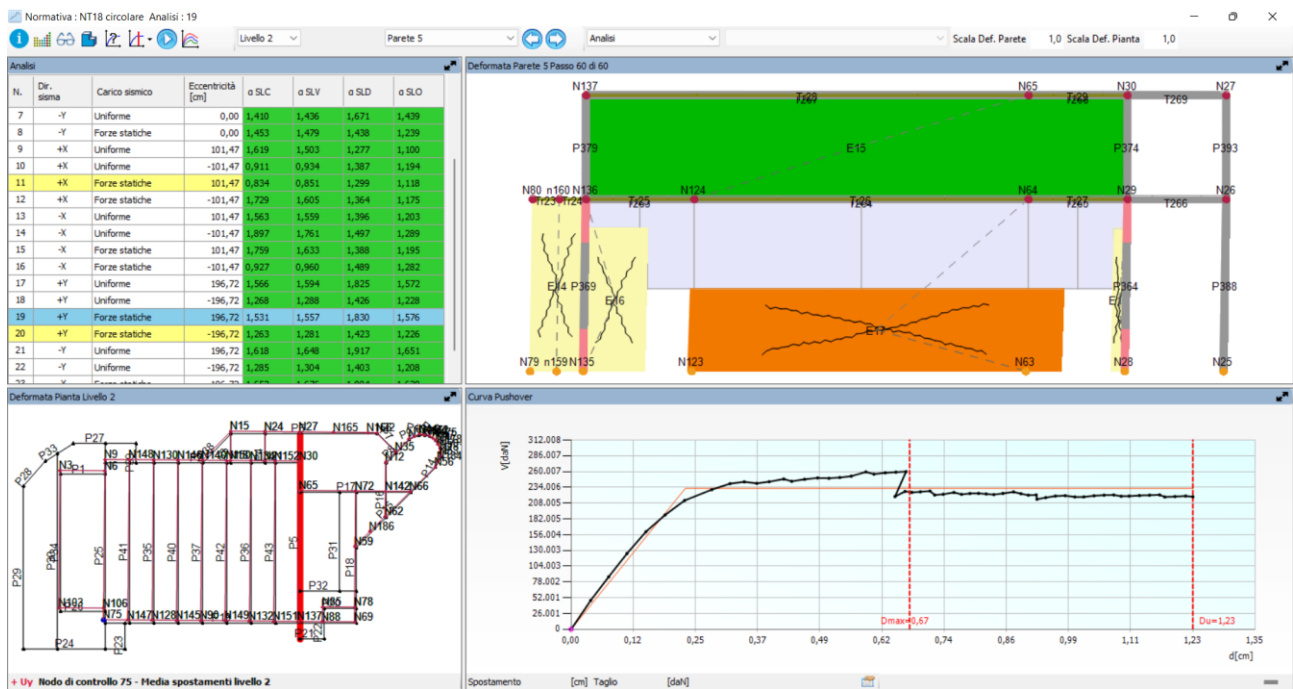


Figura 39 – deformate e curva analisi 19

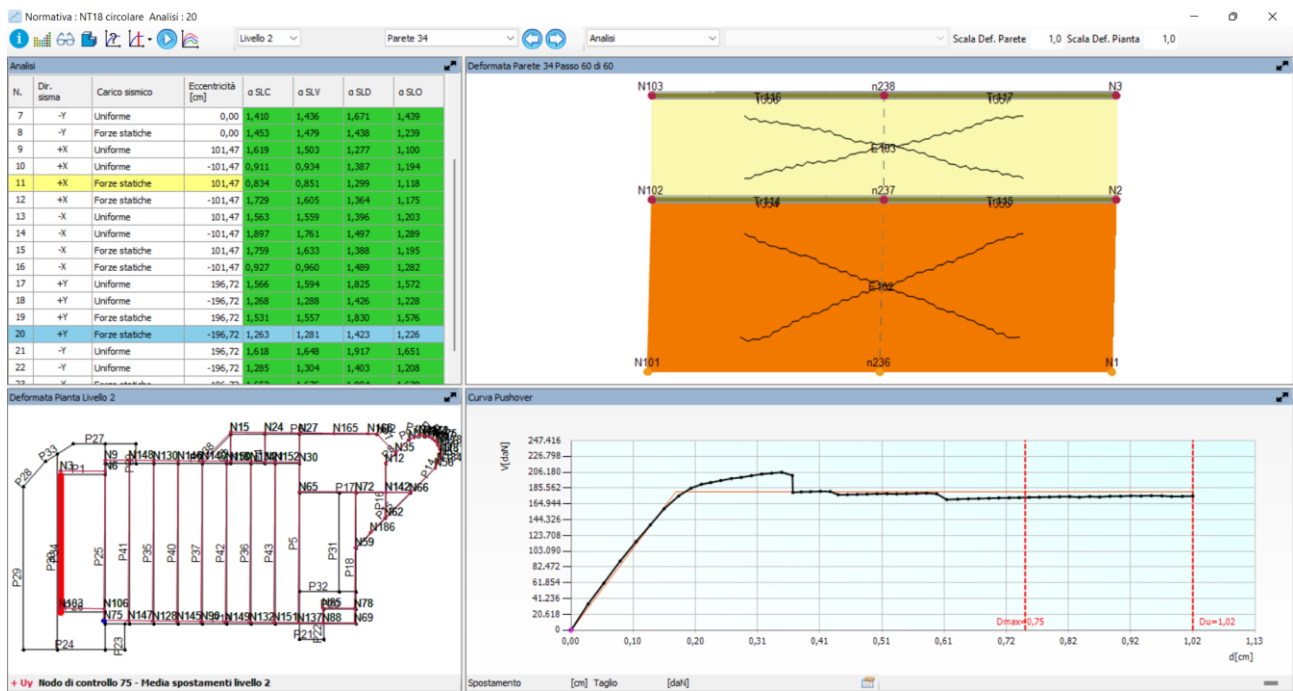


Figura 40 – deformate e curva analisi 20

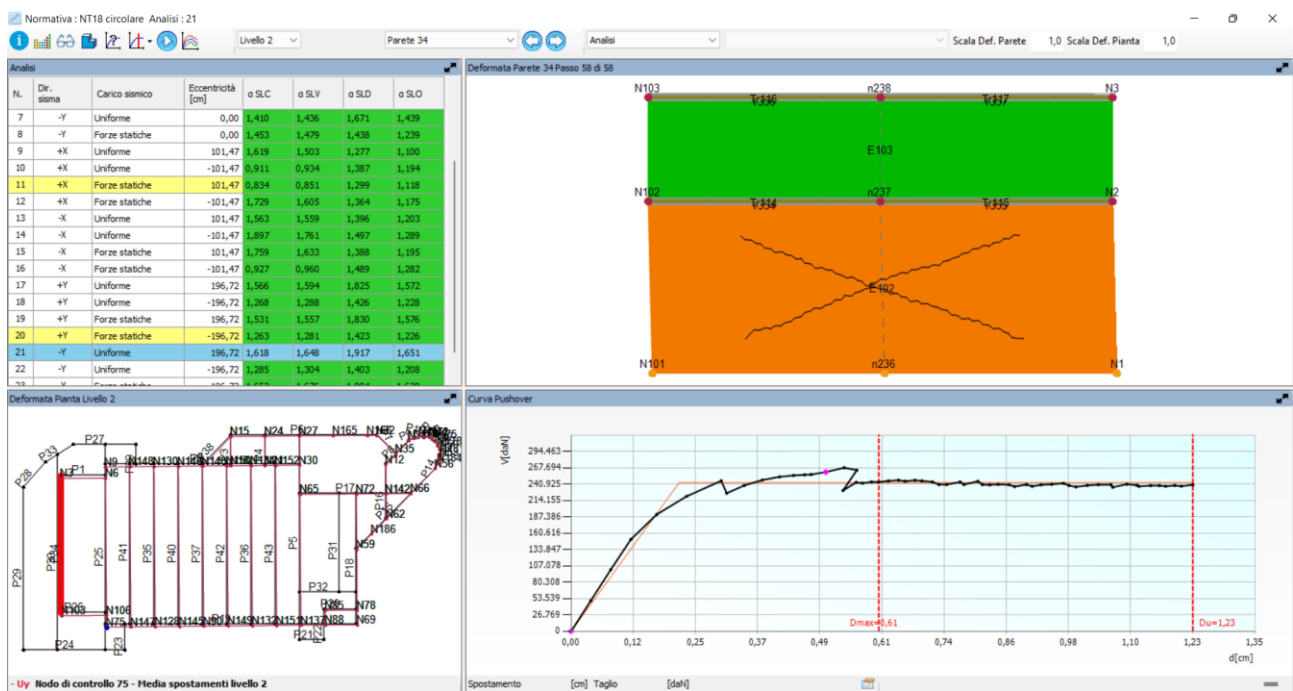


Figura 41 – deformate e curva analisi 21

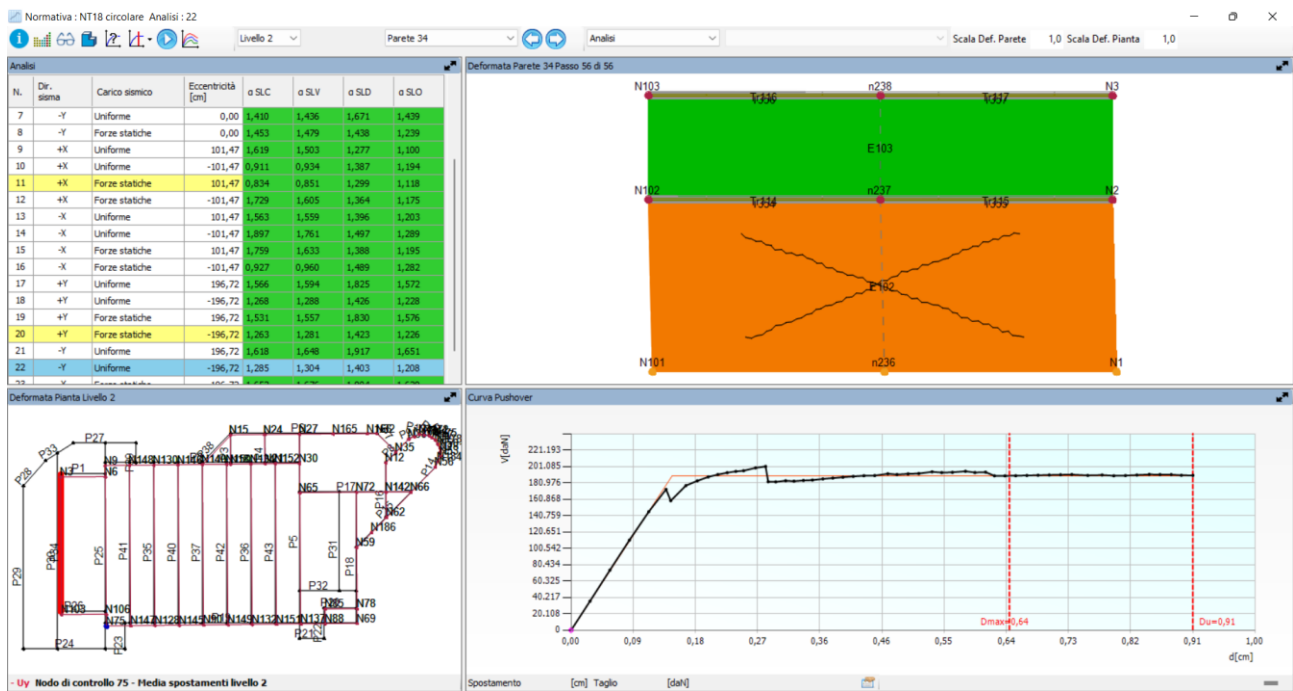


Figura 42 – deformate e curva analisi 22

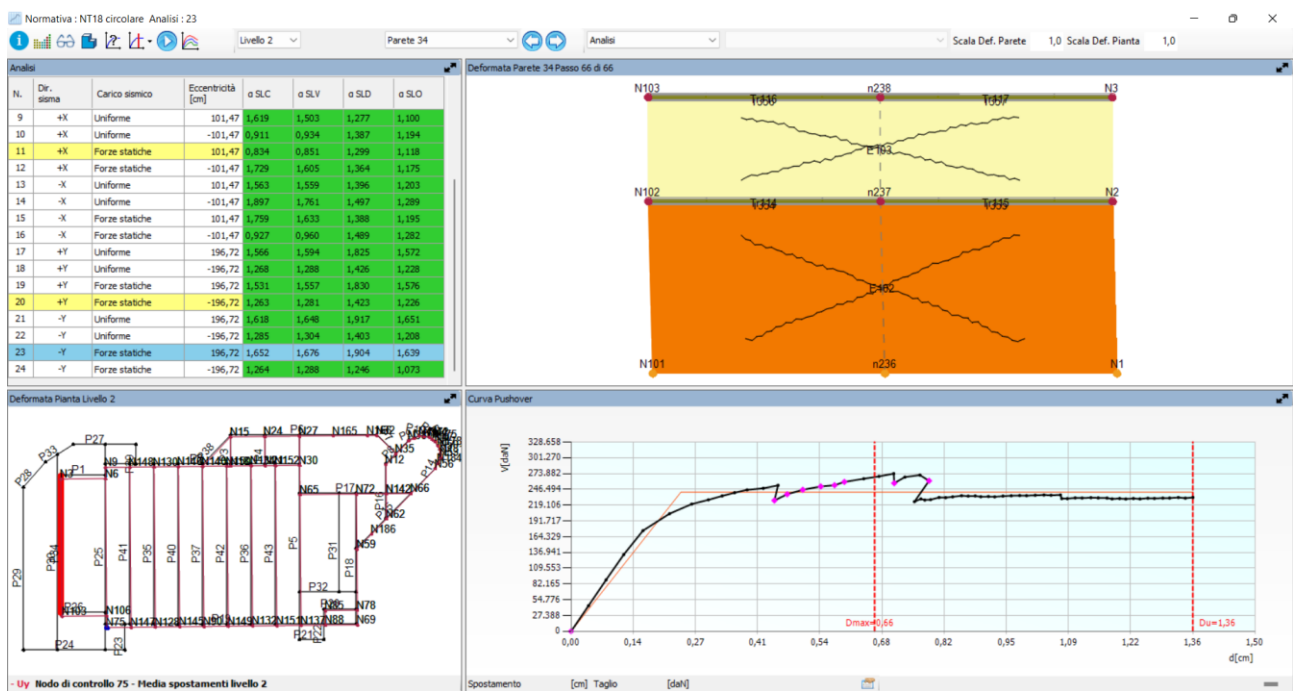


Figura 43 – deformate e curva analisi 23

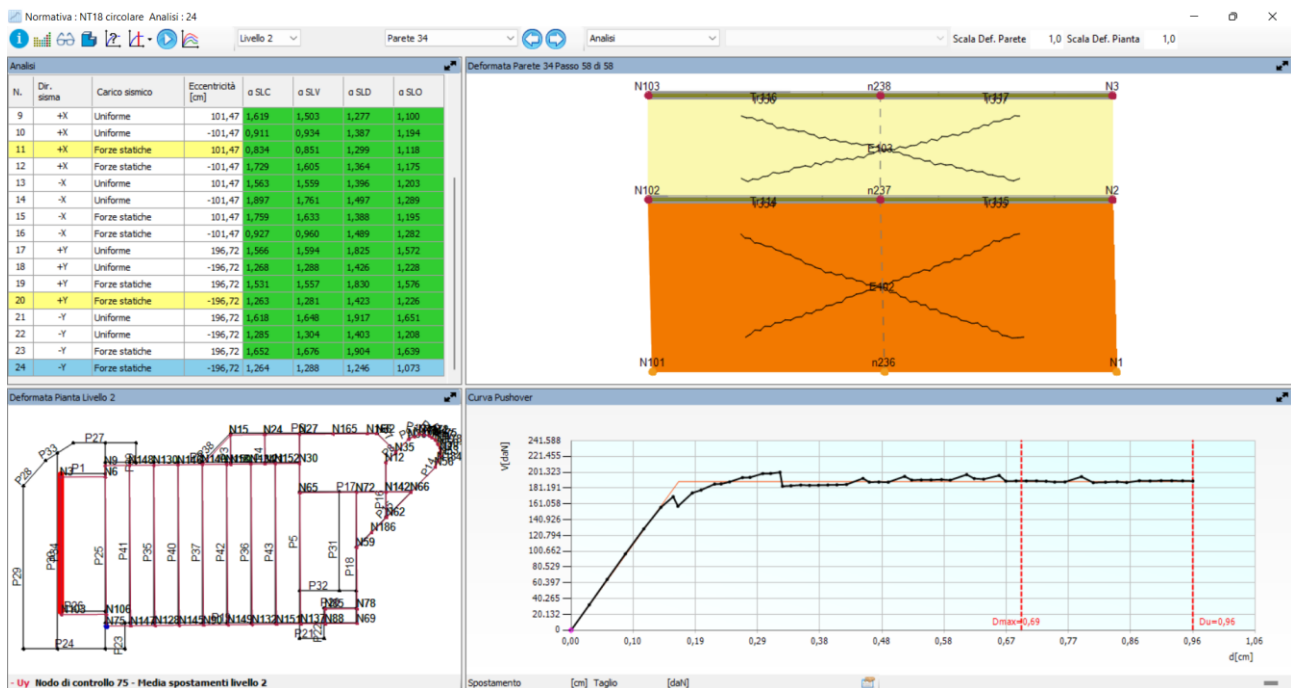


Figura 44 – deformate e curva analisi 24

10 Modello di calcolo strutturale

La copertura a volta, realizzata in travetti e pignatte, è sprovvista di cappa armata all'estradosso pertanto nella direzione ortogonale ai travetti non è possibile considerare la copertura come rigida. E' stato deciso quindi di controventare la copertura inserendo un sistema di bandelle metalliche (in modo da non incrementare i carichi) vincolate ai cordoli perimetrali e alle tre travi rompitratta presenti sul solaio.

E' stato realizzato un ulteriore modello di calcolo eseguendo un'analisi statica equivalente del corpo principale allo scopo di individuare le sollecitazioni agenti sui controventi.

Le analisi si sono condotte utilizzando un modello ad elementi finiti elastico lineare risolto con il codice calcolo Prosap v.20.11.00.

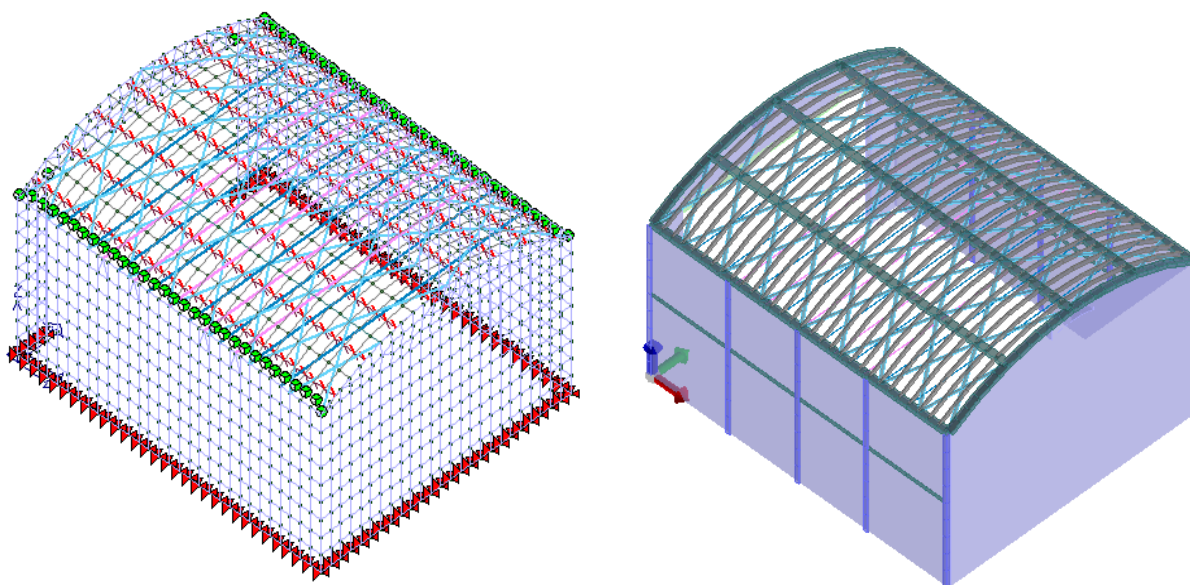


Figura 45 – modello di calcolo

10.1 Tabella: casi di carico e combinazioni sismiche

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
5	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
6	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
7	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
8	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
14	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
15	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
16	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
17	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
18	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
19	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
20	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7

Cmb	Tipo	Sigla Id
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9
10	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34
35	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 35
36	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 36
37	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 37
38	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 38
39	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 39
40	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 40
41	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 41
42	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 42
43	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43
44	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44
45	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45
46	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46
47	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47
48	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 67
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 68
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 69
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 70
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 71
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 72
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 73
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 74
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 75
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 76
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 77
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 78
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 79
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 80

Cmb	Tipo	Sigla Id
81	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 81
82	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 82
83	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 83
84	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 84
85	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 85
86	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 86
87	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 87
88	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 88
89	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 89
90	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 90
91	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 91
92	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 92
93	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 93
94	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 94
95	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 95
96	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 96
97	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 97
98	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 98
99	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 99
100	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 100
101	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 101
102	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 102
103	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 103
104	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 104
105	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 105
106	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 106
107	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 107
108	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 108
109	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 109
110	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 110
111	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 111
112	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 112
113	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 113
114	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 114
115	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 115
116	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 116
117	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 117
118	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 118
119	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 119
120	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 120
121	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 121
122	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 122
123	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 123
124	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 124
125	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 125
126	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 126
127	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 127
128	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 128
129	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 129
130	SLU	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 130

10.2 Risultati analisi simiche

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

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

parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

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

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

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2.0	100.0	B	T1

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

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

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

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

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

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

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

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	10.241	45.476	
12497	10.216	45.440	4.438
12498	10.287	45.442	5.195
12276	10.284	45.492	3.783
12275	10.213	45.490	2.672

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	60.0	0.058	2.482	0.245
SLD	63.0	101.0	0.076	2.450	0.260
SLV	10.0	949.0	0.194	2.439	0.276
SLC	5.0	1950.0	0.250	2.429	0.286

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.058	1.200	2.482	0.807	0.119	0.357	1.832
SLD	0.076	1.200	2.450	0.911	0.125	0.374	1.903
SLV	0.194	1.200	2.439	1.451	0.131	0.393	2.376
SLC	0.250	1.157	2.429	1.640	0.135	0.404	2.601

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.379 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.655
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.379

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.379 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.655
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.379

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.379 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.655
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.379

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.379 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.655
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.379

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.223 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.223

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.223 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.223

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.223 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.223

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.223 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.223

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
13	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.173 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.173

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
14	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.173 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.173

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
15	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.173 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.173

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
16	Esk	CDC=Es (statico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.173 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Se(T1): 0.173

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
17	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.157
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.469 g

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.673
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.469

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
18	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.157
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.469 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.673
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.469

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
19	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.157
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.469 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.673
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.469

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
20	Esk	CDC=Es (statico SL CO) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.157
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.469 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.300 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.673
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 0.850
			ordinata spettro Sd(T1): 0.469

10.3 Verifica controventi

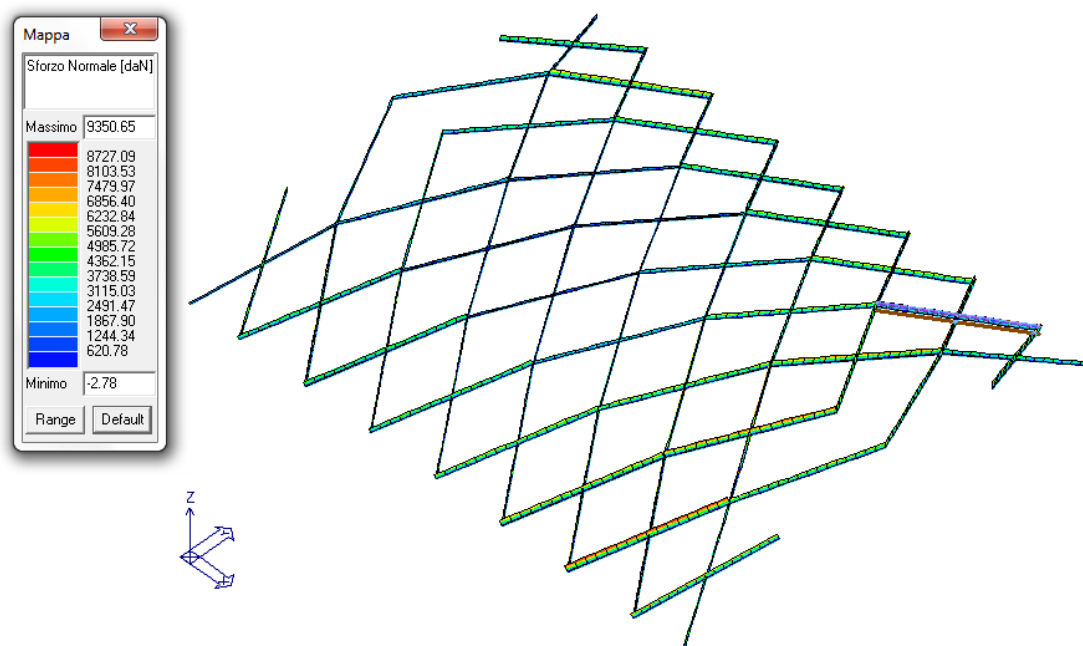


Figura 46 – Involuppo sforzo normale controventi (93,5 KN)

I controventi di copertura sono costituiti da quattro nastri metallici, acciaio S355, di spessore 1,5 mm disposti come mostrato nel dettaglio di seguito riportato.

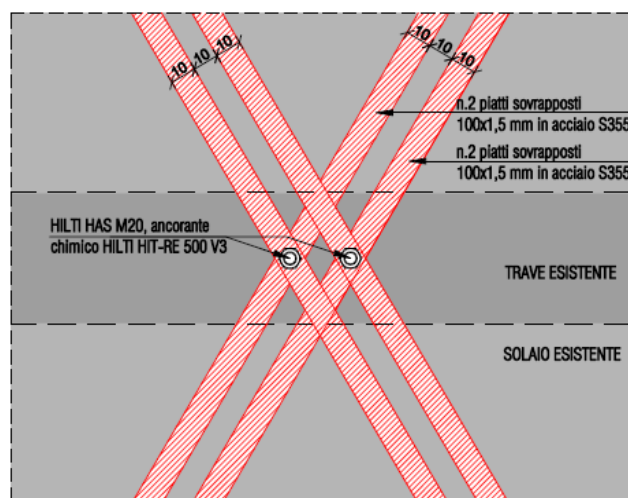


Figura 47 – Disposizione controventi

10.3.1 Verifica a trazione

Ogni nastro metallico è soggetto a:

$$N_{sd}=93,5/4=23,375 \text{ KN}$$

$$N_{rd}=355/1,05 \times 100 \times 1,5=50,714 \text{ KN}$$

$$N_{sd}/N_{rd}=0,46$$

10.3.2 Verifica rifollamento

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8,8 diametro d: 20 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 94,08 kN

Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 141,1 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 23,375 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,248 + 0 = 0,248$$
 OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u : 510 N/mm²

spessore t: 1,5 mm

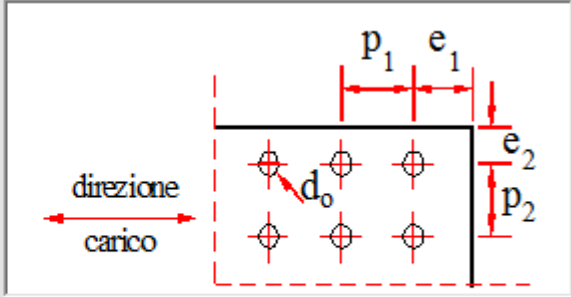
diametro foro d_o : 22 mm

distanze bordo e_1 : 66 e_2 : 33

passo p_1 : 82,5 p_2 : 66

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 30,6 kN Osservazioni



$$F_{b,Rd} > 23,375$$

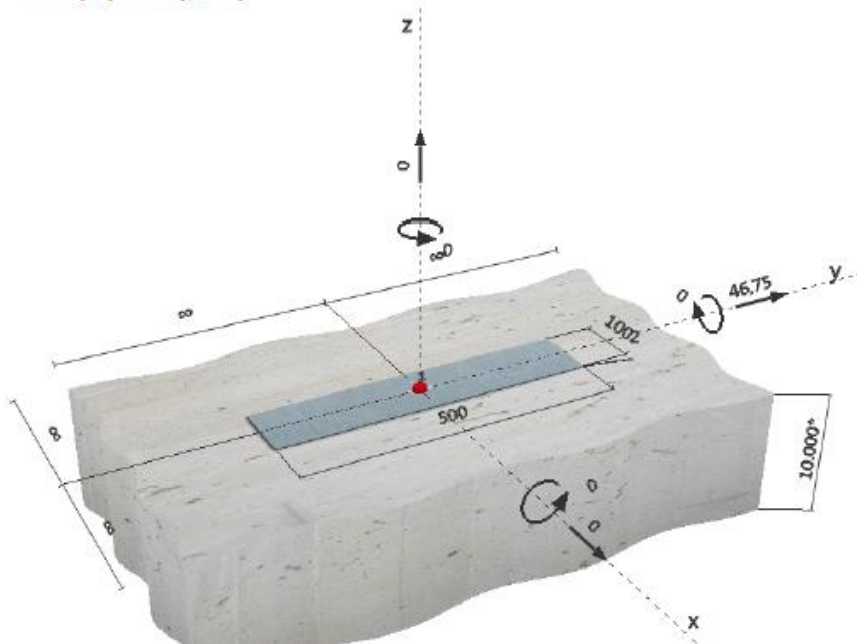
10.3.3 Verifica tasselli di ancoraggio

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M20
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,acc} = 150 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst} = - \text{mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Valido:	12/07/2017 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 2 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_a \times l_p \times t = 100 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,calce} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leftrightarrow 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

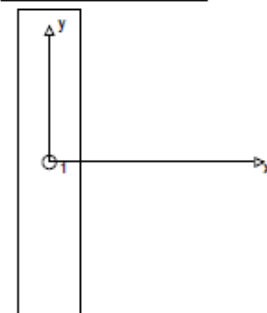
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	46,750	0,000	46,750

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfiliamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	46,750	78,400	60	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	46,750	96,598	49	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione ***	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Ed,s}$ [kN]	$\gamma_{Ed,s}$	$V_{Ed,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,250	78,400	46,750

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$e_{tr,N}$ [mm]	k-factor	k_s
202500	202500	225	450	2,000	7,200
$e_{s1,N}$ [mm]	$\gamma_{ac1,N}$	$e_{s2,N}$ [mm]	$\gamma_{ac2,N}$	$\gamma_{s,N}$	$\gamma_{s,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Ed,s}$ [kN]	$\gamma_{Ed,s}$	$V_{Ed,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
72,449	1,500	96,598	46,750		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	0,000 [kN]	δ_{sk}	=	0,000 [mm]
V_{sk}	=	34,630 [kN]	δ_{sk}	=	1,385 [mm]
			δ_{sk}	=	1,385 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	0,000 [kN]	δ_{sk}	=	0,000 [mm]
V_{sk}	=	34,630 [kN]	δ_{sk}	=	2,078 [mm]
			δ_{sk}	=	2,078 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

10.4 Verifica catene copertura

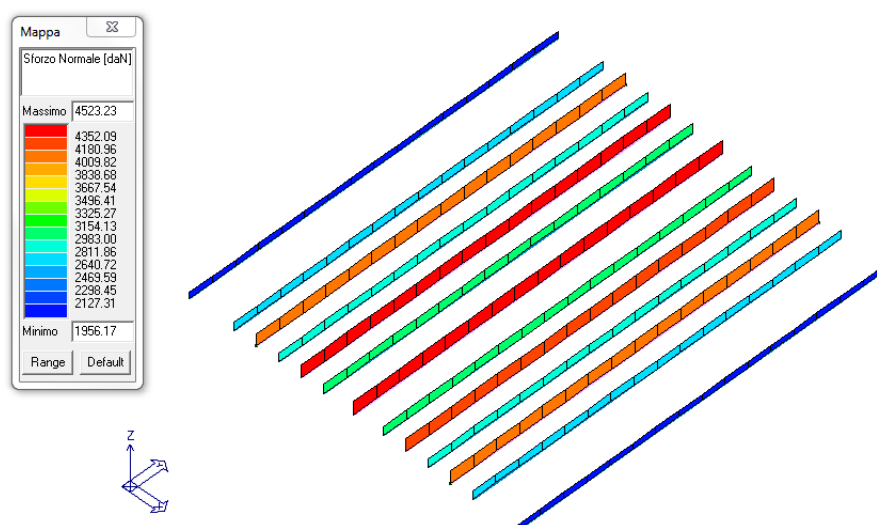


Figura 48 – Involuppo sforzo normale catene (45,23 kN)

Il progetto prevede l'inserimento di nuove catene a supporto di quelle esistenti.

Verifica a trazione

$$N_{sd}=45,23 \text{ KN}$$

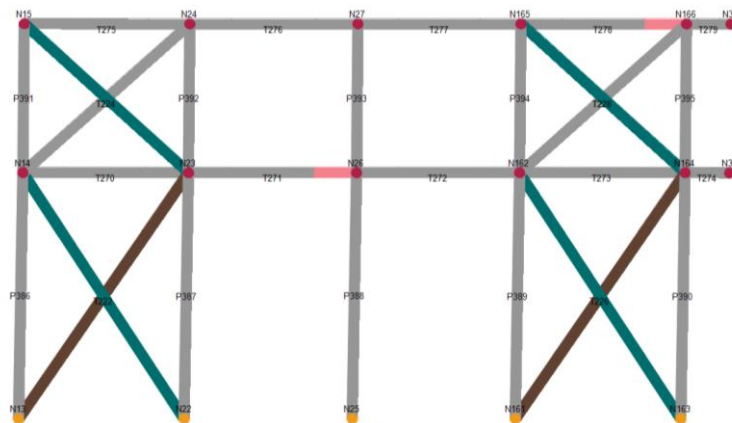
$$N_{rd}=275/1,05 \times 315=82,5 \text{ KN}$$

$$N_{sd}/N_{rd}=0,55$$

10.5 Controventi verticali

Il dimensionamento dei controventi verticali è stato condotto ricavando le sollecitazioni dal modello di calcolo non lineare dove l'analisi n.12 direzione X è quella che massimizza le azioni.

Risultati Parete 6							
C	Nodo I	Nodo J	N [daN]	Ti [daN]	Tj [daN]	Mi [daNcm]	Mj [daNcm]
221	13	23	4.211	0	0	10	9
222	14	22	0	0	0	0	0
223	14	24	2.823	0	0	-1	2
224	15	23	0	0	0	0	0
225	161	164	4.212	0	0	10	9
226	162	163	0	0	0	0	0
227	162	166	2.972	0	0	3	3
228	165	164	0	0	0	0	0

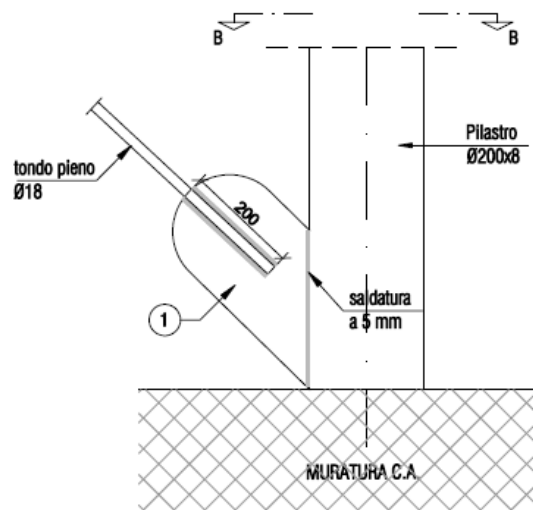


L'azione massima di trazione risulta essere $N_{rd}=42,11 \text{ KN}$ su controvento realizzato con un profilato tondo pieno $\Phi 18$.

$$N_{rd}=275/1,05 \times 254=66,5 \text{ KN}$$

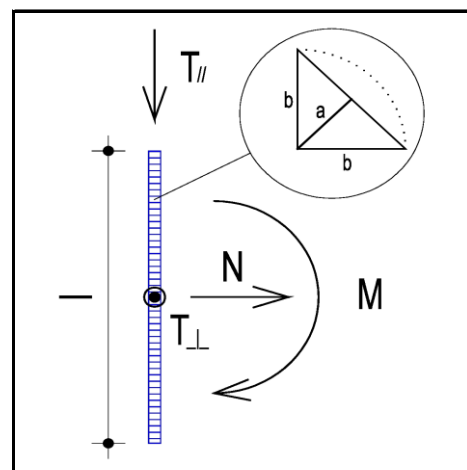
$$N_{sd}/N_{rd}=0,63$$

10.5.1 Verifica saldature



Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	42110
T_{\perp} (N)	0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	7
l (mm)	200
n° cordoni	2
γ_{M2}	1,25
a (mm)	4,95



f_{yk} (N/mm ²)	275
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0,85
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	233,657
$F_{T//}$ (N/mm)	105,275
$F_{T\perp}$ (N/mm)	0,000

$F_{T\text{TOT}}$ (N/mm)	105,275
$F_{\perp N}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp\text{TOT}}$ (N/mm)	0,000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	105,275
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1156,543

S/R	OK
0,091	

10.6 Verifica ancoraggio controsoffitto

Il controsoffitto in fibra minerale sarà installato tramite pendini metallici $\Phi 4$ ad interasse non maggiore di 1,2 m in entrambe le direzioni. L'area di influenza di ciascun pendino sarà quindi di 1,44 mq.

Ogni pendino sarà tassellato ai travetti in cls del solaio tramite connettori tipo Hilti HUS3 H.

Carico agente su ogni tassello:

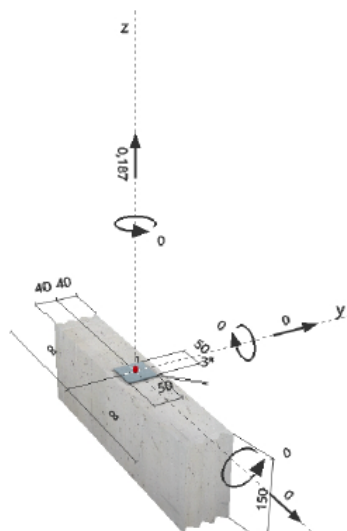
$$N = 10 \text{ daN/mq} \times 1,44 \text{ mq} \times 1.3 = 18,7 \text{ daN}$$

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HUS3-H 8 h_nom3
Return period (service life in years):	50
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 55 \text{ mm}$, $h_{nom} = 70 \text{ mm}$
Materiale:	1.5525
Certificazione No.:	ETA-13/1038
Emesso l Valido:	28/07/2020 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Meccanico+ Sismico (Section 9, Annex C)
Categoria di performance sismica:	C2
Tipologia di verifica sismica:	9.2 (3) a1) Gerarchia delle resistenze
Percentuale di carico sismico $\leq 20\%$:	no
Spostamenti massimi richiesti per l'SLD:	Carico di trazione $\delta_{N,req(DLS)} = 0,35 \text{ mm}$, Carico di taglio $\delta_{V,req(DLS)} = 3,93 \text{ mm}$
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 3 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,0,1} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 150 \text{ mm}$, fattore di sicurezza materiale parziale $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

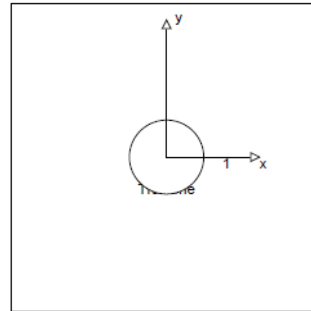
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,187	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,187 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1, Allegato C, Sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0,187	28,000	1	OK
Rottura per sfilamento*	0,187	2,133	9	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	0,187	3,646	6	OK
Fessurazione**	0,187	4,222	5	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s,eq}$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,s,eq}$ [kN]		
39,200	1,000	1,000	39,200		
$\gamma_{M,s,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,s,eq,red}$ [kN]
1,400	28,000	0,187	0,35	0,35	28,000

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p,eq}$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,p,eq}$ [kN]	$\psi_{s,eq}$	$\gamma_{M,p,eq}$
3,200	1,000	1,000	3,200	1,000	1,500
$N_{Rd,p,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,p,eq,red}$ [kN]	
2,133	0,187	0,35	0,35	2,133	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{gr,N}$ [mm]	$s_{gr,N}$ [mm]	$f_{c,gy}$ [N/mm ²]		
13.176	27.126	82	165	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,846	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,c,eq}$ [kN]
0	1,000	7,700	15,661	1,000	0,850	5,468
$\gamma_{M,c,eq}$	$N_{Rd,c,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,c,eq,red}$ [kN]	
1,500	3,646	0,187	0,35	0,35	3,646	
Group anchor ID						
1						

Group anchor ID
1

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{gr,sp}$ [mm]	$s_{gr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,gy}$ [N/mm ²]	
13.600	28.900	85	170	1,000	25,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,841	1,000	7,700
$N_{Rk,sp}$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,sp,eq}$ [kN]	$\gamma_{M,sp,eq}$	$N_{Rd,sp,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]
16,000	1,000	1,000	6,334	1,500	4,222	0,187
$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,sp,eq,red}$ [kN]				
0,35	0,35	4,222				
Group anchor ID						
1						

Group anchor ID
1

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2, Allegato C, Sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo ρ_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- Per la corretta scelta della categoria di performance sismica si controlla la normativa nazionale di riferimento.
- In generale, le condizioni descritte nell'ETAG 001, Allegato C, sezione 4.2.2.1 e 4.2.2.3 b) non sono soddisfatte poiché il diametro del foro nella piastra prescritto dall'Allegato 3, Tabella 3 risulta essere più elevato del valore dato nell'Allegato C, Tabella 4.1 per il corrispondente diametro dell'ancorante. Di conseguenza la resistenza di progetto del gruppo di ancoranti viene limitata ad un valore massimo pari al doppio della resistenza dell'acciaio, in conformità con la certificazione.
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\rho_{re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30$ mm
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

10.7 Verifica solaio in lamiera grecata

Il solaio è costituito da una lamiera grecata Hi bond dello spessore di 0,7 mm e da una cappa collaborante in cls C25/30 dello spessore di 4,5 cm per un'altezza totale del solaio di 10 cm.

	kN/m ²
Carichi permanenti	
Peso proprio solaio + permanenti G1	1,90
permanent G2	1,50
Tot.	3,40
Carichi variabili (Q)	
Variabili cat C4	5,00

La luce di calcolo del solaio è pari a 1.15 m, come da tavola seguente il solaio in oggetto ha un sovraccarico utile su una luce di 1,88 m pari a 12 KNmq, maggiore del sovraccarico di progetto.

TIPO A 55/P 600 - HI-BOND

HI-BOND TYPE A 55/P 600

Luce massima in metri per solai HI-BOND - Max spans in meters - Max entr'axes en metres -

Max spannweite in Metern

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement répartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²														
		<div><div>p</div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></</div></div></div>														

11 Conclusioni

L'edificio in studio ospita spazi destinati a pubblico spettacolo di gestione comunale, è il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in epoche diverse ed è costituita dalla presenza di un corpo centrale al quale sono stati accostati due corpi di fabbrica successivi.

Non è stato possibile reperire le pratiche (progetti, relazioni) inerenti il corpo originario, ma si è potuto stabilire che è ante 1981 in quanto in tale anno sono stati eseguiti lavori di ristrutturazione del teatro comunale (Prot.007899 del 17/12/1981). Tali lavori hanno riguardato principalmente l'ammodernamento estetico ed impiantistico e solo marginalmente hanno interessato la struttura. Successivamente tra il 1987 e il 1988 sono stati eseguiti lavori di ampliamento del fabbricato con l'aggiunta di corpi di fabbrica addossati al corpo principale. Tali opere sono denunciate al G.C. di Brescia prot.40305 del 23/02/1987 e collaudate in data 11/04/1988 prot.40305.

Le strutture dell'immobile non presentano segni di degrado, non vi sono tracce evidenti di lesioni, cedimenti fondazionali o armature esposte pertanto l'edificio dal punto di vista strutturale può considerarsi in buono stato di conservazione.

Per quanto concerne l'U.S.1 le analisi condotte hanno permesso di constatare l'impiego di una tipologia muraria che per sua conformazione ravvisa l'assenza di idonei dispositivi che assicurino un efficace collegamento della scatola muraria, in particolare il laterizio da 8 cm posto verso l'esterno del fabbricato induce meccanismi locali di ribaltamento fuori piano non efficacemente inibito. L'intervento proposto con intonaco armato oltre migliorare i parametri meccanici della muratura garantisce un idoneo ritegno all'attivazione dei meccanismi locali di collasso.

In copertura è stato predisposto un sistema di controventi per riportare le azioni orizzontali sui maschi murari non essendo presente una cappa armata all'estradosso.

Per limitare gli spostamenti sono stati introdotti due ordini di controventi sul prospetto principale del fabbricato dove negli anni 87/88 è stato eseguito l'ampliamento su pilastri in acciaio.

L'insieme di tutti questi interventi hanno permesso di portare l'indice di vulnerabilità a $\zeta_E = 0,8$ che come previsto dalla circolare al punto C8.4.3 è ammesso non raggiungere il valore unitario.

12 Software di calcolo utilizzati

Titolo: 3 Muri

Autore: STADATA structural software

Produttore: STADATA structural software

Versione: 12.2.1.9

Licenza: 41250 intestata a Ing. Carlo Vicentini, ing. Pietro Mazzara.

Titolo: Prosap

Autore: 2Si Software e servizi per l'ingegneria

Produttore: 2Si Software e servizi per l'ingegneria

Versione: 22.5.0

Licenza: dsi2936 intestata a Ing. Carlo Vicentini, Brescia.

Sono disponibili "online" nella sezione "Benchmark" numerosi tests in cui i risultati del calcolo di semplici strutture, condotti con i software in oggetto, sono confrontati con i risultati teorici presenti in riconosciute pubblicazioni internazionali.

13 Giudizio motivato di affidabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.