



Università degli Studi di Napoli “Federico II”
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Costruzioni in Muratura
Anno Accademico 2023 – 2024

**Progetto di miglioramento sismico di un aggregato residenziale
ad Atella (PZ)**

Relazione di accompagnamento

Docente

Prof. Ing. Antonio **Formisano**

Tutor

Ing. Arch. Roberta **Di Chicco**

Studenti

Giorgia **Ariante** – N52/711

Riccardo Maria **Polidoro** – N52/712

Sommario

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA: ANALISI STORICO-CRITICA (Punto 8.5.1 della NTC 18)	1
2. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	3
Materiali nuovi	3
Materiali esistenti	4
5. ANALISI DEI CARICHI	9
Solai	9
Volte	10
Coperture	11
Azioni sismiche	11
Definizione degli spettri di riferimento	12
6. PROGETTO DELL'INTERVENTO (par. 8.7.5 della NTC18)	18
6.1 Generalità	18
6.2 Modello di calcolo <i>ante operam</i>	19
6.3 Combinazioni di carico	19
6.2.1 Riferimenti grafici del modello	20
6.4 Verifiche strutturali	29
6.5 Analisi globali sulla struttura originaria (<i>ante operam</i>)	30
6.6 Valutazione dei maschi murari più danneggiati nelle analisi pushover del modello <i>ante operam</i>	40
Analisi sismica n. 12, in direzione X	40
Analisi sismica n. 23, in direzione Y	46
6.7 Progetto degli interventi	56
Alternativa progettuale 1	56
6.8 Analisi globali sulla struttura post-intervento (modello <i>post operam</i>)	59
Alternativa progettuale 1	59
6.9 Conclusioni	64
7. Valutazione PAM e IS-V del modello <i>ante e post operam</i>	64
7.1 Metodo convenzionale	65

7.2 Valutazione PAM e IS-V del modello <i>ante operam</i>	68
7.3 Valutazione PAM e IS-V del modello <i>post operam</i>	69
8. Alternativa progettuale 2	71

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA: ANALISI STORICO-CRITICA (Punto 8.5.1 della NTC 18)

L'oggetto della presente relazione è il progetto di adeguamento sismico e miglioramento energetico di un aggregato di civile abitazione ubicato ad Atella.

Per definire una corretta modellazione del sistema strutturale e dello stato di sollecitazione su di esso agente è fondamentale ricostruire il suo processo di realizzazione e tutte le modificazioni subite nel corso del tempo, nonché considerare tutti gli eventi che l'hanno interessato. L'analisi storico-critica è dunque finalizzata a conoscere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado e le trasformazioni subite dall'aggregato rispetto al suo assetto originario.

L'aggregato edilizio in esame nasce in posizione isolata rispetto ai fabbricati circostanti ed è realizzato in muratura portante, struttura tipica dell'epoca di costruzione (stratificata fino a interventi di rinnovamento degli anni '80 e '90, conseguenti al terremoto del 1980). L'aggregato presenta una pianta composta da due blocchi rettangolari connessi in corrispondenza di una delle teste da un elemento trasversale di 6.4 m di larghezza, con dimensioni complessive di 28.5 m per 40.4 m e si articola principalmente su due livelli fuori terra, con alcune porzioni di appena un livello e una sopraelevazione nel blocco orientale.



Figura 1: Vista di scorcio dell'aggregato da via Giustino Fortunato (Ovest)

Le strutture portanti verticali dell'aggregato sono costituite perlopiù da muratura in pietrame irregolare con spessore variabile tra i 70 e i 120 cm, con un'addizione in muratura in blocchi di tufo di 50 cm ed un ridotto intervento in muratura di laterizi forati di 35 cm. L'aggregato presenta orizzontamenti realizzati principalmente con solai lignei, con orizzontamenti in putrelle e tavelloni nelle addizioni con travi HE140 in acciaio S275 e soletta non collaborante di spessore 6 cm. La copertura è analogamente realizzata con una struttura a falde inclinate con travi in legno o putrelle e tavelloni e manto di copertura con tegole.

Lo stato di degrado e le caratteristiche meccaniche delle strutture sono state desunte esclusivamente da rilievi visivi, implicando un livello di conoscenza LC1.

Il rilievo strutturale dell'aggregato (Punto 8.5.2 delle NTC 18) è riportato nella tavola di rilievo dello stato di fatto ed è allegato alla presente relazione. Risulta che l'aggregato si compone a sua volta di tre unità strutturali: un blocco in linea a Sud, parte del blocco a "C" – posizionato a Nord – e la restante parte del blocco a "C", costituita da un blocco a torre più alto e distinguibile in virtù delle finiture sulle superfici.



Il blocco addizionale, di epoca recente.

2. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI

Gli interventi previsti per il fabbricato oggetto della presente relazione sono finalizzati al miglioramento sismico dello stesso e riguardano il rinforzo delle volte e dei pannelli murari.

Avendo rilevato che l'aggregato è principalmente composto da edilizia storica in disuso e soggetta a degrado, è stata definita una campagna diffusa di interventi sulla muratura irregolare in condizioni di malta scadente, prevedendo iniezioni di nuove miscele leganti per migliorare il comportamento monolitico dei pannelli murari e interventi di ristilatura armata con connessione dei paramenti per incrementarne la rigidezza. Riscontrando nei locali abbandonati orizzontamenti lignei privi di soletta e strutture spingenti, si è inoltre previsto un intervento di irrigidimento delle volte tramite cappa armata in calcestruzzo per incrementare la rigidezza di piano e il grado di incastro tra le pareti adiacenti a detti elementi spingenti.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura nello stato di fatto e nello stato di progetto sono state

condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”: Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **CNR 10024/86** – “Analisi di strutture mediante elaboratore”.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988** – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- **Decreto Ministeriale Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 Suppl. Ord.) “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni» di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Materiali nuovi

L'intervento è stato attuato attraverso l'impiego di materiali analoghi ai materiali esistenti per massimizzare la compatibilità con quanto già in opera. Si prevede l'impiego di:

- Calcestruzzo C 25/30;
- Barre di armatura in acciaio B450C;
- Boiaccia di calce.

Si ottiene un aumento delle prestazioni per la muratura in pietrame irregolare, classificata come MUR1:

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm ²]	Eh [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	fm [N/cm ²]
MUR1	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	2.262,00	2.262,00	754,00	19	320,00

Materiali esistenti

La conoscenza delle caratteristiche meccaniche e dello stato di degrado delle strutture portanti del fabbricato sono stati desunti da verifiche visive. In accordo alle indicazioni delle NTC 18, sulla base delle indagini condotte, non è stato possibile raggiungere un livello di conoscenza superiore al LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1,35$. Si riassumono di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Muratura

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm ²]	Eh [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	fm [N/cm ²]
MUR1	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	870,00	870,00	290,00	19	100,00
MUR2	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	1.410,00	1.410,00	450,00	16	200,00
MUR3 ampliamento	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	1.500,00	1.500,00	500,00	18	260,00

Nome	fk [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	FC	γ _m
MUR1	51,85	1,80	1,35	3,00
MUR2	103,70	4,00	1,35	3,00
MUR3 ampliamento	134,81	5,00	1,35	3,00

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]	γ _c	α _{cc}
C25/30	31.476,00	13.115,00	25	33,0	25,0	1,50	0,85

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,0	450,0	1,15

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
S 235 (t ≤ 40mm)	210.000,00	80.769,00	79	253,0	235,0	1,05

Legno

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{wm} [N/mm ²]	f _{wk} [N/mm ²]	γ _w
ANS1 Conifere. pioppo (Abete Nord 1)	12.000,00	750,00	4	41,0	29,0	1,50

Le proprietà meccaniche della muratura sono desunte dal programma di calcolo, riferito a sua volta alla tabella 1.10 delle NTC 2018, riportata di seguito, considerando una muratura in pietrame disordinata in condizioni di malta scadente, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati e muratura non consolidata.

Tabella 1.10 – Tipologie e parametri meccanici delle murature (1-6 murature storiche)

TIPOLOGIA MURATURA	f_m (daN/cm ²)	τ_θ (daN/cm ²)	E (daN/cm ²)	G (daN/cm ²)	W (daN/m ²)
	min-max	min-max	min-max	min-max	min-max
1. Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	10	0,20	6900	2300	1900
	18	0,32	10500	3500	
2. Muratura a conci sbozzati, con para- mento di limitato spessore e nucleo interno	20	0,35	10200	3400	2000
	30	0,51	14400	4800	
3. Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	26	0,56	15000	5000	2100
	38	0,74	19800	6600	
4. Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarene, ecc)	14	0,28	9000	3000	1600
	24	0,42	12600	4200	
5. Muratura a blocchi lapidei squadrati	60	0,90	24000	7800	2200
	80	1,20	32000	9400	
6. Muratura in mattoni pieni e malta di calce	24	0,60	12000	4000	1800
	40	0,92	18000	6000	

Più in generale, le resistenze meccaniche dei materiali impiegati sono state determinate in base ai valori medi di norma, secondo le prescrizioni della vigente Normativa. Quest'ultima prescrive che, nel caso di strutture esistenti nello stato di fatto, la resistenza dei materiali da impiegare, sia per meccanismi duttili che fragili, è pari a:

$$R_d = \frac{R_{m,k}}{\gamma_M FC};$$

dove:

- $R_{m,k}$ = resistenza media (ottenute dalle prove in sito) o caratteristica (in assenza di indagini);
- FC = fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto.

Se $R_{m,k}$ identifica il valore caratteristico della resistenza della muratura, il coefficiente parziale di sicurezza γ_M adottato per carichi verticali è pari a 3. In condizioni sismiche tale coefficiente viene assunto, come da indicazioni normative, pari a 2.4.

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

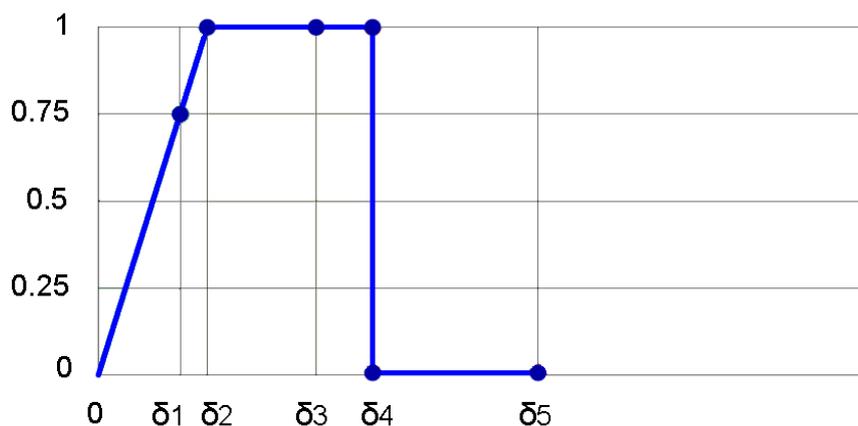
Le caratteristiche principali sono:

- 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 (δ_u) 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.

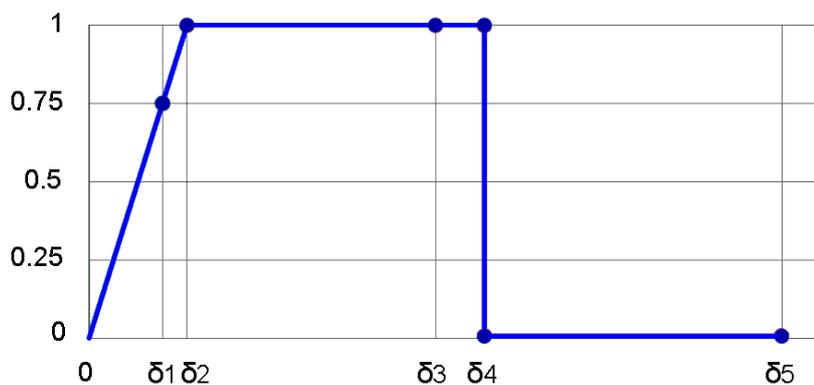
Maschio con meccanismo a taglio



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 pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per pressoflessione
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per pressoflessione
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per pressoflessione
$\delta_5 - \infty$	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.

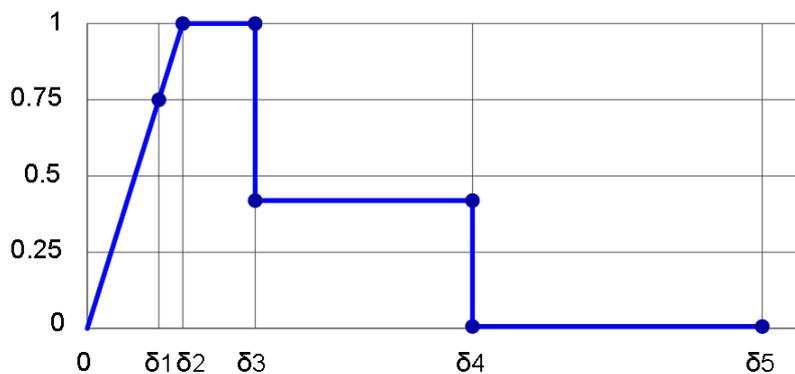
Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

- 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 resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)

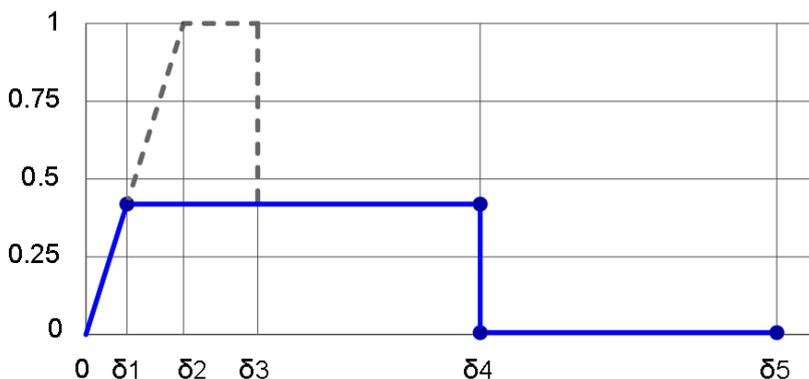
Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)



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

- δ_1 : $0.75 * \delta_2$
- δ_2 : deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite
- δ_3 : 0.005
- δ_4 : 0.015
- δ_5 : $2 * \delta_4$ Questa deformazione rappresenta lo stato di "crisi grave" non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)



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

- δ_4 : 0.015
- δ_5 : $2 * \delta_4$ Questa deformazione rappresenta lo stato di “crisi grave” non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

Questo tipo di legame è prodotto limitando il legame multilineare alla resistenza residua.

5. ANALISI DEI CARICHI

Solai

Si riporta il dettaglio dell'analisi dei carichi per i singoli solai.

N. Solaio	Posizione	Gk1 [daN/m ²]	Gk2 [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
21	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
22	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
23	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
24	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
26	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
27	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
29	Livello 3 (+650 [cm])	151	350	200	Si	1,00	0,30
30	Livello 3 (+650 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
1	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
2	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
5	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
6	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
7	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
8	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
9	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
10	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
11	Livello 1 (+300 [cm])	151	350	200	Si	1,00	0,30
12	Livello 1 (+300 [cm])	151	350	200	Si	1,00	0,30
16	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
17	Livello 1 (+300 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
18	Livello 2 (+380 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
19	Livello 2 (+380 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30
20	Livello 2 (+380 [cm])	37	262	200	Si	1,00	0,30

Volte

Si riporta il dettaglio dell'analisi dei carichi per le singole volte a crociera.

N. Volta	Posizione	Gk1 [daN/m ²]	Gk2 [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]	Carico dominante	ψ0	ψ2
13	Livello 1 (+300 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
20	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
21	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
22	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
23	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
24	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
25	Livello 3 (+650 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
26	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
27	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
28	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
29	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
30	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
31	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
32	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
33	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
34	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
35	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
36	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30
37	Livello 2 (+380 [cm])	229	250	200	Si	1,00	0,30

Coperture

Si riporta il dettaglio dell'analisi dei carichi per le singole falde della copertura.

N. Falda	Posizione	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
35	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
36	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
37	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
38	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
39	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
40	Livello 4 (+900 [cm])	223	300	200	Si	1,00	0,00
41	Livello 4 (+900 [cm])	223	300	200	Si	1,00	0,00
42	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
43	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
44	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
45	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
46	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
47	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
1	Livello 1 (+300 [cm])	201	300	200	Si	1,00	0,00
2	Livello 1 (+300 [cm])	151	300	200	Si	1,00	0,00
3	Livello 1 (+300 [cm])	151	300	200	Si	1,00	0,00
4	Livello 1 (+300 [cm])	151	300	200	Si	1,00	0,00
5	Livello 1 (+300 [cm])	151	300	200	Si	1,00	0,00
6	Livello 1 (+300 [cm])	151	300	200	Si	1,00	0,00
8	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
10	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
11	Livello 3 (+650 [cm])	225	280	200	Si	1,00	0,00
12	Livello 3 (+650 [cm])	225	280	200	Si	1,00	0,00
13	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
16	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
18	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
48	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
49	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
19	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
20	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
21	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
22	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
23	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
24	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
25	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
26	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
27	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
28	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
29	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
30	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
31	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
32	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00
33	Livello 3 (+650 [cm])	37	29	200	Si	1,00	0,00

Azioni sismiche

Essendo l'opera di tipo ordinario, si considera, in accordo alle NTC 2018, una costruzione di tipo 2 con vita nominale $V_N \geq 50$ anni e classe d'uso II, che implica un $C_u=1$. Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica è:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50$$

Definizione degli spettri di riferimento

Lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è un grafico che riporta, in funzione del periodo naturale di vibrazione di una costruzione ipotizzata a comportamento indefinitamente elastico, l'accelerazione massima che subirà quando sarà investita da un evento sismico con una data probabilità di accadimento.

La forma dello spettro di risposta e i valori delle accelerazioni sismiche dipendono dai seguenti parametri:

- la pericolosità del sito, calcolata in funzione delle sue coordinate geografiche (latitudine e longitudine). Tutti i dati sulla pericolosità sismica del sito sono contenuti negli allegati A e B delle vecchie NTC2008, riferiti ad un reticolo composto da ben 10751 punti che ricopre tutto il territorio nazionale;
- la categoria di sottosuolo (la Normativa Tecnica ne prevede cinque);
- le condizioni topografiche;
- la probabilità di accadimento dell'evento sismico in funzione dello stato limite considerato (per Stato Limite di Salvaguardia della Vita il periodo di ritorno è di 475 anni per strutture ordinarie);
- la vita nominale dell'opera;
- la classe d'uso dell'opera;
- il valore dello smorzamento della costruzione (si assume convenzionalmente pari al 5% per le costruzioni in muratura).

Una volta noti tutti i parametri elencati sopra è possibile utilizzare le formule proposte dalla Normativa Tecnica per calcolare lo spettro di risposta elastico. In questa applicazione, è stato utilizzato il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3, foglio di calcolo reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Il foglio di calcolo essenzialmente applica

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Reticolo di riferimento



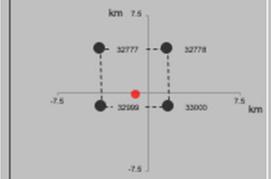
Controllo sul

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

superficie rig ↓

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

Nodi del reticolo intorno al sito



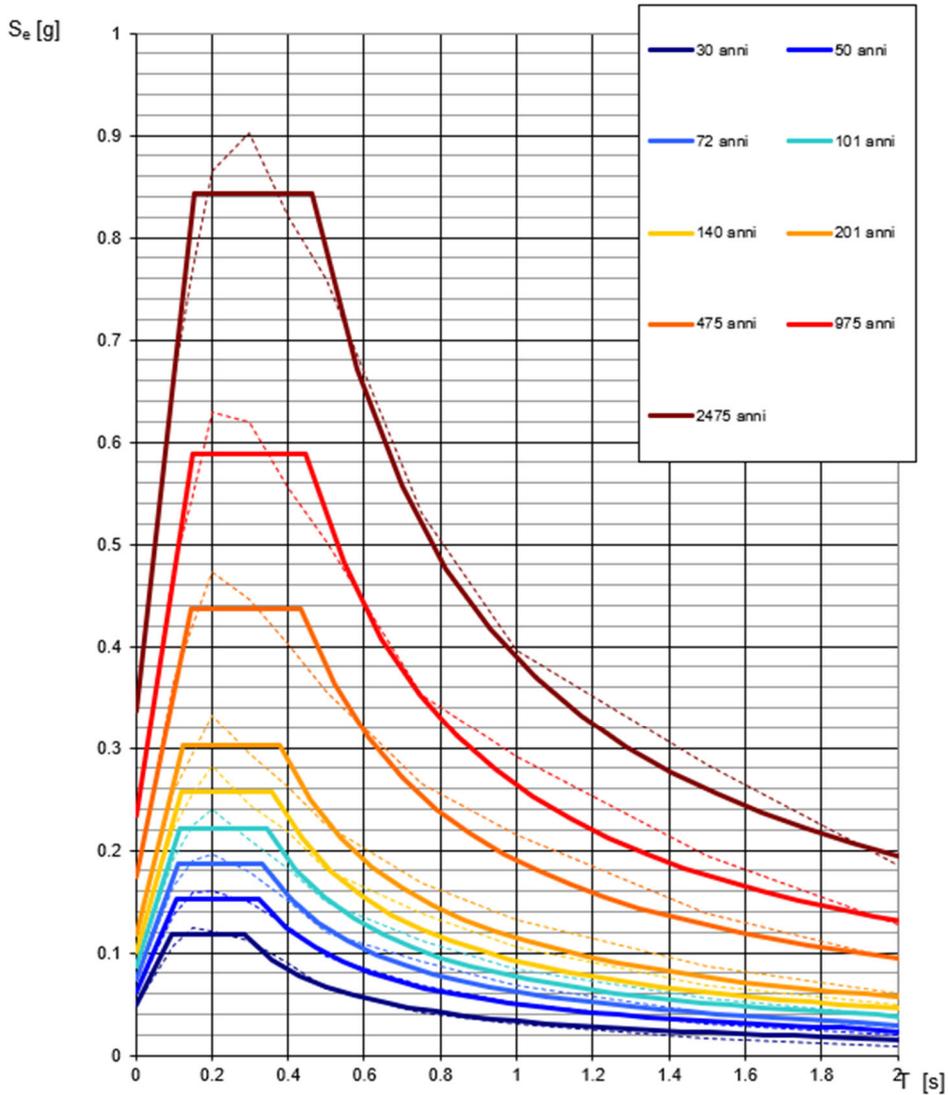
le prescrizioni normative, interpolando gli spettri in base a un reticolo a maglie quadre di apertura 5

km, ai cui vertici sono definiti degli spettri di riferimento. Inserendo le coordinate dell'aggregato di interesse, è quindi possibile ricavare tutti i parametri di riferimento per il progetto.

Si ottengono i seguenti valori di a_g , f_0 e T_c^* (parametri fondamentali per la definizione di uno spettro elastico su suolo rigido) nei vari periodi di ritorno T_R di riferimento nell'area di interesse:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.049	2.385	0.283
50	0.062	2.457	0.325
72	0.074	2.506	0.333
101	0.086	2.561	0.345
140	0.101	2.560	0.359
201	0.119	2.555	0.377
475	0.174	2.508	0.434
975	0.234	2.514	0.446
2475	0.336	2.507	0.461

È quindi possibile costruire gli spettri di risposta elastica su suolo rigido dell'area oggetto di studio, presentati di seguito in relazione ai periodi di ritorno T_R di riferimento.

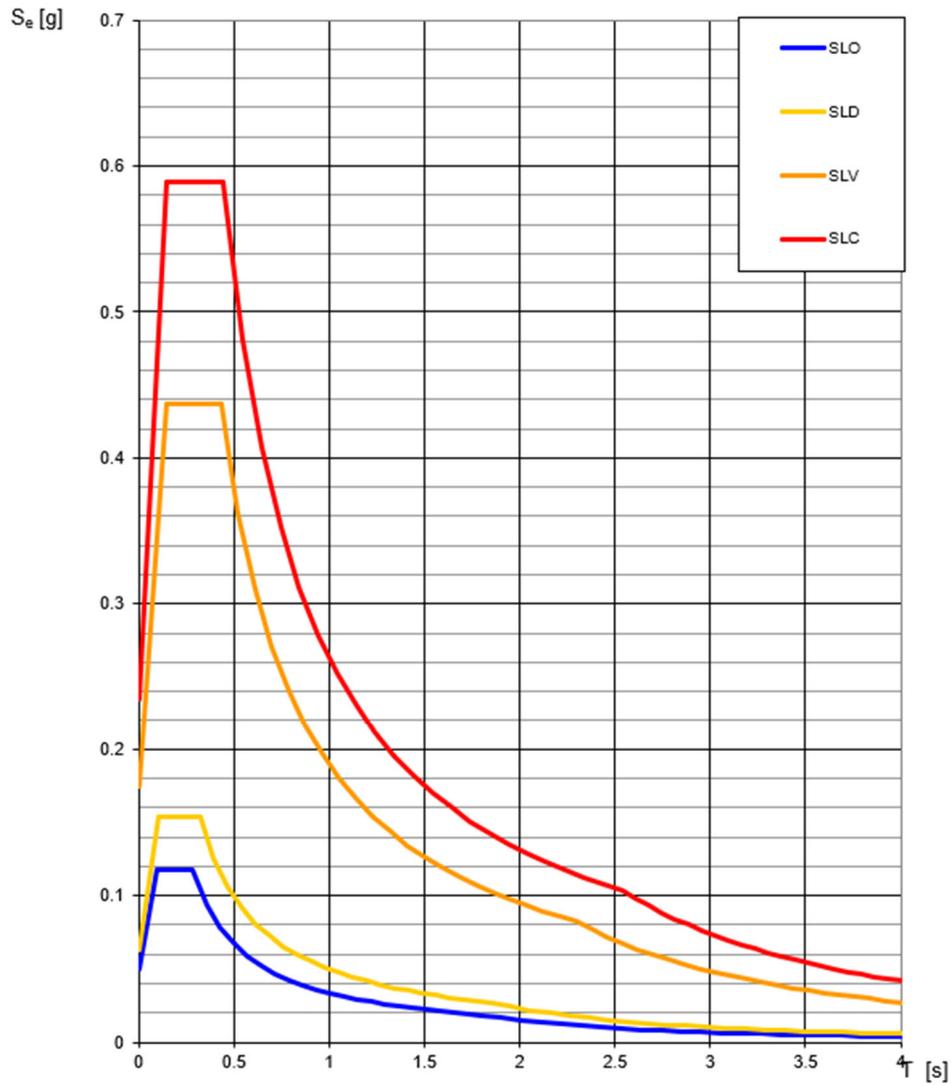


È possibile *specializzare* i grafici degli spettri alle condizioni specifiche della struttura; in questo caso, essendo l'aggregato perlopiù abbandonato e comunque destinato ad attività residenziale, si è considerata una struttura avente vita nominale di 50 anni e classe d'uso II (il che implica un coefficiente

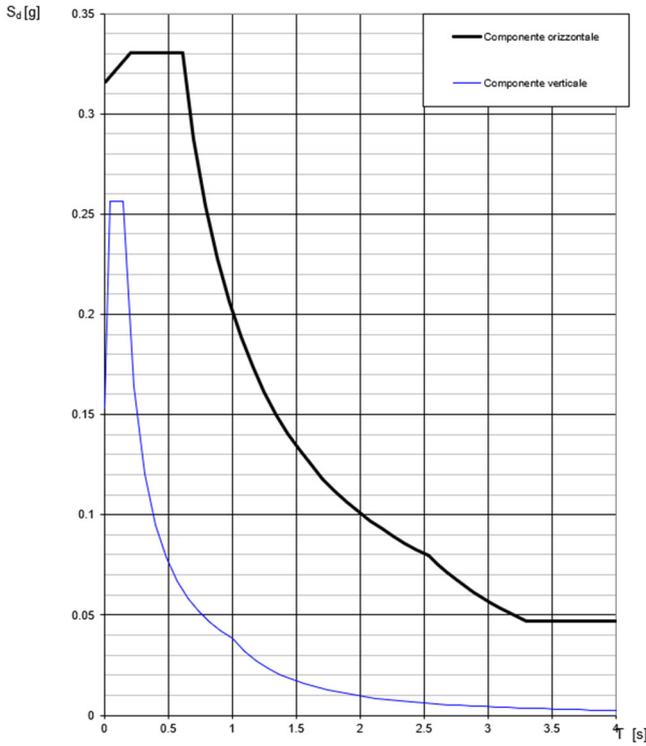
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N	<input type="text" value="50"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U	<input type="text" value="1"/>	info
Valori di progetto		
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R	<input type="text" value="50"/>	info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R		info
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

d'uso unitario). Ne risultano i seguenti periodi di ritorno:

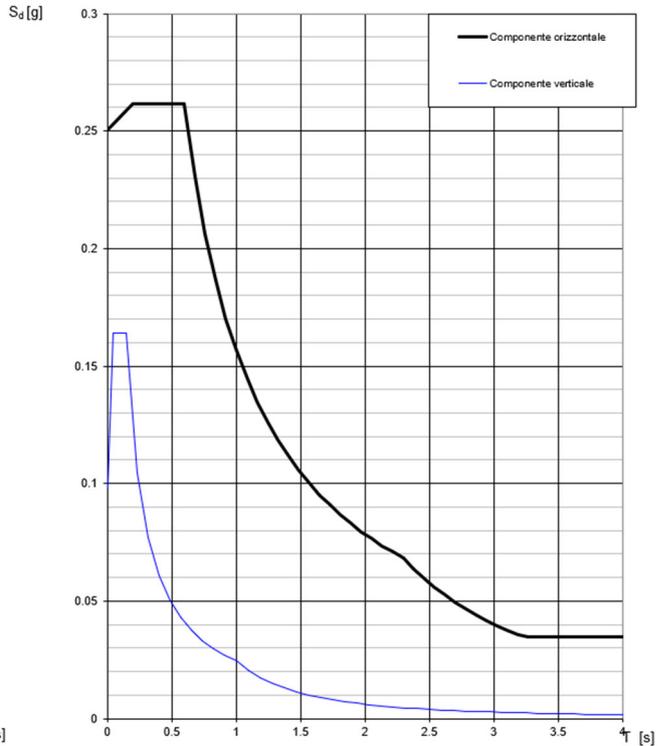
Ciò implica che, degli spettri riportati in precedenza, quelli utili ai sensi della verifica sono i seguenti:



Infine, è possibile definire gli spettri specifici del sito introducendo il coefficiente stratigrafico, il coefficiente topografico e il fattore di struttura dell'aggregato considerato, consentendo quindi di passare dallo spettro elastico su suolo rigido allo spettro inelastico di progetto, utile per le verifiche oggetto del presente studio. Si riportano di seguito gli spettri relativi allo SLC e allo SLV.

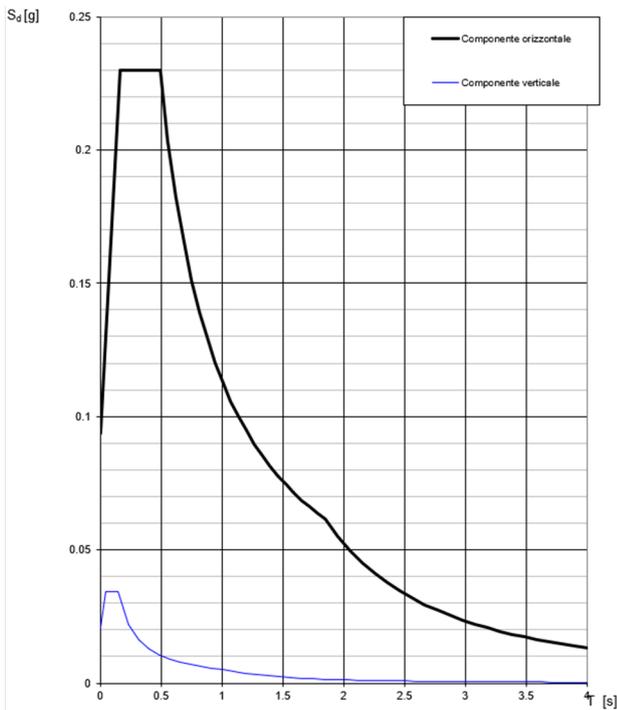


Spettro inelastico di progetto a SLC

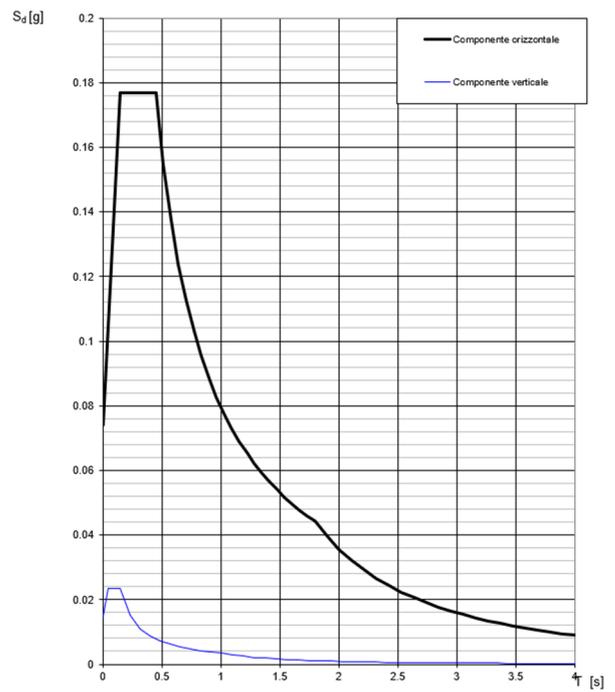


Spettro inelastico di progetto a SLV

Analogamente, per le verifiche agli stati limite di esercizio è possibile ricavare gli spettri di progetto



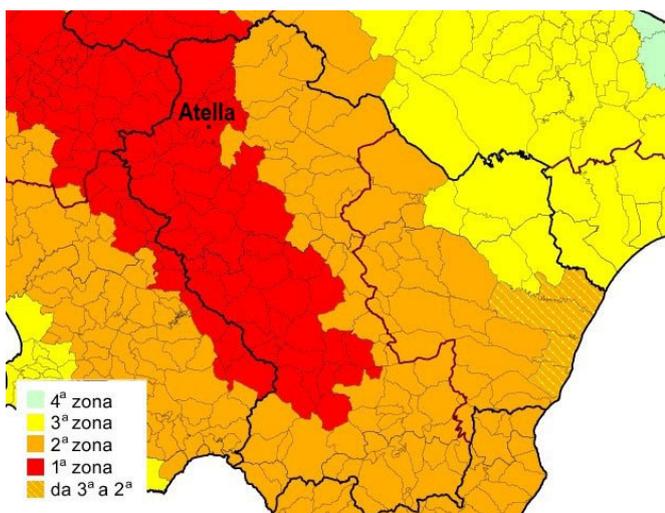
Spettro elastico di progetto a SLD



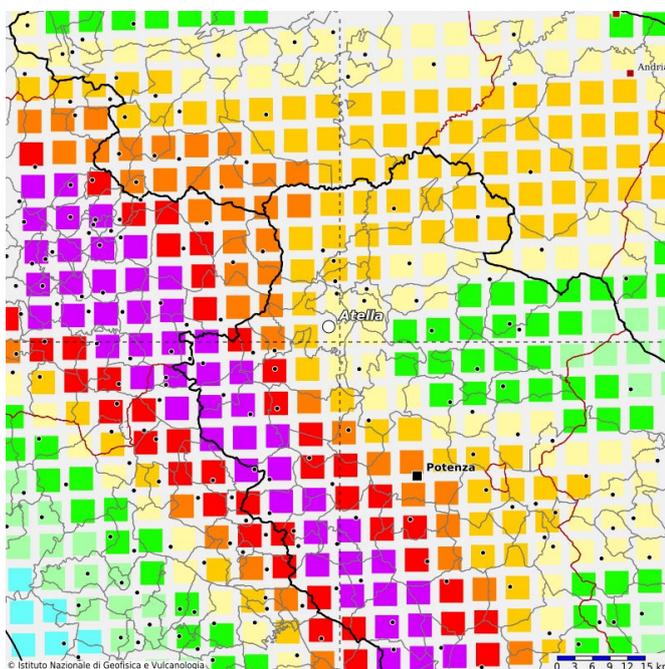
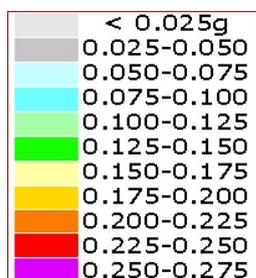
Spettro elastico di progetto a SLO

elastici, riportati di seguito per completezza.

Da un confronto con la cartografia tecnica storica, risulta che il comune di Atella risultava interamente in zona sismica 1, la zona a più alta sismicità, già da prima del terremoto di San Giuliano di Puglia (che, come è noto, determinò una riclassificazione sismica che ha portato all'attuale metodo).



In base alle attuali prescrizioni, è possibile definire anche oggi una *mappa di pericolosità sismica orientativa*, basata sugli spettri ai vertici del reticolo definito in precedenza. Si riporta per completezza la rappresentazione suddetta, fornita dall'INGV.



In Tabella 5-1 sono rappresentati i parametri caratteristici degli spettri agli SLE e allo SLU per il comune di Atella (PZ) considerando il suolo di tipo C su cui è fondato l'aggregato.

	$\underline{a_g}$ [m/s ²]	F0	Tc* [s]	$\underline{T_r}$	Ss	Tb [s]	Tc [s]	$\underline{T_d}$ [s]
SLV	1,72	2,50	0,433	475,00	1,44	0,20	0,60	2,31

Tabella 5-1: Parametri caratteristici degli spettri elastici relativi al comune di Atella (PZ)

Lo stato limite considerato per la verifica della struttura è lo *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della

resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

6. PROGETTO DELL'INTERVENTO (par. 8.7.5 della NTC18)

6.1 Generalità

L'analisi strutturale è stata condotta attraverso l'implementazione di un modello di calcolo della struttura esistente mediante il software 3MURI versione 14, che svolge l'analisi statica non lineare e dinamica modale di strutture in muratura e miste nuove o esistenti secondo il D.M. 17-1-2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e la relativa circolare integrativa del 2019 con l'approccio ai macroelementi.

Il programma di calcolo impiegato si basa su una procedura innovativa di analisi computazionale, il cosiddetto metodo "Frame by Macro Element" (FME), che è in grado di schematizzare l'aggregato mediante "macroelementi strutturali" per analizzare nel dettaglio il comportamento sismico degli edifici in muratura.

La modellazione dell'aggregato viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili. Le porzioni murarie che collegano maschi e fasce sono detti pannelli nodali, i quali indicano delle zone di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico.

Il programma dispone di un modulo grafico per l'introduzione della struttura con comandi intuitivi, di un solutore per la creazione del modello di calcolo e la relativa soluzione, di un post-processore per la presentazione immediata dei risultati e la creazione della relazione di calcolo.

Con il programma 3MURI sono stati implementati due modelli di calcolo: il primo rispecchia la condizione dello stato di fatto (modello di calcolo ante operam), mentre il secondo è rappresentativo dello stato di progetto, richiesto per incrementare la sicurezza sismica della struttura (modello di calcolo post operam). Dal confronto dei risultati si evince che gli interventi previsti consentono il miglioramento sismico del fabbricato.

6.2 Modello di calcolo ante operam

La struttura originaria dell'aggregato, realizzata con muratura di mattoni pieni, è caratterizzata da tre livelli fuori terra che insistono su una pianta rettangolare di dimensioni 17,1 m per 10,4 m. La struttura orizzontale è caratterizzata principalmente da solai in legno e solai di putrelle e tavelloni nel blocco in tufo e nell'addizione in laterizio, con copertura a falde in legno o con solai a putrelle e tavelloni in corrispondenza degli orizzontamenti della stessa tipologia e con falce ottenute da solai in conglomerato cementizio armato con elementi di alleggerimento in laterizio nel blocco di addizione. La copertura nel suo complesso raggiunge una quota massima di circa 15 m. Il modello FEM della

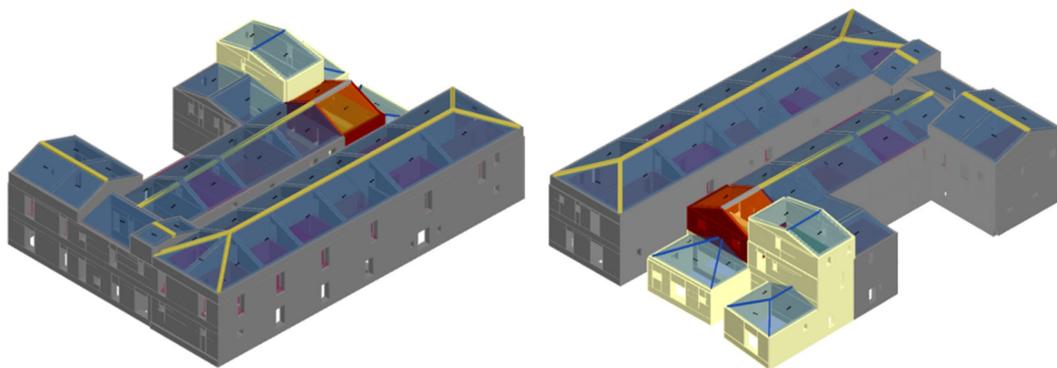


Figura 2: Vista 3D anteriore (sx) e posteriore (dx) del modello a macroelementi dell'aggregato.

struttura ante operam è riportato in **Figura 2**.

6.3 Combinazioni di carico

Le analisi strutturali sono state effettuate considerando le seguenti combinazioni di carico:

- 1) $1,3 (G_1 + G_2) + 1,5 (Q_{neve} + \psi_{02} Q_{k1})$
- 2) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + E_{x,m}$
- 3) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + E_{x,l}$
- 4) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} - E_{x,m}$
- 5) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} - E_{x,l}$
- 6) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + E_{y,m}$
- 7) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + E_{y,l}$
- 8) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} - E_{y,m}$
- 9) $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} - E_{y,l}$

dove:

- E_x e E_y indicano l'azione sismica rispettivamente in direzione x e y, mentre i pedici m e l indicano rispettivamente forze sismiche proporzionali alle masse o al I modo di vibrare;
- G_1 e G_2 indicano rispettivamente i carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Q_{k1} indica il sovraccarico accidentale;

- Q_{neve} indica il sovraccarico accidentale da neve;
- ψ_{21} rappresenta il coefficiente di combinazione del sovraccarico accidentale, assunto pari a 0,3 per gli ambienti di categoria A;
- ψ_{02} rappresenta il coefficiente di combinazione del sovraccarico accidentale, assunto pari a 0,7 per gli ambienti di categoria A.

Le analisi da 2) a 8) sono state inoltre ripetute considerando separatamente una eccentricità accidentale in direzione x e y rispetto alle posizioni dei centri di massa di ciascun orizzontamento, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse (NTC 2018).

Sono state pertanto considerate allo SLU complessivamente n.1 combinazione di carico fondamentale + n.24 combinazioni di carico sismiche.

6.2.1 Riferimenti grafici del modello

Si riportano di seguito delle piante del modello strutturale con la definizione dei vari elementi murari (di colore grigio-giallo-arancione a seconda che il materiale sia pietra calcarea, tufo, laterizio), degli orizzontamenti (in blu), delle volte (in fuxia), insieme a delle schermate che evidenziano la posizione dei nodi di riferimento per il calcolo strutturale. Si consideri come direzione X quella orizzontale, e come direzione Y quella verticale.

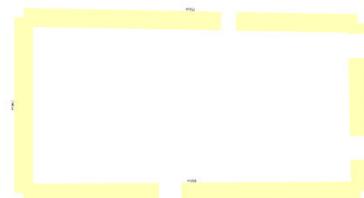




Pianta livello 2 (300 – 330 cm)



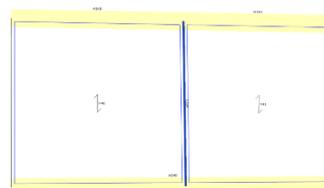
Pianta livello 3 (330 - 650 cm)



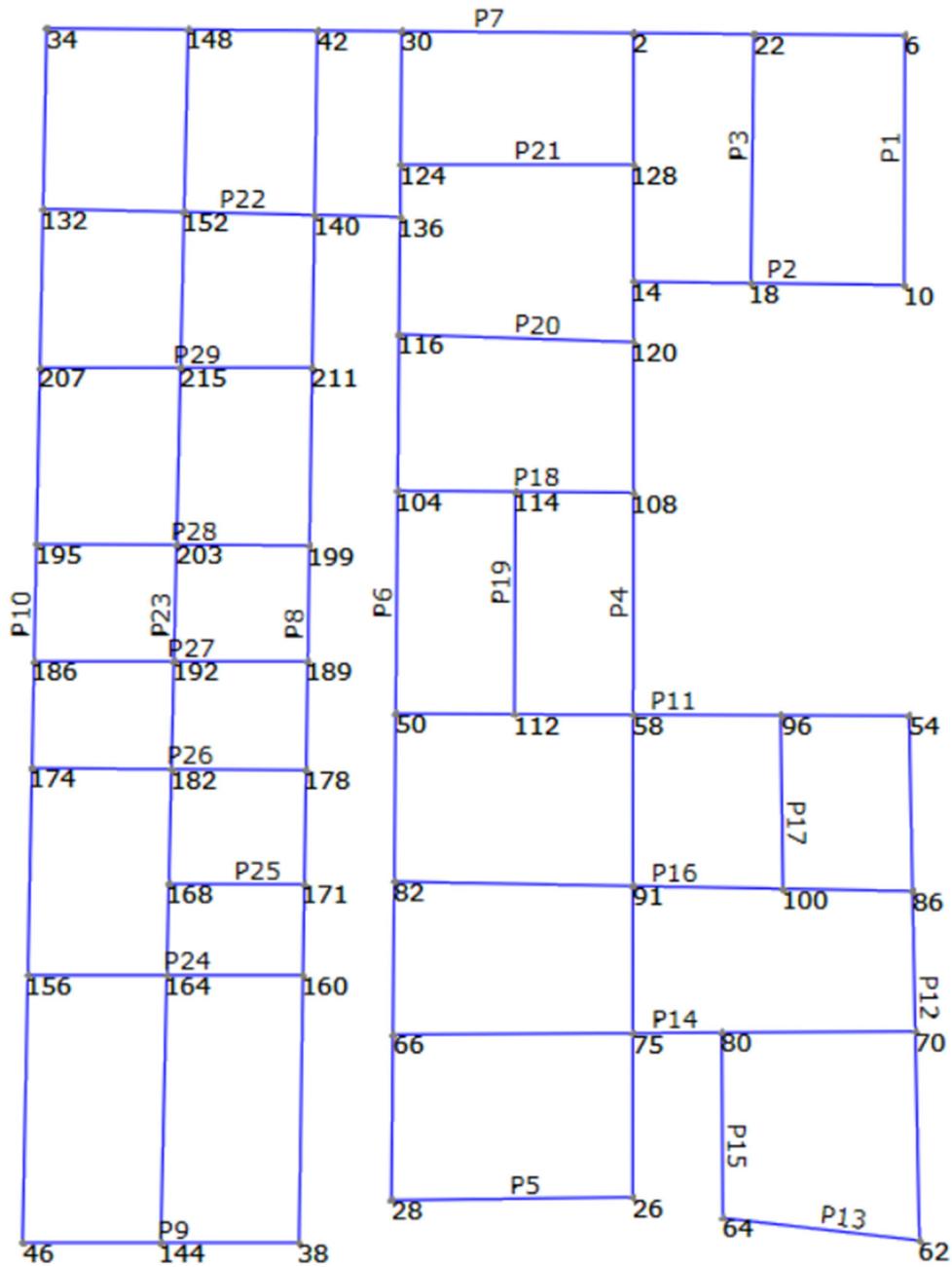
Pianta livello 4 (650 - 900 cm)



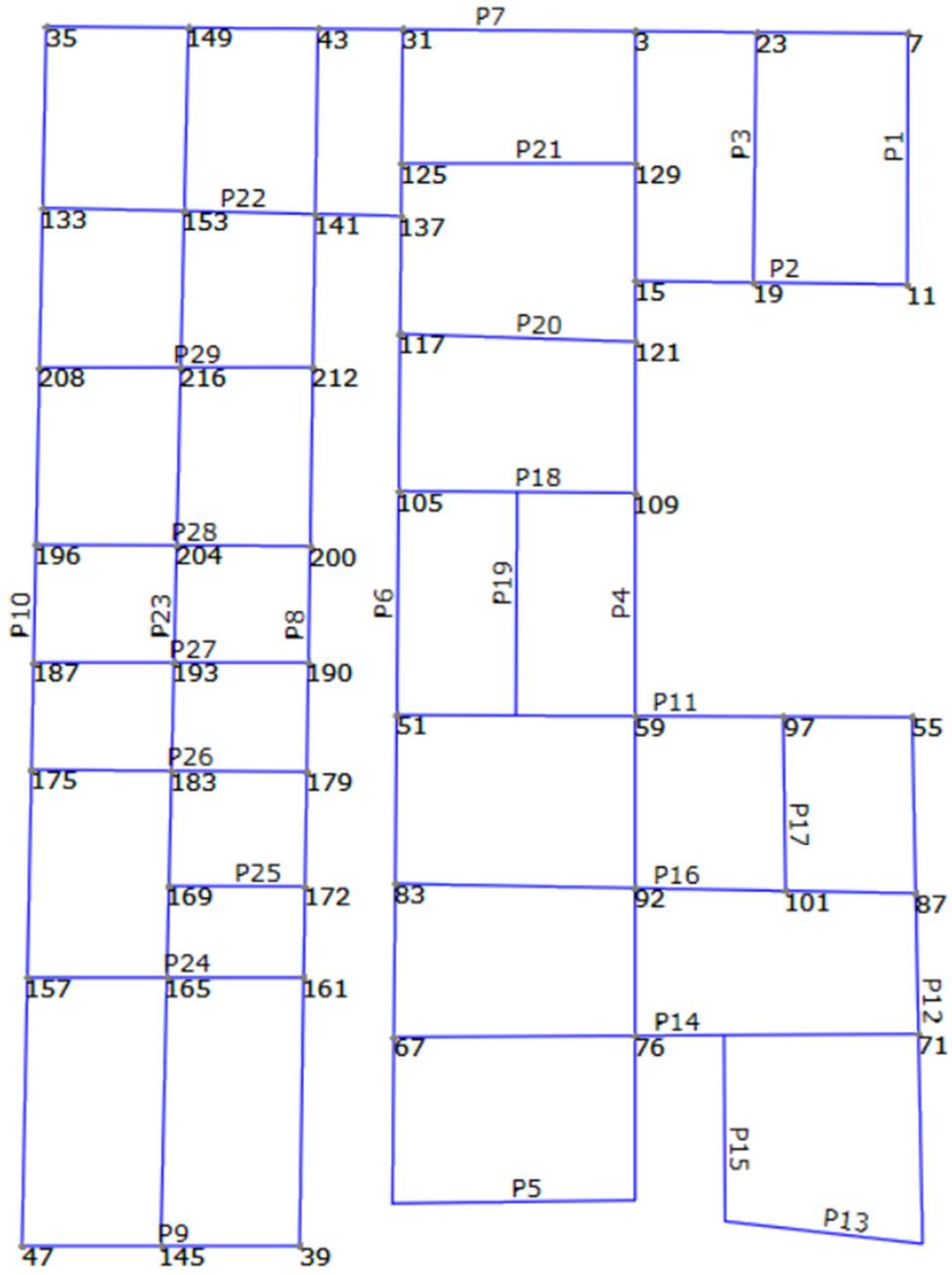
Vista delle coperture (livello 3)



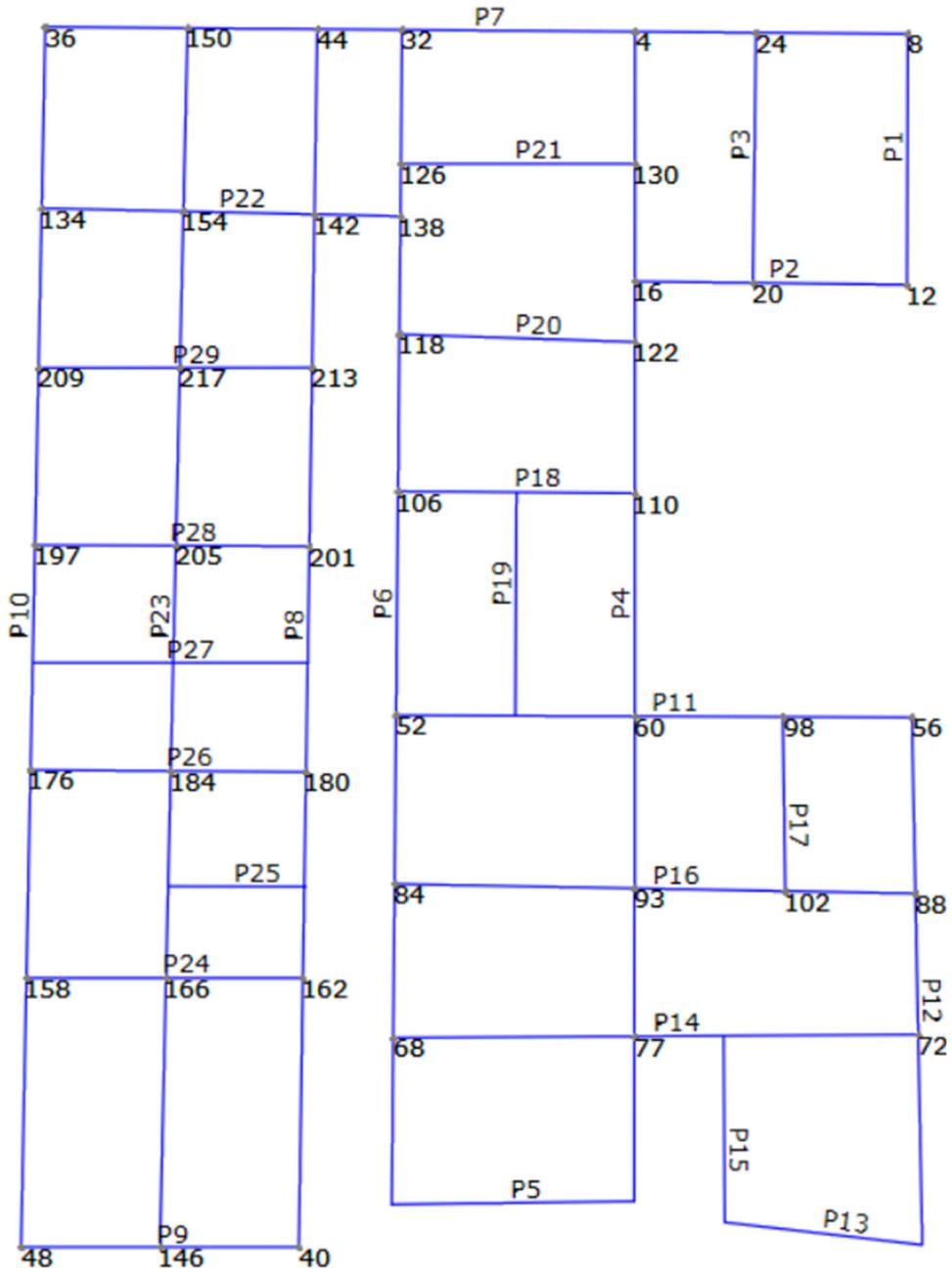
Vista delle coperture (livello 4)



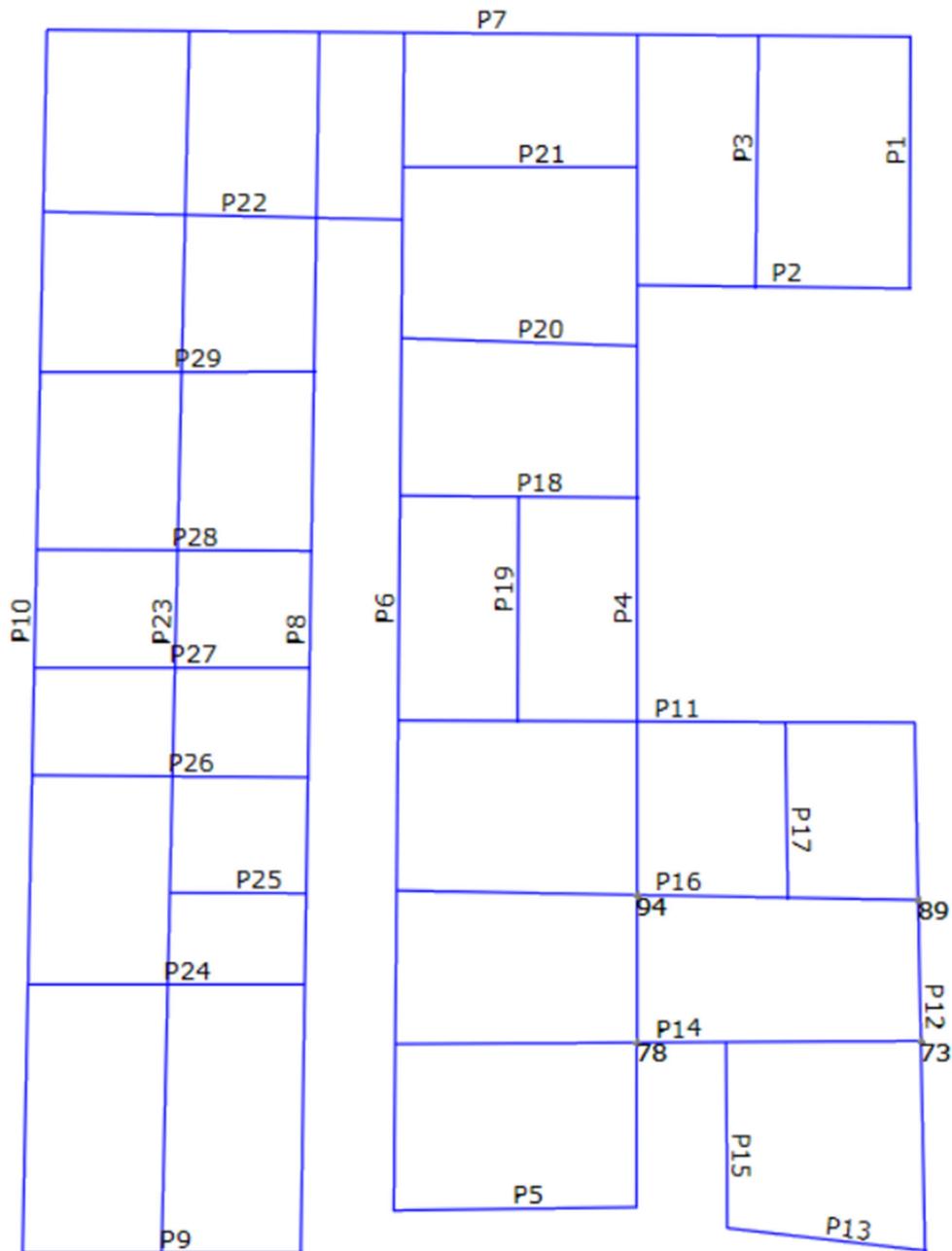
Nodi del modello strutturale - livello 1



Nodi del modello strutturale - livello 2



Nodi del modello strutturale - livello 3



Nodi del modello strutturale - livello 4

6.4 Verifiche strutturali

Le verifiche globali degli elementi portanti della struttura muraria, con riferimento alle combinazioni di carico sopra riportate, sono state condotte mediante il programma di calcolo 3MURI, che effettua la verifica strutturale degli edifici in muratura e misti c.a.-muratura in accordo alla normativa tecnica italiana NTC 2018.

6.5 Analisi globali sulla struttura originaria (*ante operam*)

L'analisi del comportamento globale del fabbricato in muratura oggetto di intervento è stata condotta mediante il software 3MURI, un programma che opera utilizzando analisi statiche lineari e non lineari sia su strutture nuove che su quelle esistenti, consentendo di valutarne il grado di vulnerabilità. Tale programma si basa su una procedura innovativa di analisi computazionale, il cosiddetto metodo "Frame by Macro Element" (FME), che è in grado di fornire tutte le informazioni richieste dai progettisti per analizzare nel dettaglio edifici in muratura, al fine di valutare correttamente il loro comportamento sismico. In particolare, il comportamento delle pareti è rappresentabile con "macroelementi", ossia con porzioni di muratura aventi un preciso comportamento. Le pareti si possono infatti suddividere in componenti elementari: maschi, fasce ed elementi rigidi (**Figura 3**). Gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, mentre gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture e che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidità infinita.

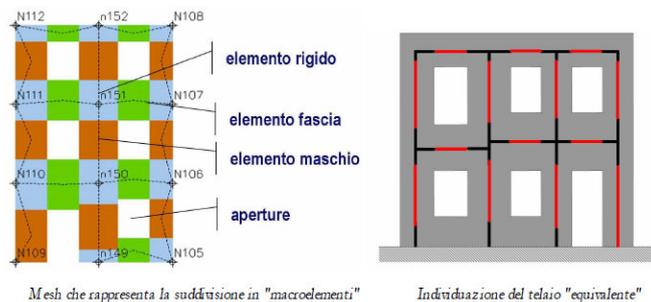


Figura 3: Modello ai macroelementi e a telaio equivalente di una parete in muratura.

La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare. Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto telaio equivalente. Gli elementi lineari (maschi e fasce) si schematizzano mediante un particolare tipo di elementi finiti, cosiddetto a sandwich, avente comportamento non lineare.

Se consideriamo un pannello di larghezza b e spessore s costituito da tre parti (**Figura 4**), la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità (e , f) di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale, di altezza h , che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla quindi i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia.

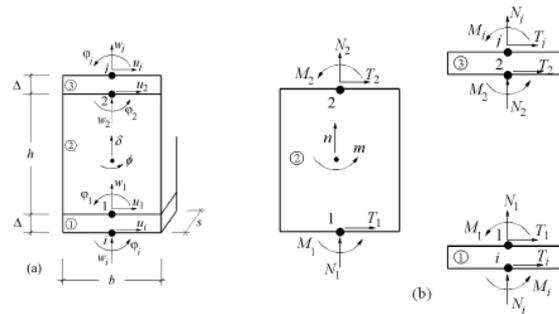


Figura 4: Elemento finito a comportamento non lineare per la schematizzazione di maschi e fasce murarie.

Il legame precedentemente descritto viene completato mediante l’inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con la normativa sono definite delle deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pannello dovute ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotta o annullata la sua capacità resistente. L’elemento è sostituito pertanto da una biella in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell’aggregato in questione si è deciso di procedere con l’esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Il fattore di confidenza (FC) impiegato, funzione del livello di conoscenza conseguito, è pari a 1,35. Ai fini delle analisi sismiche è necessario considerare che l’aggregato risulta fondato su un sottosuolo di categoria C e che può ritenersi opera di importanza ordinaria, avente vita nominale non inferiore a 50 anni, con classe d’uso II, ossia “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali...”

Si riportano in tabella i risultati dell’analisi modale con riferimento alle prime trenta forme modali dell’aggregato investigate. Il primo modo che coinvolge una massa significativa dell’aggregato è il numero 1 in direzione X, con una massa partecipante del 34.85%. Il primo modo significativo in direzione Y è invece il numero 7, con una massa partecipante del 27.69%. Essendo le masse eccitate dal I modo nelle due direzioni inferiori al 75%, ai fini dell’analisi non lineare descritta in seguito sono stati attivati tutti i modi significativi la cui somma delle masse partecipanti sia superiore all’85%.

Modo	T (s)	mx (kg)	Mx (%)	my (kg)	My (%)	mz (kg)	Mz (%)
1	0.29	1.287.311	34.85	1.04	0.03	2.00	0.00
2	0.26	3.96	0.11	734.00	0.02	1.00	0.00
3	0.25	427.94	11.58	7.32	0.20	19.00	0.00
4	0.25	597.69	16.18	2.00	0.00	1.00	0.00
5	0.23	92.32	2.50	2.95	0.08	66.00	0.00
6	0.23	3.24	0.09	180.24	4.88	119.00	0.00
7	0.22	883.00	0.02	1.022.849	27.69	62.00	0.00
8	0.22	14.04	0.38	268.63	7.27	145.00	0.00
9	0.19	2.23	0.06	29.59	0.80	13.00	0.00
10	0.19	8.42	0.23	642.63	17.40	181.00	0.00
11	0.19	70.96	1.92	17.59	0.48	75.00	0.00
12	0.18	341.19	9.24	47.63	1.29	15.00	0.00
13	0.17	1.17	0.03	169.00	0.00	88.00	0.00
14	0.17	443.88	12.02	57.77	1.56	220.00	0.01
15	0.16	2.33	0.06	107.29	2.90	5.00	0.00
16	0.15	521.00	0.01	78.99	2.14	1.02	0.03
17	0.15	12.80	0.35	418.70	11.33	191.00	0.01
18	0.14	11.82	0.32	55.05	1.49	273.00	0.01
19	0.14	3.21	0.09	864.00	0.02	55.00	0.00
20	0.14	7.71	0.21	2.97	0.08	242.00	0.01
21	0.14	9.88	0.27	186.94	5.06	108.00	0.00
22	0.12	3.00	0.00	39.71	1.08	140.00	0.00
23	0.12	2.53	0.07	17.01	0.46	7.01	0.19
24	0.11	27.34	0.74	12.00	0.00	3.00	0.00
25	0.11	37.92	1.03	6.60	0.18	453.00	0.01
26	0.11	102.00	0.00	9.00	0.24	4.78	0.13
27	0.11	8.88	0.24	71.09	1.92	1.20	0.03
28	0.11	72.12	1.95	41.00	0.00	2.18	0.06
29	0.10	218.00	0.01	9.68	0.26	135.00	0.00
30	0.10	4.76	0.13	8.25	0.22	9.27	0.25

Tabella 6-1: Analisi modale dei primi 30 modi di vibrare della struttura.

Attraverso il contributo dei modi evidenziati in tabella, si raggiunge una massa partecipante totale del 86.37% in X e del 86.01% in Y.

Sono state eseguite analisi *pushover* considerando due differenti distribuzioni di forze, una proporzionale alle masse strutturali e l'altra multimodale, proporzionale al prodotto delle masse per le deformate corrispondenti ai modi di vibrare, nonché una eccentricità accidentale rispetto alle posizioni dei centri di massa di ciascun orizzontamento derivanti dal calcolo, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse (NTC 2018). Come già sopra indicato, si fa presente che sono stati considerati i modi necessari a raggiungere la massa partecipante pari ad almeno l'85% per ogni direzione principale.

Le verifiche richieste, condotte agli Stati Limite di Collasso (SLC), Salvaguardia della Vita (SLV), Danno (SLD) ed operatività (SLO), si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità, individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base, per le diverse condizioni previste e

la domanda di spostamento prevista dalla normativa. 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 del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'aggregato generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo raggiungibile dall'aggregato. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'aggregato 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. Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire i 24 casi di analisi previsti dalla normativa vigente distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

In tutti i casi analizzati le verifiche si concretizzano nell'andare a confrontare le curve di capacità con la domanda di spostamento prevista dalla normativa con riferimento ai seguenti stati limite:

- Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{\max}^{\text{SLC}} \leq D_0^{\text{SLC}}$$

- D_{\max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
- D_0^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:
 - il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
 - 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 di Salvaguardia della Vita (SLV):

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

- D_{\max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
 - D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0,75 D_u^{\text{SLC}}$.
- $q^* < 3,0$
- q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- Stato limite di Danno (SLD):

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

- 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:
 - quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC.
 - 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 0,75 del taglio di base massimo).

- Stato limite di Operatività (SLO):

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

- 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 0,667 di quello allo SLD.

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

$$\alpha_{\text{SLC}} = \frac{PGA_{\text{CLC}}}{PGA_{\text{DLC}}}; \quad \alpha_{\text{SLV}} = \frac{PGA_{\text{CLV}}}{PGA_{\text{DLV}}}; \quad \alpha_{\text{SLD}} = \frac{PGA_{\text{CLD}}}{PGA_{\text{DLD}}}; \quad \alpha_{\text{SLO}} = \frac{PGA_{\text{CLO}}}{PGA_{\text{DLO}}};$$

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.

- 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

Valori di α prossimi a zero indicano condizioni ad elevato rischio, mentre valori superiori all'unità sono rappresentativi di casi con assenza di rischio.

In **Figura 5** si riporta la mesh 3D del modello agli elementi finiti dell'aggregato pre-intervento (modello *ante operam*) che è stato implementato in ambiente 3MURI. Si distinguono gli elementi maschio (in arancione), gli elementi fascia (in azzurro) e gli elementi che si comportano da nodo rigido (in

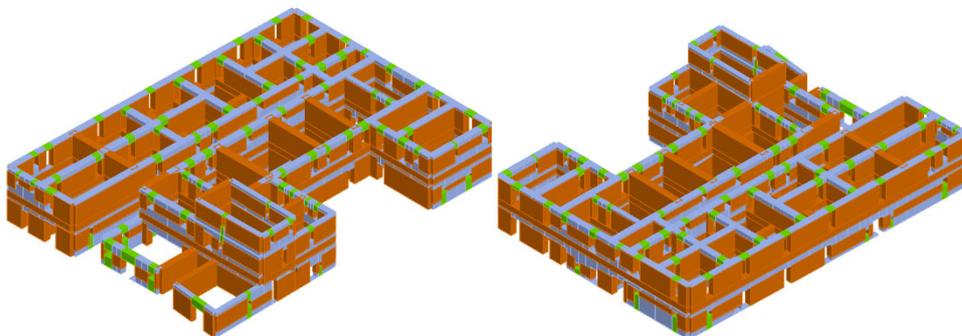


Figura 5: Vista anteriore (sx) e posteriore (dx) del modello mesh 3D a macroelementi generato dal software 3MURI.

verde).

In Tabella 6-2 sono riportati i risultati delle analisi pushover eseguite, che risultano essere **non soddisfatte a SLV**. In tale tabella sono evidenziate le verifiche più gravose per le due direzioni principali. In **Figura 6** sono mostrate le curve plottate per i casi di carico analizzati.

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	3,61	0,93	5,83	No	2,72	0,70	4,61	No
2	+X	Forze statiche	0,0	3,89	1,28	5,79	No	2,94	0,96	4,58	No
3	-X	Uniforme	0,0	3,61	0,90	5,83	No	2,73	0,67	4,61	No
4	-X	Forze statiche	0,0	3,90	1,31	5,77	No	2,95	0,98	4,56	No
5	+Y	Uniforme	0,0	2,61	0,67	3,71	No	1,93	0,50	2,96	No
6	+Y	Forze statiche	0,0	3,00	0,80	4,13	No	2,24	0,60	3,29	No
7	-Y	Uniforme	0,0	2,65	0,54	3,82	No	1,97	0,41	3,05	No
8	-Y	Forze statiche	0,0	3,04	0,54	4,27	No	2,28	0,41	3,40	No
9	+X	Uniforme	198,5	3,66	0,83	6,10	No	2,77	0,62	4,82	No
10	+X	Uniforme	-198,5	3,65	0,42	6,49	No	2,76	0,31	5,13	No
11	+X	Forze statiche	198,5	3,93	1,31	6,08	No	2,97	0,98	4,80	No
12	+X	Forze statiche	-198,5	3,93	0,38	6,63	No	2,99	0,29	5,24	No
13	-X	Uniforme	198,5	3,66	0,80	6,11	No	2,77	0,60	4,83	No
14	-X	Uniforme	-198,5	3,65	0,38	6,61	No	2,77	0,29	5,22	No
15	-X	Forze statiche	198,5	3,93	1,15	6,01	No	2,98	0,86	4,75	No
16	-X	Forze statiche	-198,5	3,94	0,45	6,33	No	2,99	0,34	5,00	No
17	+Y	Uniforme	145,6	2,24	0,38	3,33	No	1,64	0,29	2,66	No
18	+Y	Uniforme	-145,6	3,04	0,67	4,41	No	2,28	0,50	3,52	No
19	+Y	Forze statiche	145,6	2,60	0,35	3,87	No	1,93	0,26	3,09	No
20	+Y	Forze statiche	-145,6	3,41	0,80	4,83	No	2,55	0,60	3,82	No
21	-Y	Uniforme	145,6	2,33	0,29	3,64	No	1,72	0,22	2,90	No
22	-Y	Uniforme	-145,6	3,04	0,67	4,39	No	2,28	0,50	3,50	No
23	-Y	Forze statiche	145,6	2,69	0,32	4,04	No	2,01	0,24	3,22	No
24	-Y	Forze statiche	-145,6	3,42	0,70	4,82	No	2,55	0,53	3,81	No

Tabella 6-3: Risultati delle verifiche eseguite mediante il programma 3MURI sul modello ante operam.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	0,336	0,355	0,595	0,517
2	+X	Forze statiche	0,0	0,398	0,413	0,599	0,520
3	-X	Uniforme	0,0	0,328	0,346	0,595	0,517
4	-X	Forze statiche	0,0	0,404	0,419	0,498	0,432
5	+Y	Uniforme	0,0	0,398	0,435	0,758	0,659
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,388	0,419	0,662	0,575
7	-Y	Uniforme	0,0	0,351	0,389	0,850	0,738
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,310	0,342	0,656	0,570
9	+X	Uniforme	198,5	0,306	0,324	0,568	0,494
10	+X	Uniforme	-198,5	0,199	0,219	0,433	0,377
11	+X	Forze statiche	198,5	0,399	0,412	0,571	0,496
12	+X	Forze statiche	-198,5	0,178	0,197	0,441	0,383
13	-X	Uniforme	198,5	0,297	0,315	0,568	0,493
14	-X	Uniforme	-198,5	0,189	0,209	0,434	0,377
15	-X	Forze statiche	198,5	0,362	0,377	0,577	0,501
16	-X	Forze statiche	-198,5	0,196	0,216	0,548	0,476
17	+Y	Uniforme	145,6	0,352	0,400	0,757	0,658
18	+Y	Uniforme	-145,6	0,341	0,371	0,764	0,663
19	+Y	Forze statiche	145,6	0,293	0,333	0,663	0,576
20	+Y	Forze statiche	-145,6	0,339	0,366	0,718	0,623
21	-Y	Uniforme	145,6	0,297	0,336	0,857	0,744
22	-Y	Uniforme	-145,6	0,342	0,372	0,768	0,667
23	-Y	Forze statiche	145,6	0,272	0,310	0,642	0,558
24	-Y	Forze statiche	-145,6	0,315	0,343	0,719	0,625

Tabella 6-2: Valutazione dei parametri α conseguenti dall'analisi pushover.

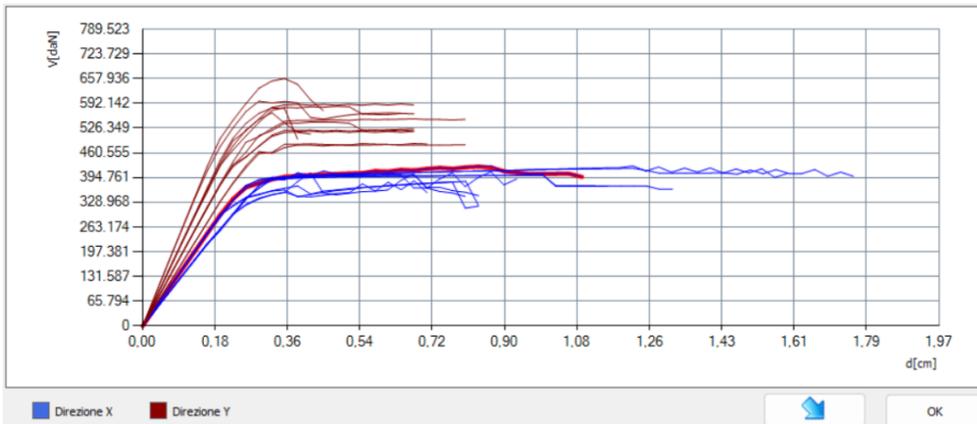


Figura 6: Curve taglio-spostamento derivanti dalle analisi non lineari.

Gli indicatori di rischio più bassi allo SLV sono quelli che contraddistinguono le analisi n. 23 (0,310 in direzione X) e n. 12 (0,197 in direzione Y). L'aggregato, pertanto, non è capace di sopportare il sisma di progetto in nessuna delle sue due direzioni principali e risulta più vulnerabile in direzione Y.

I risultati delle analisi sia in termini di curva pushover che di meccanismi di collasso sono riportati nelle **Figura 7** e **Figura 8**, rispettivamente con riferimento alla direzione X ed alla direzione Y.

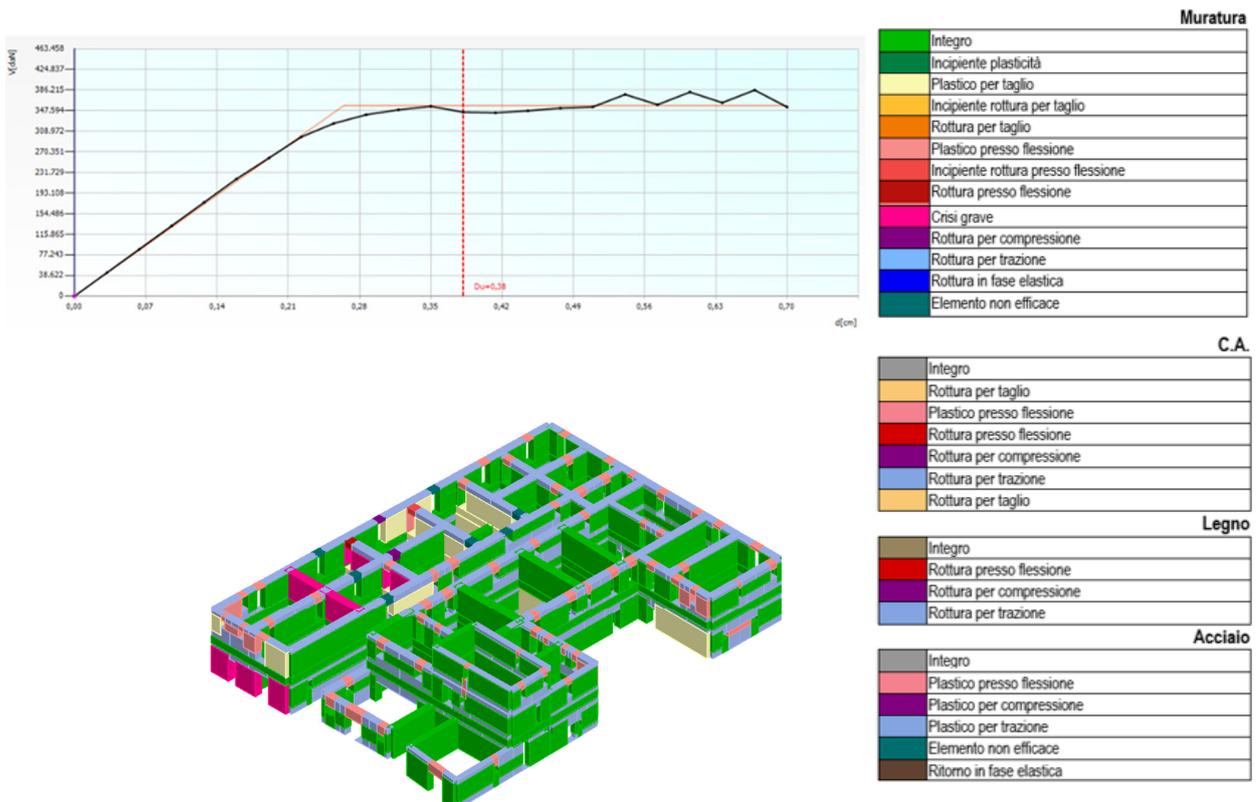


Figura 7: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 12) in direzione X sull'aggregato nel modello ante operam.

Vulnerabilità sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	14	975	0,0144	2,3299	0,4113	2,39	0,28	0,1765	0,4151	0,1782
SLV	< 10	475	< 0,0211	1,7285	0,3550	2,39	0,28	0,2054	0,3412	0,1974
SLD	< 10	50	< 0,2000	0,6131	0,3169	2,39	0,28	0,5169	0,2702	0,4407
SLO	< 10	30	< 0,3333	0,4846	0,3089	2,39	0,28	0,6374	0,1855	0,3828

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St) i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	14	975	0,0144	3,1274	0,6169	2,39	0,28	0,1973	0,5572	0,1782
SLV	< 10	475	< 0,0211	2,4816	0,5325	2,39	0,28	0,2146	0,4898	0,1974
SLD	< 10	50	< 0,2000	0,9197	0,4754	2,39	0,28	0,5169	0,4053	0,4407
SLO	< 10	30	< 0,3333	0,7269	0,4633	2,39	0,28	0,6374	0,2782	0,3828

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α PGA) calcolate con due approcci differenti:

α PGA: Ricavato da PGAc

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di ag fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (ag) rappresenta la PGAc.

α PGA(TR): Ricavato da PGAc(TR)

Con PGAc(TR) si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico $T^*[s] = 0,248$

Massa partecipante $m^*/M [\%] = 47,377$

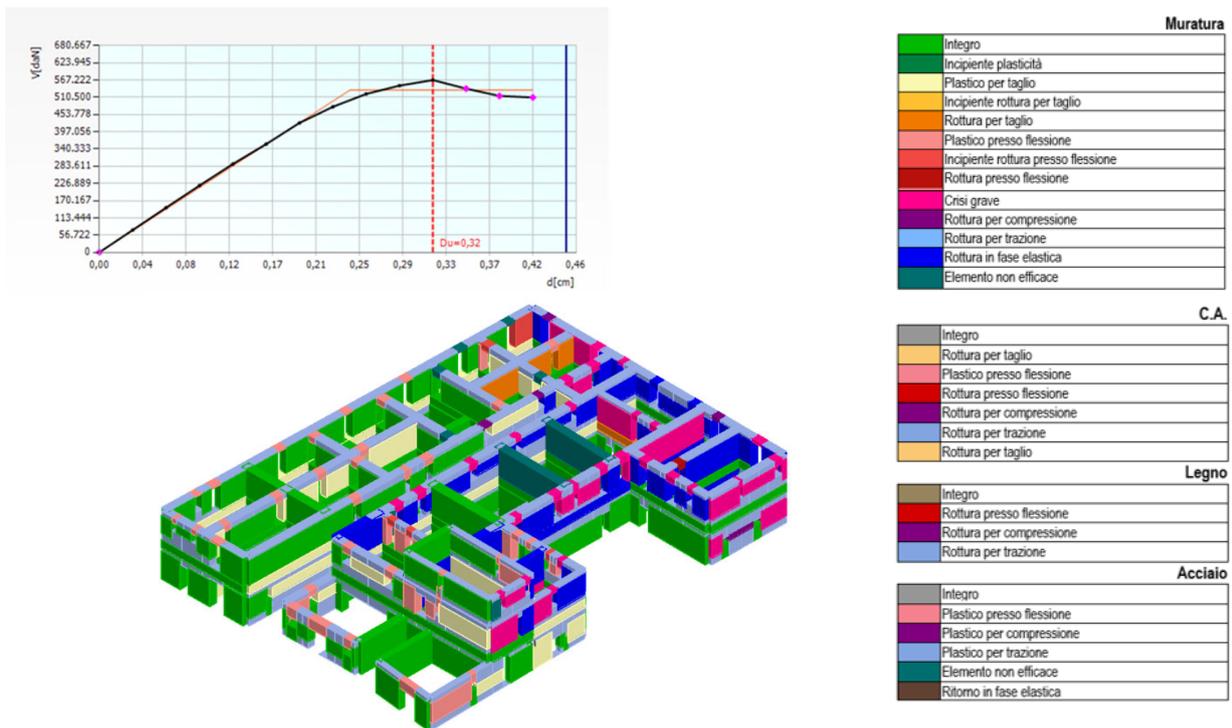


Figura 8: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 23) in direzione Y sull'aggregato nel modello ante operam

Vulnerabilità sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	41	975	0,0421	2,3299	0,5592	2,43	0,31	0,2400	0,6333	0,2718
SLV	33	475	0,0695	1,7285	0,5062	2,40	0,29	0,2928	0,5351	0,3096
SLD	18	50	0,3600	0,6131	0,4052	2,39	0,28	0,6609	0,3937	0,6421
SLO	< 10	30	< 0,3333	0,4846	0,3089	2,39	0,28	0,6374	0,2703	0,5577

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St) i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	41	975	0,0421	3,1274	0,8388	2,43	0,31	0,2682	0,8501	0,2718
SLV	33	475	0,0695	2,4816	0,7593	2,40	0,29	0,3060	0,7682	0,3096
SLD	18	50	0,3600	0,9197	0,6078	2,39	0,28	0,6609	0,5905	0,6421
SLO	< 10	30	< 0,3333	0,7269	0,4633	2,39	0,28	0,6374	0,4054	0,5577

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α PGA) calcolate con due approcci differenti:

α_{PGA} : Ricavato da PGAc

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (a_g) rappresenta la PGAc.

 $\alpha_{PGA}(TR)$: Ricavato da PGAc(TR)

Con PGAc(TR) si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico $T^*[s]= 0,181$

Massa partecipante $m^*/M [\%]= 41,821$

Dalle figure sopra riportate si evince che in entrambe le direzioni l'aggregato presenta, oltre che fenomeni di plasticizzazione a presso-flessione e taglio, fenomeni di collasso a presso-flessione (macroelementi rossi). Il comportamento sismico deficitario dell'aggregato richiede pertanto interventi volti al miglioramento sismico.

6.6 Valutazione dei maschi murari più danneggiati nelle analisi pushover del modello *ante operam*

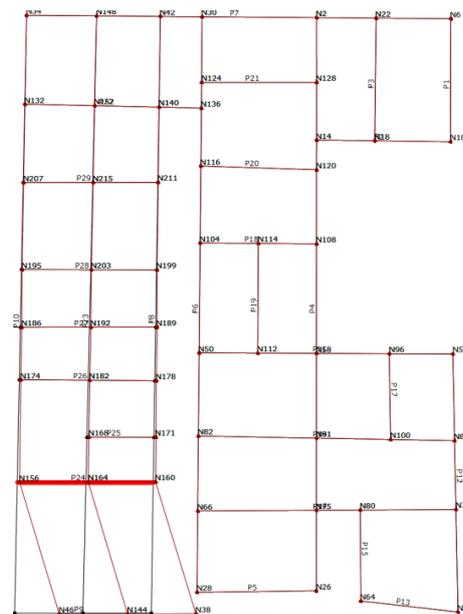
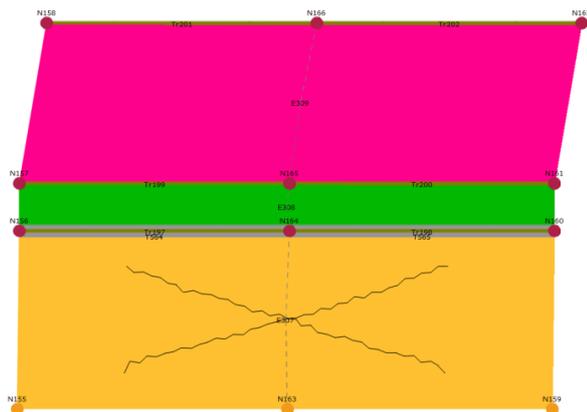
Si riporta di seguito una panoramica dei maschi murari più danneggiati nelle analisi pushover più gravose, così da poter definire un intervento mirato su di esse.

Analisi sismica n. 12, in direzione X

Risultano significative ai sensi dell'analisi le seguenti pareti:

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
24	<input checked="" type="checkbox"/>	31,8	0,8	0,0	0,0	0,0
26	<input checked="" type="checkbox"/>	31,0	0,8	0,0	0,0	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	27,8	0,6	0,0	0,0	0,0
23	<input checked="" type="checkbox"/>	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0
10	<input checked="" type="checkbox"/>	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0

Parete 24



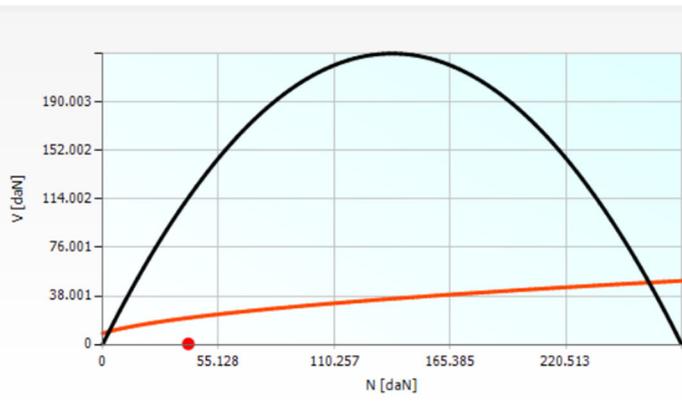
Risulta che la parete, in cui è presente una catena, presenta un'incipiente rottura per taglio al primo livello e una crisi grave al livello 3. Si ritiene che ciò sia dovuto principalmente alla natura spingente delle coperture e ad un difetto di modellazione, in cui si denota una fascia centrale, infinitamente rigida, che *scollega* il primo livello dal secondo nelle analisi del comportamento sismico dell'aggregato.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

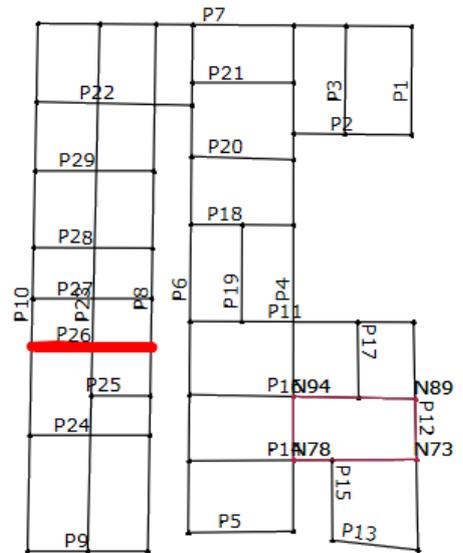
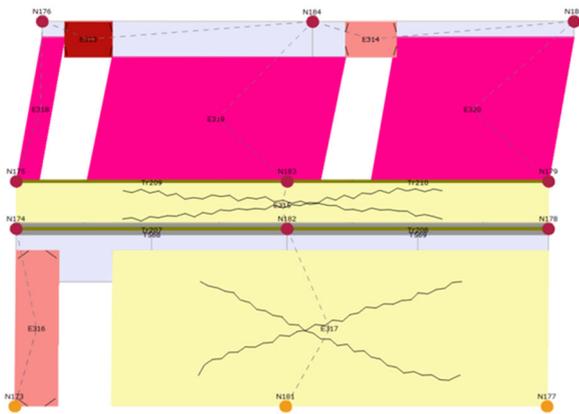
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	56.297	56.297
N [daN]	40.806	
b [cm]	893,4	
s [cm]	70,0	
h [cm]	270,0	
Materiale	MUR.1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ■ Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ■ Sforzo - Simulazione

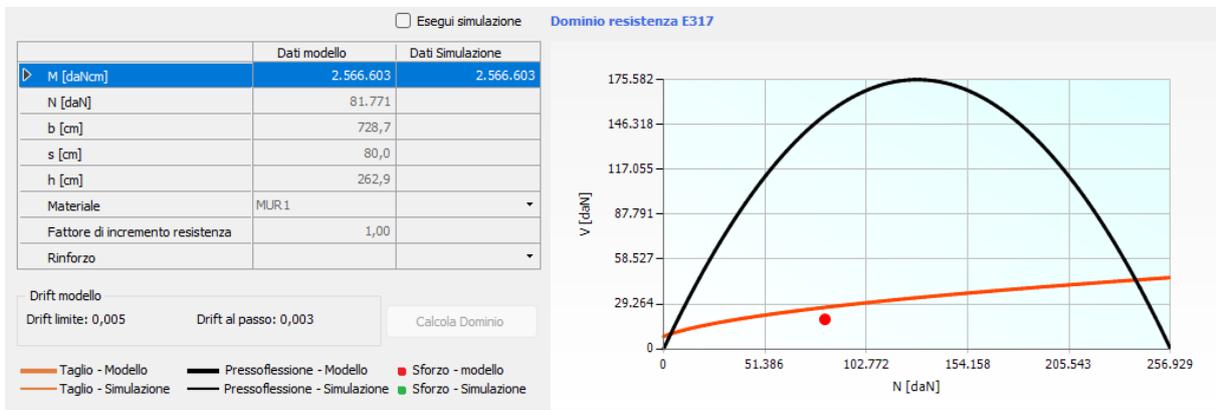


Parete 26

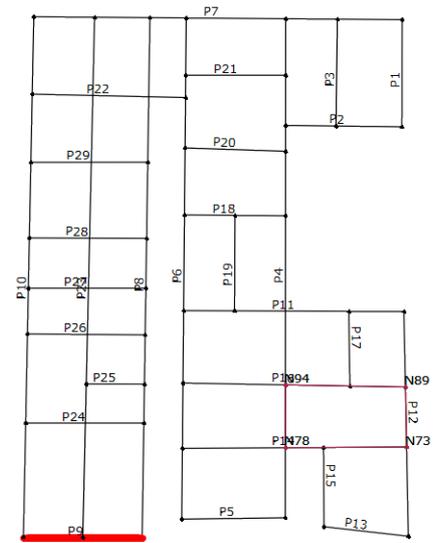
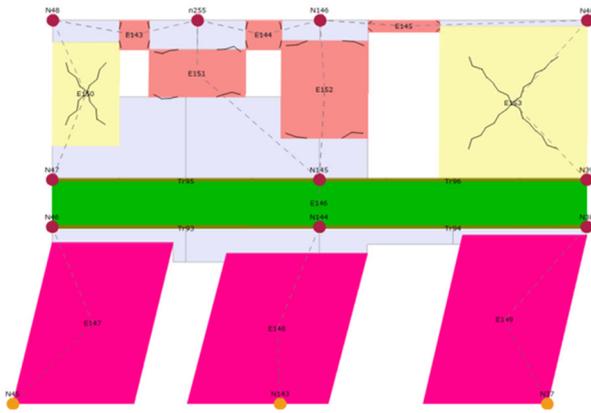


Risulta che la parete, in cui è presente una catena, presenta un'incipiente rottura per taglio al primo livello e una crisi grave al livello 3; sono inoltre presenti due fenomeni di plasticizzazione a pressoflessione, al primo livello in corrispondenza di un maschio e all'ultimo in presenza di una fascia (l'altra fascia invece va a rottura a pressoflessione). Si ritiene che ciò sia dovuto principalmente alla natura spingente delle coperture e ad un difetto di modellazione, in cui si denota una fascia centrale, infinitamente rigida, che collega il primo livello dal secondo nelle analisi del comportamento sismico dell'aggregato.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



Parete 9



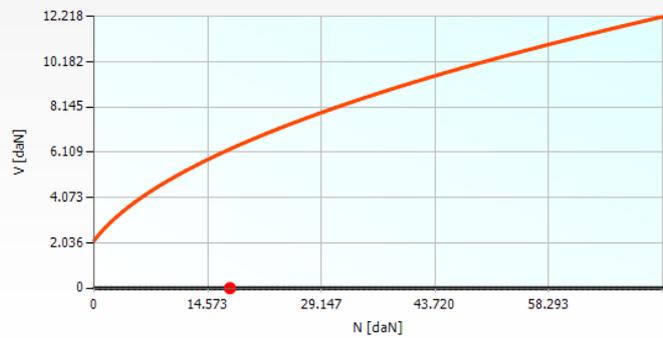
Risulta che la parete presenta una crisi grave al primo livello e fenomeni diffusi di incipiente rottura a taglio e pressoflessione al livello 3. Si ritiene che ciò sia dovuto principalmente alla natura spingente delle coperture e ad un difetto di modellazione, in cui si denota una fascia centrale, infinitamente rigida e particolarmente massiva, che *collega* il primo livello dal secondo nelle analisi del comportamento sismico dell'aggregato.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

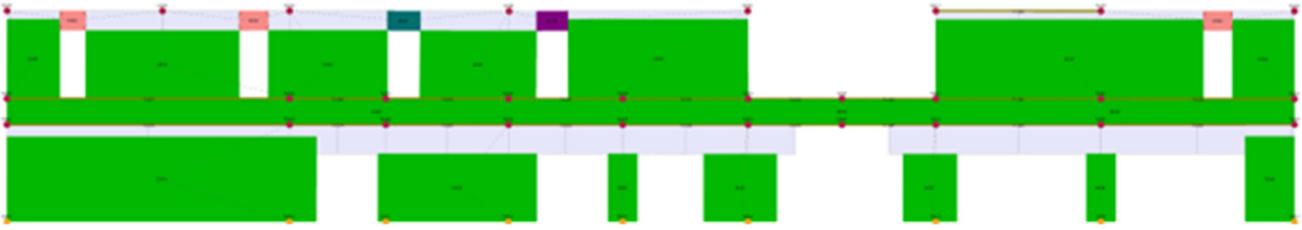
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNm]	0	0
N [daN]	17.403	
b [cm]	236,2	
s [cm]	70,0	
h [cm]	255,0	
Materiale	MUR.1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ● Sforzo - Simulazione

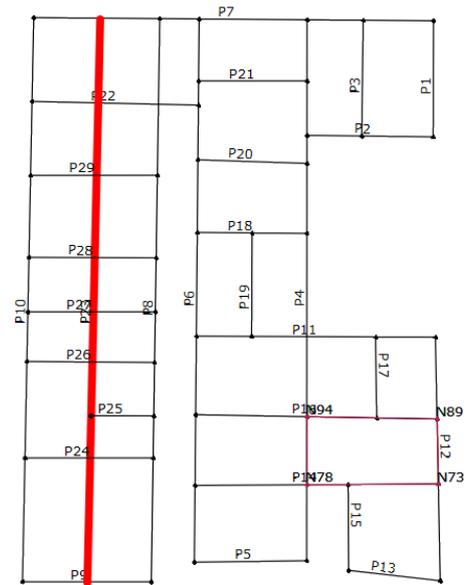


Parete 23



La parete, malgrado i dati sullo stato di danneggiamento riportati dall'analisi, risulta pressoché intatta, fatto salvo tre fenomeni di incipiente pressoflessione e una rottura a compressione nelle fasce dell'ultimo livello, di cui una non è efficace. Si ritiene che l'anomalia sia dovuta alla necessità di definire un vano aperto da volte in corrispondenza del blocco Sud.

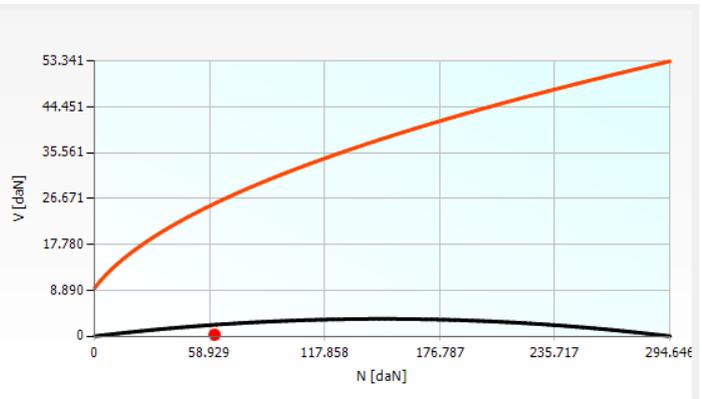
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



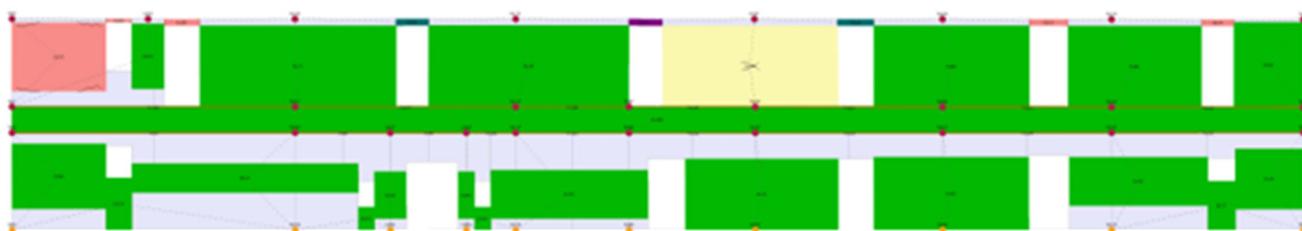
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNm]	3.048.096	3.048.096
N [daN]	61.406	
b [cm]	955,0	
s [cm]	70,0	
h [cm]	262,9	
Materiale	MUR 1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Drift modello
 Drift limite: 0,010 Drift al passo: 0,000

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ● Sforzo - Simulazione

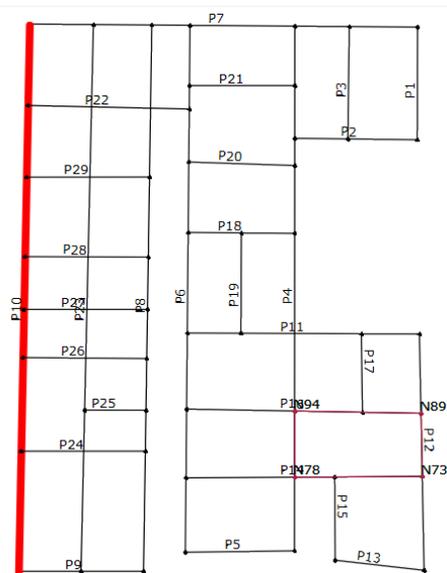


Parete 10



La parete, malgrado i dati sullo stato di danneggiamento riportati dall'analisi, risulta pressoché intatta, fatto salvo un'incipiente rottura a taglio e una plasticizzazione a pressoflessione in due maschi murari dell'ultimo livello e diffusi fenomeni plastici a pressoflessione nelle fasce (di cui due non efficaci), cui si aggiunge una rottura a compressione. Il risultato dell'analisi non è ben chiaro, si presume però che entrambi i meccanismi di rottura risultino nuovamente dall'interazione tra strutture spingenti e fascia infinitamente rigida.

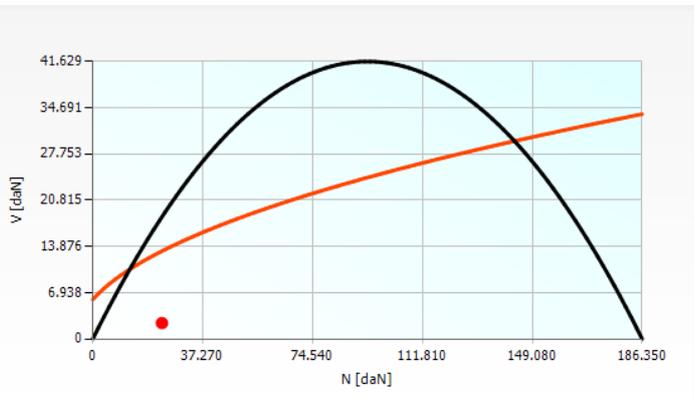
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	-806.472	-806.472
N [daN]	23.443	
b [cm]	604,0	
s [cm]	70,0	
h [cm]	250,0	
Materiale	MUR.1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Drift modello
 Drift limite: 0,005 Drift al passo: 6,12E-05

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ● Sforzo - Simulazione



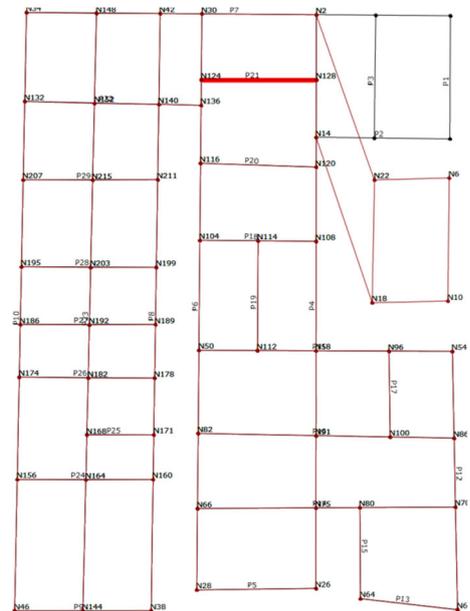
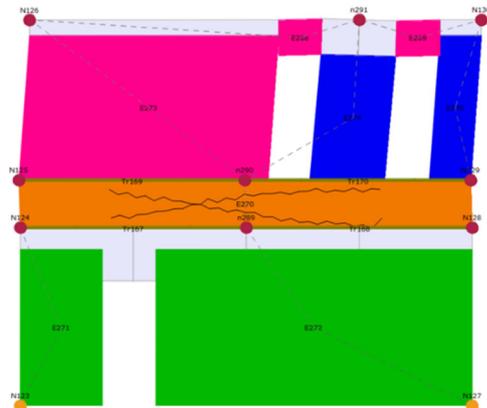
Analisi sismica n. 23, in direzione Y

Risultano significative ai sensi dell'analisi le seguenti pareti:

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastri % Parete	Travi % Parete
21	<input checked="" type="checkbox"/>	69,1	0,9	0,0	0,0	0,0
17	<input checked="" type="checkbox"/>	66,7	0,7	0,0	0,0	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	66,3	1,4	0,0	0,0	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	59,7	5,6	0,0	0,0	0,0
1	<input checked="" type="checkbox"/>	57,0	1,3	0,0	0,0	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	32,0	0,7	0,0	0,0	0,0
12	<input checked="" type="checkbox"/>	30,8	0,8	0,0	0,0	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	30,1	2,1	0,0	0,0	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	28,3	2,6	0,0	0,0	0,0
23	<input checked="" type="checkbox"/>	11,1	0,9	0,0	0,0	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	6,2	0,6	0,0	0,0	0,0
11	<input checked="" type="checkbox"/>	4,7	0,2	0,0	0,0	0,0

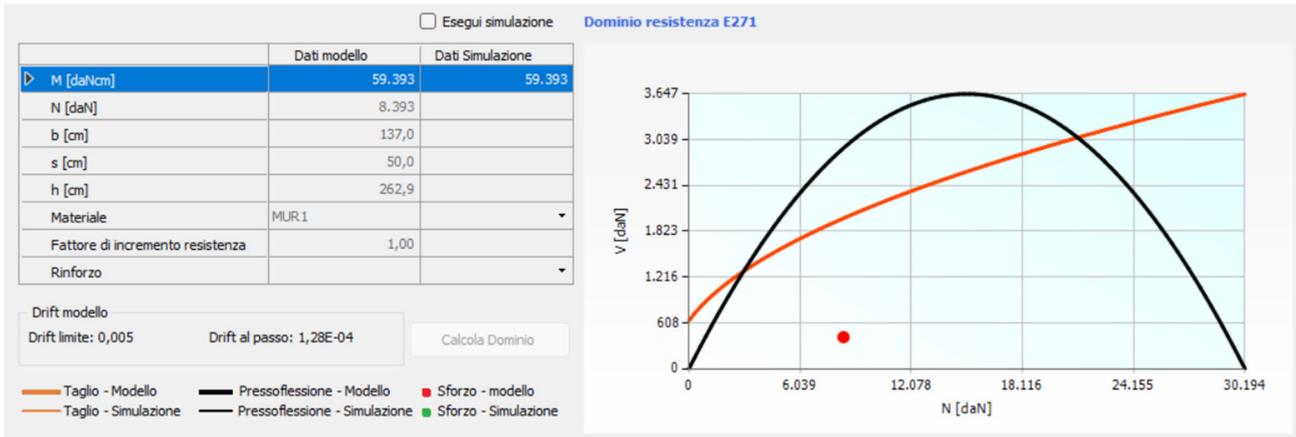
Si osserva che, in questo caso, gli elementi più significativamente danneggiati sono sensibilmente più numerosi e diffusi, implicando un comportamento evidentemente peggiore della struttura in direzione Y.

Parete 21

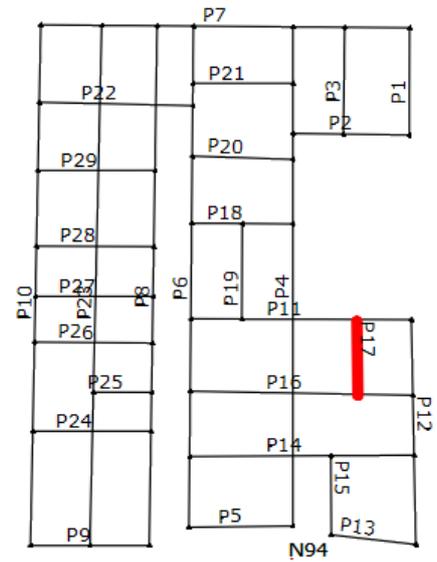
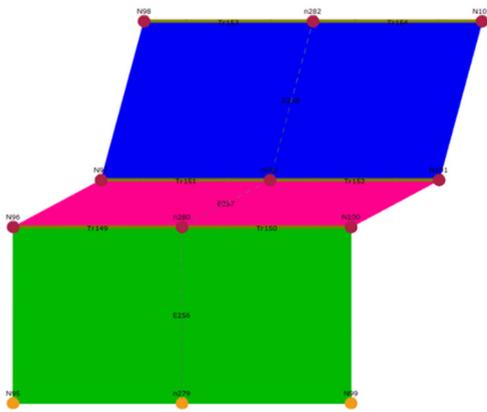


In questo caso, la parete presenta fenomeni di crisi grave e crisi in fase elastica all'ultimo livello, presumibilmente conseguenti alla rottura per taglio del livello immediatamente sottostante. Anche in questo caso, si registra un'evidente sconnessione tra primo e secondo livello ed un'elevata incidenza delle coperture spingenti. Inoltre, risulta evidente dalla distribuzione dei maschi murari più danneggiati che i due blocchi hanno un comportamento differente tra loro in direzione X e Y, suggerendo la modellazione dell'oggetto come due aggregati distinti.

Risulta il seguente dominio di resistenza:

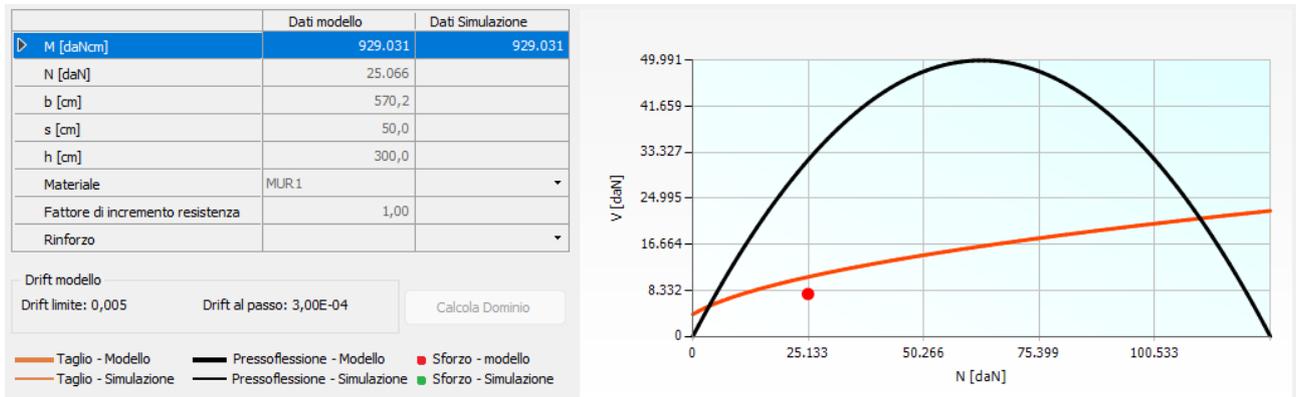


Parete 17

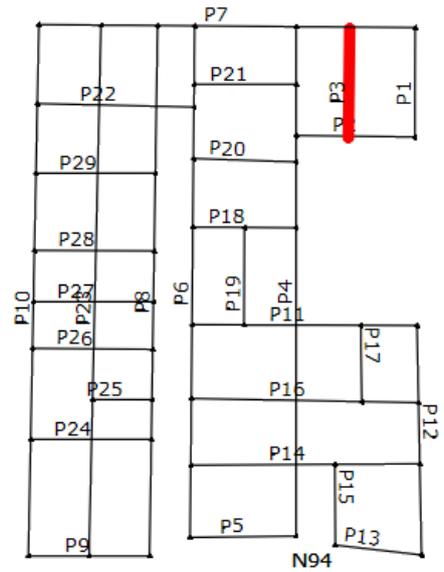
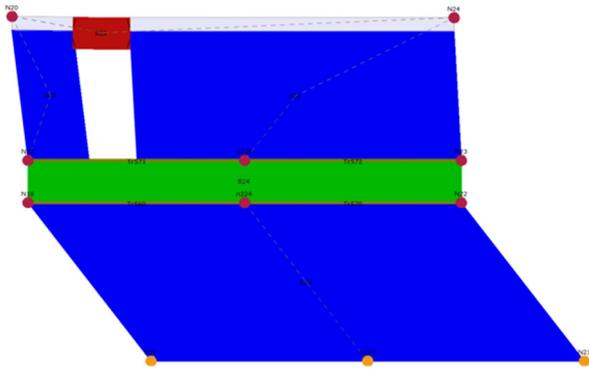


La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi grave seguita da una crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla natura spingente delle coperture.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

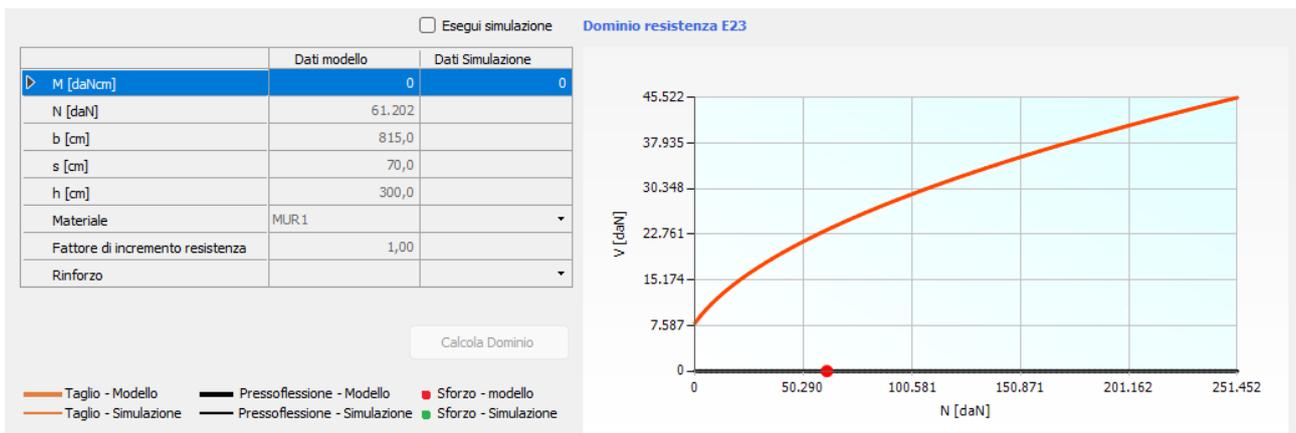


Parete 3

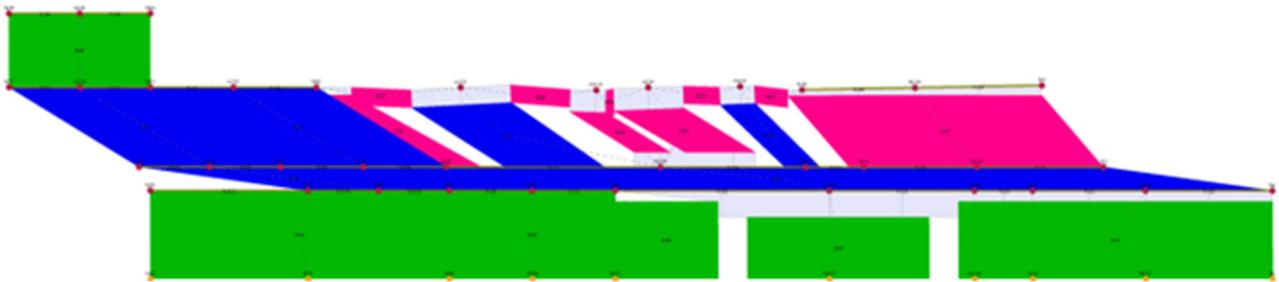


La parete è evidentemente in condizioni critiche, essendo soggetta ad una diffusa crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla deformazione torcente del blocco, presumibilmente conseguente all'adozione del nodo 205 come nodo di controllo e all'effettivo comportamento dei due blocchi, da considerare evidentemente come due aggregati distinti.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

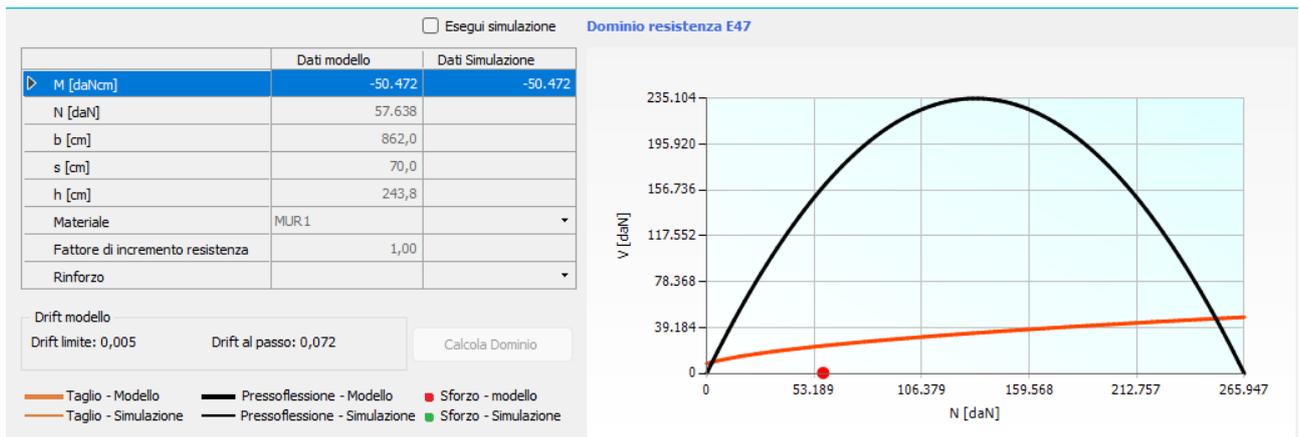
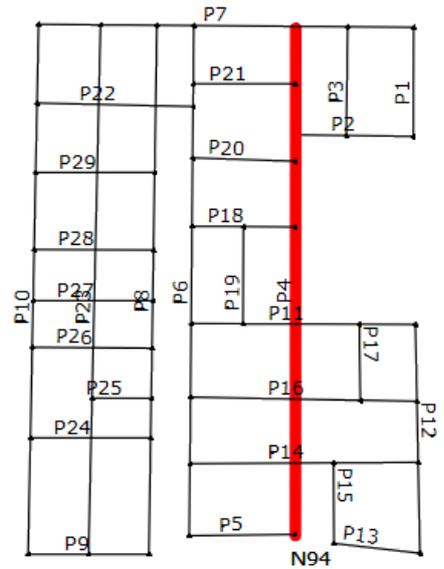


Parete 4

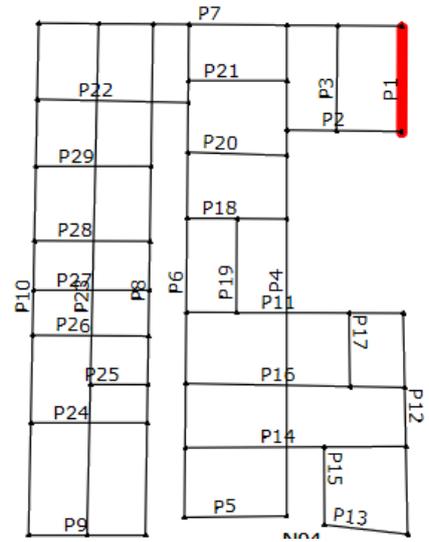
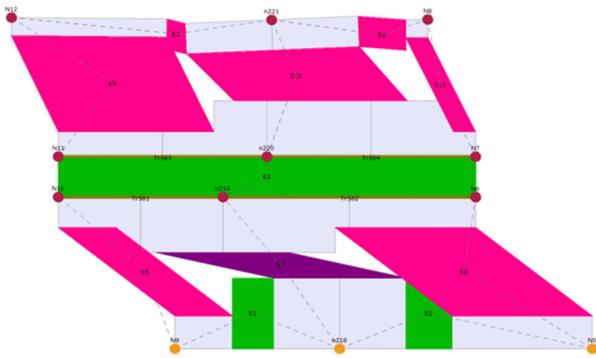


La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi grave e diffuse crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla deformazione torcente del blocco, presumibilmente conseguente all'adozione del nodo 205 come nodo di controllo e all'effettivo comportamento dei due blocchi, da considerare evidentemente come due aggregati distinti.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



Parete 1



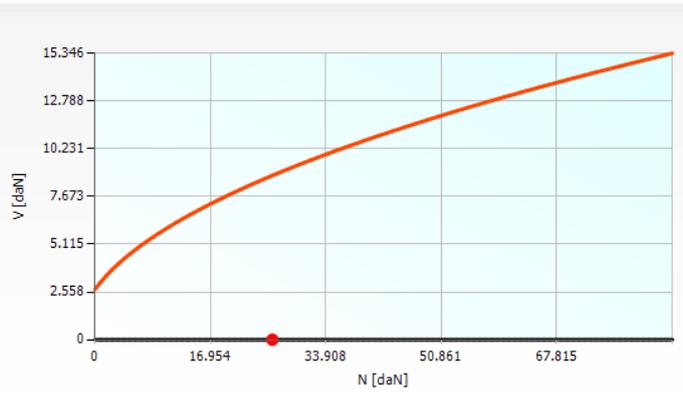
La parete è evidentemente in condizioni critiche, essendo soggetta ad una diffusa crisi grave. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto all'adozione del nodo 205 come nodo di controllo e al comportamento dei due edifici, che costituiscono evidentemente due aggregati distinti..

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

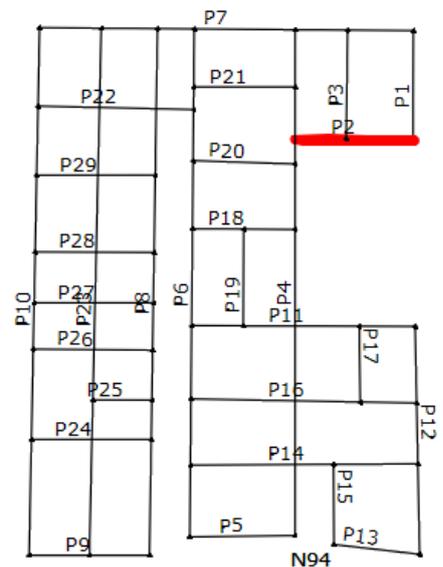
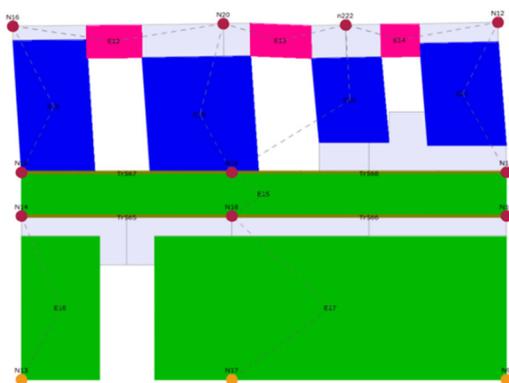
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	0	0
N [daN]	26.057	
b [cm]	274,8	
s [cm]	70,0	
h [cm]	175,0	
Materiale	MUR1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ■ Sforzo - Simulazione



Parete 2



La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 3, essendo soggetta ad una diffusa crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla natura

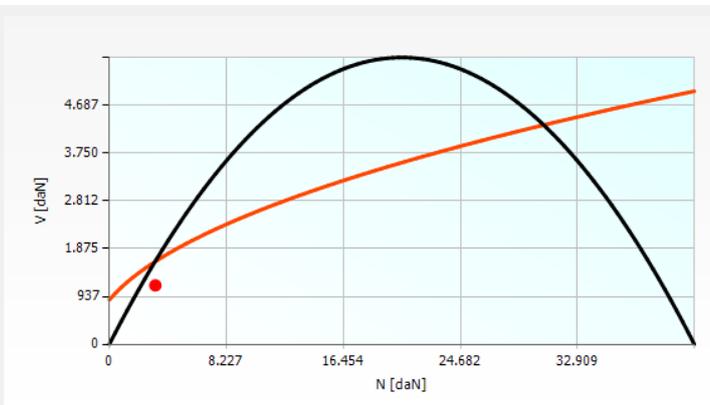
spingente delle coperture.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

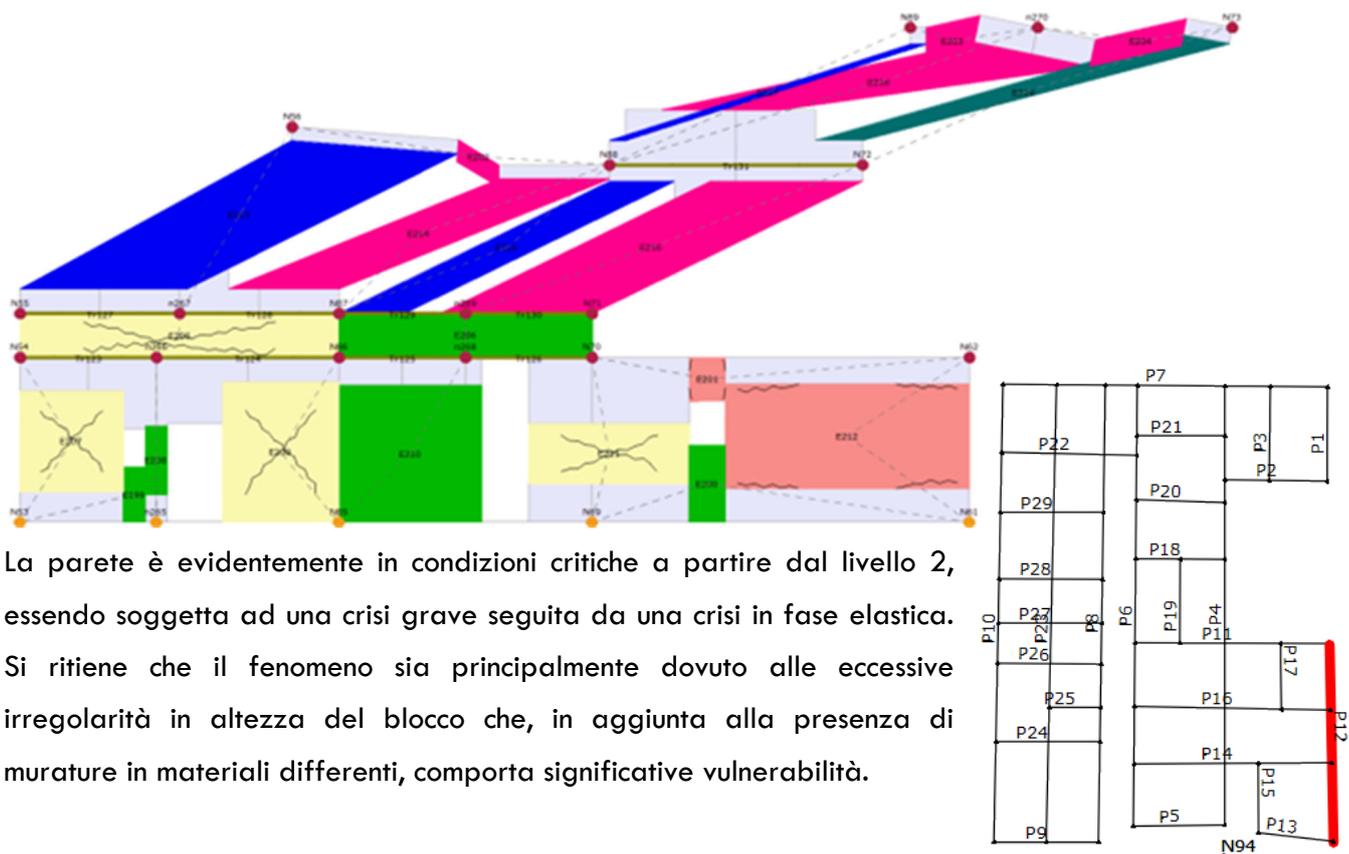
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	-140.822	-140.822
N [daN]	3.236	
b [cm]	133,3	
s [cm]	70,0	
h [cm]	243,8	
Materiale	MUR 1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Drift modello		
Drift limite: 0,005	Drift al passo: 0,014	Calcola Dominio

Taglio - Modello	Pressoflessione - Modello	Sforzo - modello
Taglio - Simulazione	Pressoflessione - Simulazione	Sforzo - Simulazione

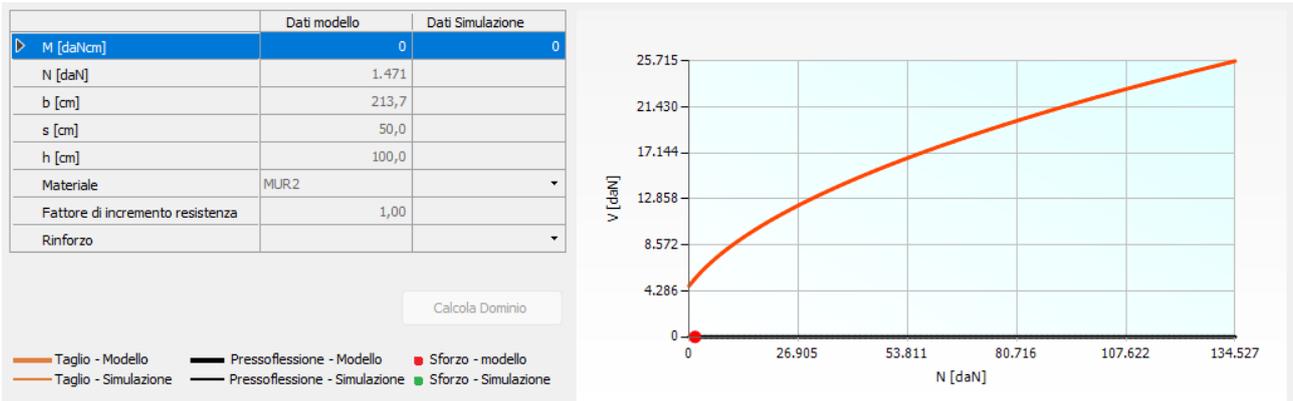


Parete 12



La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi grave seguita da una crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alle eccessive irregolarità in altezza del blocco che, in aggiunta alla presenza di murature in materiali differenti, comporta significative vulnerabilità.

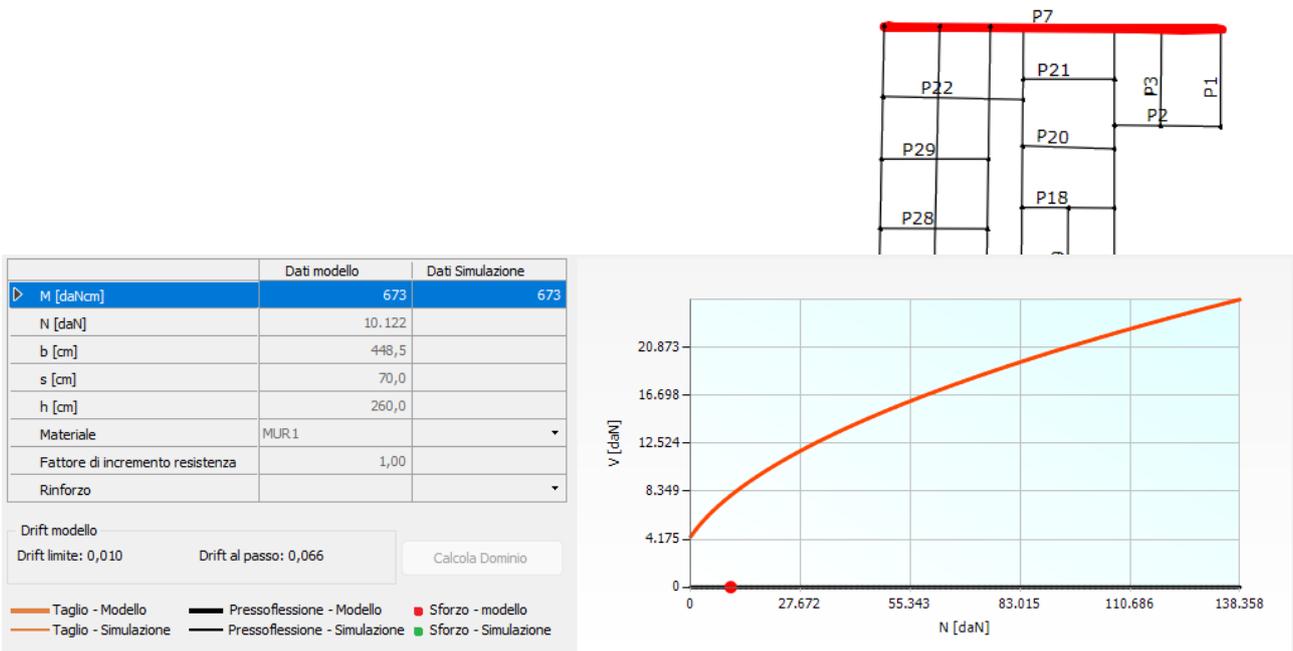
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



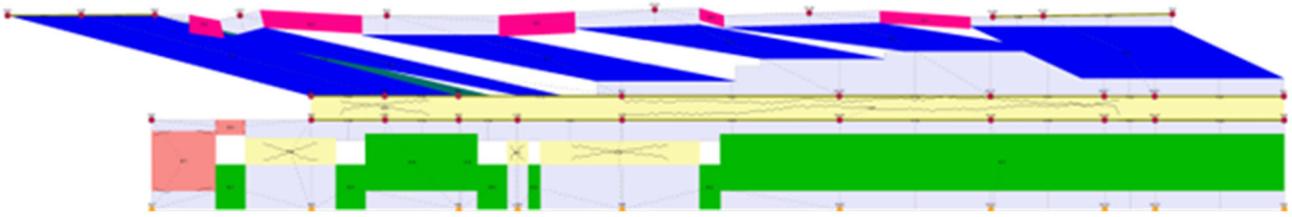
Parete 7

La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi grave e diffuse crisi in fase elastica. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla natura spingente delle coperture.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

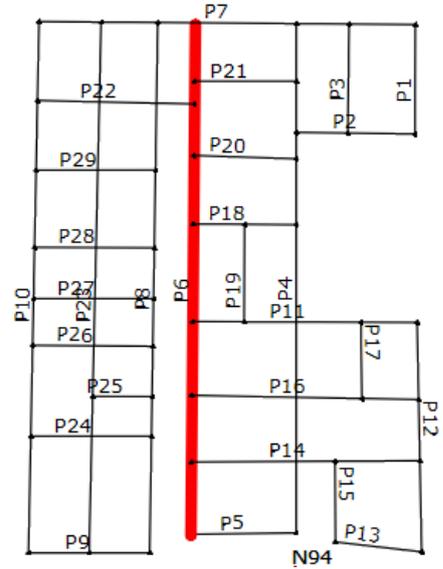


Parete 6



La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi in fase elastica estremamente rilevante. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla natura spingente delle coperture.

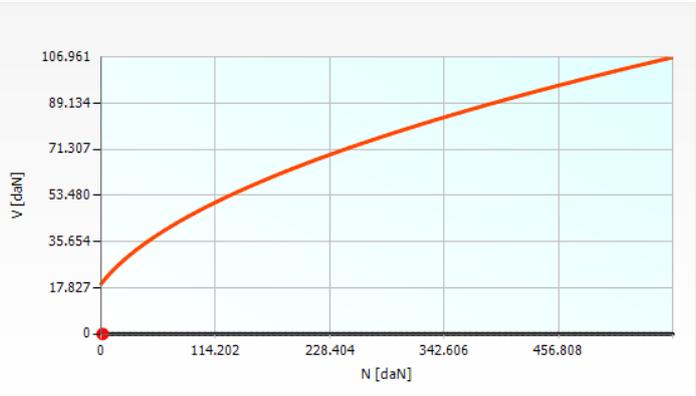
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



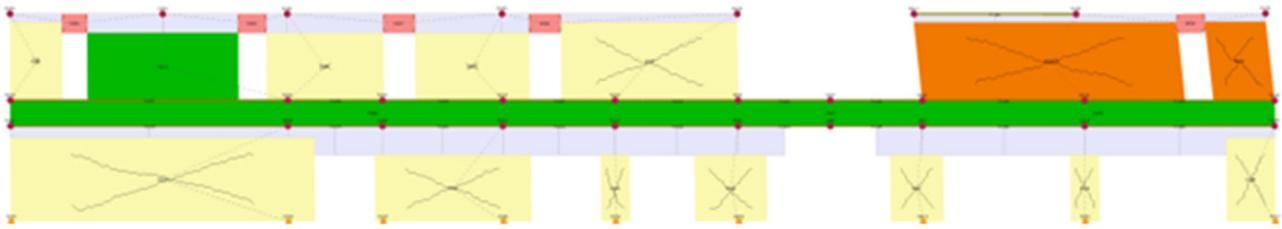
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNm]	0	0
N [daN]	1.559	
b [cm]	498,3	
s [cm]	70,0	
h [cm]	270,0	
Materiale	MUR.3 ampliamento	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

- Taglio - Modello
- Pressoflessione - Modello
- Sforzo - modello
- Taglio - Simulazione
- Pressoflessione - Simulazione
- Sforzo - Simulazione

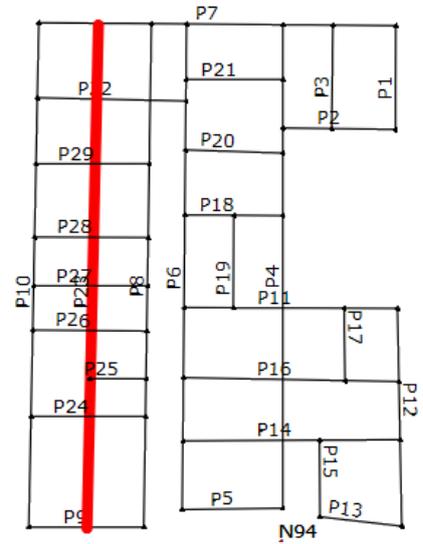


Parete 23



La parete risulta soggetta a diffusi regimi di incipiente collasso a taglio, con rottura nella zona a cavallo degli ambienti voltati.

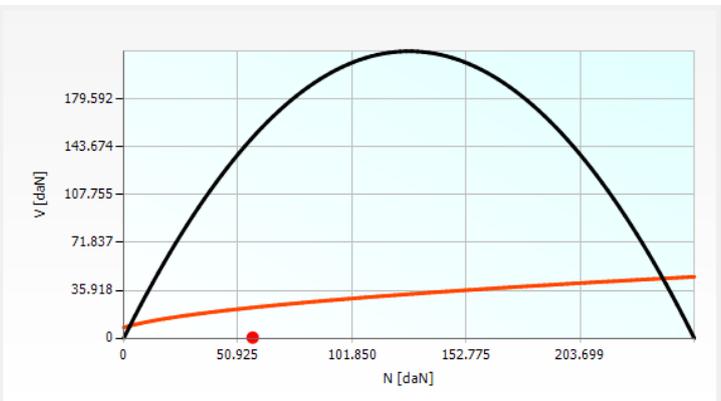
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



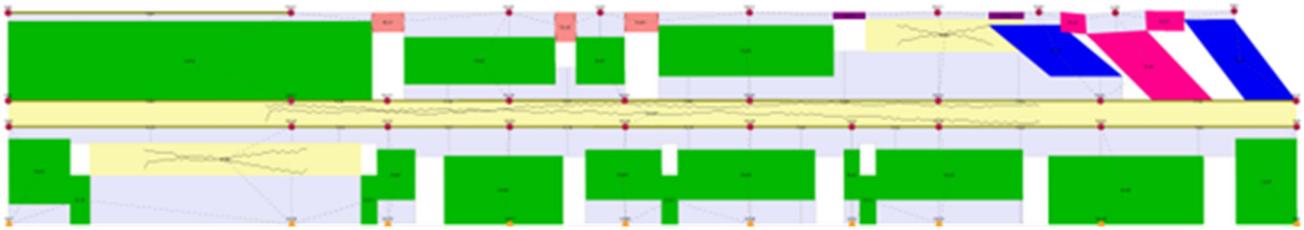
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	-56.172	-56.172
N [daN]	57.547	
b [cm]	825,3	
s [cm]	70,0	
h [cm]	243,8	
Materiale	MUR.1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Drift modello
 Drift limite: 0,005 Drift al passo: 0,009

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ● Sforzo - Simulazione

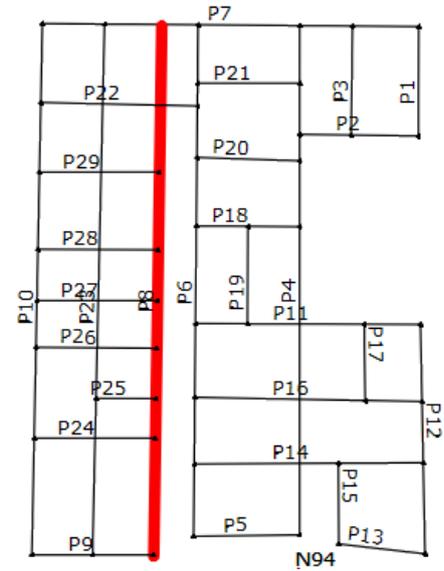


Parete 8



La parete è evidentemente in condizioni critiche a partire dal livello 2, essendo soggetta ad una crisi grave e una crisi in fase elastica all'estremità. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla natura spingente delle coperture e alla snellezza del blocco in esame in rapporto all'organizzazione complessiva dell'aggregato.

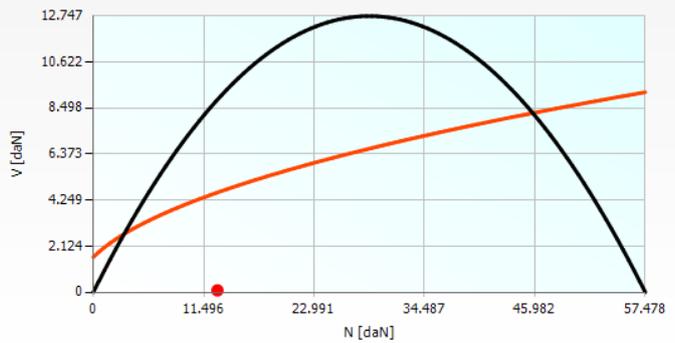
Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



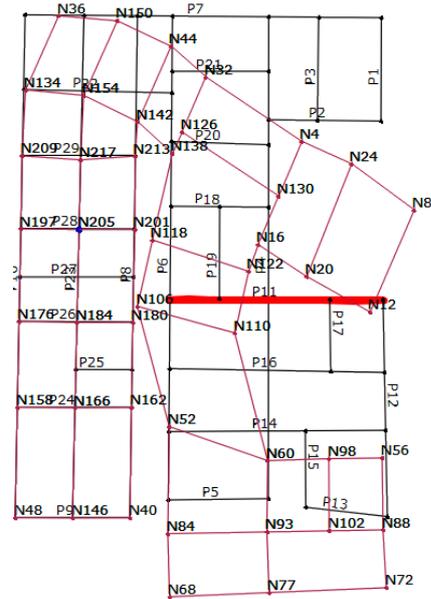
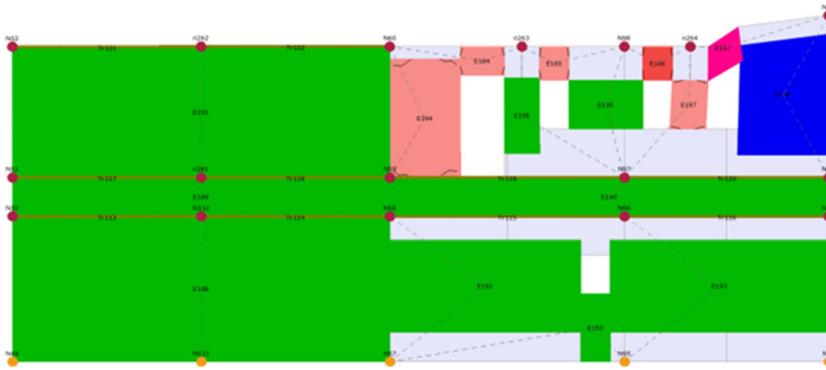
	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNcm]	-9,188	-9,188
N [daN]	12,929	
b [cm]	186,3	
s [cm]	70,0	
h [cm]	210,0	
Materiale	MUR.1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello ● Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione ● Sforzo - Simulazione



Parete 11



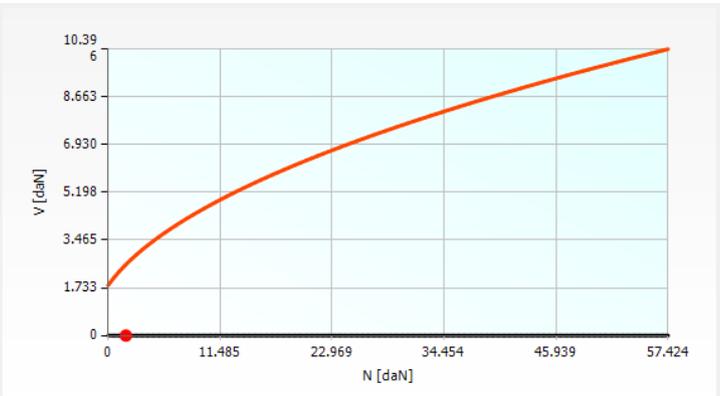
La parete è soggetta ad una crisi grave seguita da una crisi in fase elastica all'estremità, con incipienti collassi a pressoflessione all'avvicinarsi verso il centro del blocco di riferimento. Si ritiene che il fenomeno sia principalmente dovuto alla deformazione torcente del blocco, presumibilmente conseguente all'adozione del nodo 205 come nodo di controllo e all'effettivo comportamento dei due blocchi, da considerare evidentemente come due aggregati distinti.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:

	Dati modello	Dati Simulazione
M [daNm]	0	0
N [daN]	1.820	
b [cm]	186,1	
s [cm]	70,0	
h [cm]	185,0	
Materiale	MUR1	
Fattore di incremento resistenza	1,00	
Rinforzo		

Calcola Dominio

— Taglio - Modello — Pressoflessione - Modello — Sforzo - modello
— Taglio - Simulazione — Pressoflessione - Simulazione — Sforzo - Simulazione



6.7 Progetto degli interventi

Alternativa progettuale 1

Avendo rilevato che l'aggregato è principalmente composto da edilizia storica in disuso e soggetta a degrado (ad eccezione di una sostituzione muraria degli anni '50 dell'unico locale attualmente in uso, corrispondente al corpo a torre nel braccio a Nord, e un addizione in laterizio adiacente al blocco suddetto), è stata definita una campagna diffusa di interventi sulle murature di tipo MUR1 (muratura irregolare in condizioni di malta scadente), prevedendo iniezioni di nuove miscele leganti per migliorare il comportamento monolitico dei pannelli murari e interventi di ristilatura armata con connessione dei paramenti per incrementarne la rigidezza. Riscontrando nei locali abbandonati

orizzontamenti lignei privi di soletta e strutture spingenti, si è inoltre previsto un intervento di irrigidimento delle volte tramite cappa armata in calcestruzzo C 25/30 di spessore 5 cm per incrementare la rigidità di piano, particolarmente nel blocco Sud, e incrementare il grado di incastro tra le pareti adiacenti a detti elementi spingenti.

Detti interventi sono stati realizzati in ragione dello stato di danneggiamento e degli spostamenti di interpiano registrati nel modello ante operam, in cui si registra che i pannelli più danneggiati compongono il fronte Sud e il fronte Ovest (su cui scaricano gran parte delle volte presenti) e che gli spostamenti di interpiano maggiori si registrano in corrispondenza delle strutture spingenti, con un particolare caso di accoppiamento danno-deformazione per il pannello 9.

Si rappresentano di seguito i risultati sul danneggiamento e gli spostamenti di interpiano nel modello ante operam e i conseguenti interventi, conformi alle prescrizioni normative, di miglioramento dei pannelli murari.

Stato di danneggiamento Spostamento assoluto Spostamento relativo interpiano

Filtri visualizzazione
 Elementi rotti Elementi plastici Elementi non efficaci

Elementi rotti passo corrente
 dal primo passo rispetto al passo precedente

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
24	<input type="checkbox"/>	31,8	0,8	0,0	0,0	0,0
26	<input type="checkbox"/>	31,0	0,8	0,0	0,0	0,0
9	<input type="checkbox"/>	27,8	0,6	0,0	0,0	0,0
23	<input type="checkbox"/>	0,7	0,1	0,0	0,0	0,0
10	<input type="checkbox"/>	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0
1	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Elementi totali per parete
 Muratura 3 Setti 0 Pilastrini 0 Travi 2

Sottopasso 23 / 23 OK ?

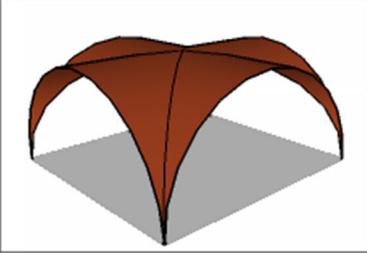
28	195	196	0,21	2	10-28
29	206	207	0,19	1	10-29
30	208	209	0,14	0	10-30

Sottopasso 23 / 23 OK ?

Orizzontamenti volte

Archivio -- Definizione utente--

- Volta a botte
- Volta a botte con teste di padiglione
- Volta a crociera**
- Volta a padiglione
- Volta a vela



Geometria

Spessore totale in chiave (St) [cm]

Freccia (f) [cm]

Spessore medio strutturale (Sm) [cm]

Materiale volta

MUR 1 

Densità riempimento [kN/m³]

Cappa armata

Spessore cappa armata [cm]

C25/30 

OK Annulla ?

Parametri migliorativi

<input type="checkbox"/>	Malta buona	1,5
<input type="checkbox"/>	Ricorsi o listature	1,3
<input type="checkbox"/>	Connessione trasversale	1,5
<input checked="" type="checkbox"/>	Iniezioni di miscele leganti	2,0
<input type="checkbox"/>	Intonaco armato	2,5
<input checked="" type="checkbox"/>	Ristilatura armata con connessione dei paramenti	1,6
<input type="checkbox"/>	Altro	0,0

Interventi

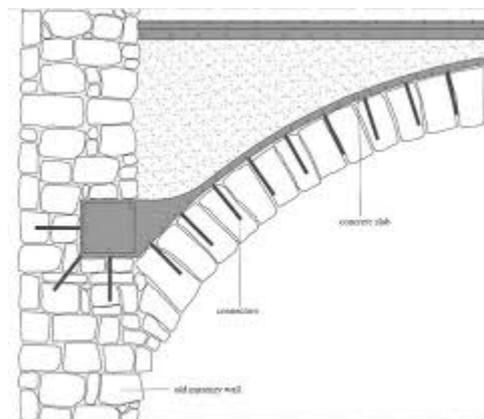
Normativa  OK Annulla ?



L'iniezione di nuova malta nelle murature viene condotta attraverso l'accoppiamento di un miscelatore ed un compressore, praticando una maglia di fori nella parete attraverso cui iniettare una boiaccia di calce (compatibile con la muratura esistente), ponendo particolare attenzione alla pulizia dei fori (da condursi con acqua) per limitare l'assorbimento nella muratura dell'acqua di impasto. L'intervento è dunque compatibile, non reversibile e non distinguibile.

La ristilatura armata dei giunti è un intervento superficiale che prevede l'inserimento di barre di acciaio nei giunti di malta; attraverso l'utilizzo di elementi metallici di collegamento. L'intervento consente inoltre di collegare i paramenti murari di uno stesso pannello, incrementando l'inerzia della parete e coinvolgendo l'intera sezione nella reazione ai carichi agenti.

Tra gli interventi di rinforzo sulle volte, l'applicazione di una cappa estradossata in calcestruzzo armato con chiodature che si inseriscono nella volta preesistente rappresenta la metodologia di intervento più diffusa, particolarmente nelle volte massicce. L'intervento, realizzando una soletta collaborante all'estradosso della volta, limita le possibilità di formazione di una cerniera plastica estradosale in chiave. Prevedendo cordoli di raccordo tra la cappa armata e le murature, l'intervento consente inoltre di incrementare sensibilmente la rigidezza di piano, garantendo il soddisfacimento del vincolo di piano rigido.



6.8 Analisi globali sulla struttura post-intervento (modello *post operam*)

Alternativa progettuale 1

I risultati delle analisi sismiche effettuate sulla costruzione originaria hanno mostrato deficienze proprie esibite sia in direzione X che in direzione Y. Pertanto, al fine di migliorarne il comportamento sismico, è stato progettato un appropriato intervento di miglioramento sismico in linea con i tipici interventi attuati nella zona.

Gli interventi previsti allo scopo di adeguare il comportamento dell'aggregato sotto sisma sono l'attuazione di iniezioni di malta e ristilature armate con connessione dei paramenti nella muratura irregolare (MUR1) e la realizzazione di cappe armate in calcestruzzo sulle volte, così da incrementare la robustezza e la rigidezza degli elementi strutturali critici. Al fine di validare gli interventi eseguiti si è proceduto alla costruzione di un modello globale dell'aggregato così da poter definire efficacemente l'incremento del parametro ζ_E e il nuovo comportamento globale della struttura.

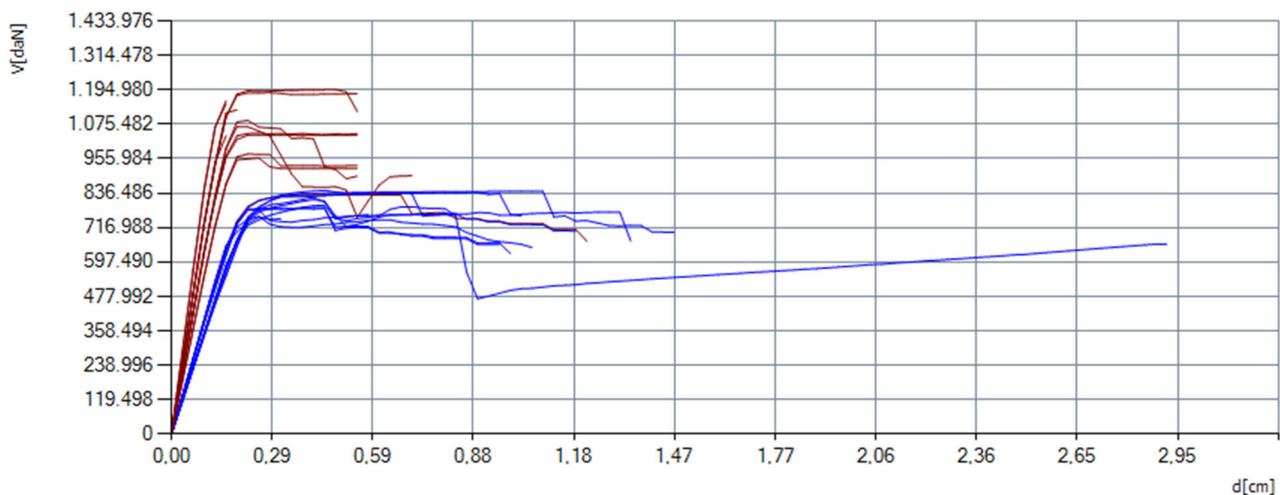
In Tabella 6.7-1 si riportano le verifiche dell'analisi statica non lineare, per tutte e 24 le analisi eseguite, che risultano caratterizzate da un moderato incremento dei parametri α_{SLV} , sempre superiore a 0.1, consentendo, pertanto, **il miglioramento sismico del fabbricato**. Il livello di sicurezza minimo raggiunto (0,430 in direzione X e 0,676 in direzione Y) consente di migliorare decisamente il comportamento sismico della struttura, che presentava nello stato ante operam coefficienti α_{SLV} pari rispettivamente a 0,197 e 0,310 nelle direzioni X e Y. Per l'aggregato è quindi ampiamente verificato **l'incremento di sicurezza per le costruzioni di classe d'uso II**, come indicato dalle NTC 2018 (§ 8.4.2), **ai fini del miglioramento sismico**.

Tabella 6.7-1: Risultati delle verifiche eseguite mediante il programma 3MURI sul modello post operam

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	0,836	0,878	1,134	0,937
2	+X	Forze statiche	0,0	0,743	0,788	1,138	0,977
3	-X	Uniforme	0,0	0,836	0,879	1,140	0,943
4	-X	Forze statiche	0,0	0,872	0,909	1,113	0,956
5	+Y	Uniforme	0,0	0,978	1,092	2,086	1,706
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,671	0,770	1,742	1,423
7	-Y	Uniforme	0,0	0,918	1,035	2,100	1,717
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,694	0,799	1,833	1,497
9	+X	Uniforme	198,5	0,686	0,728	1,029	0,858
10	+X	Uniforme	-198,5	0,546	0,603	1,163	0,956
11	+X	Forze statiche	198,5	0,810	0,845	1,041	0,900
12	+X	Forze statiche	-198,5	0,378	0,430	1,007	0,855
13	-X	Uniforme	198,5	0,689	0,731	1,041	0,868
14	-X	Uniforme	-198,5	0,544	0,601	1,156	0,952

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
15	-X	Forze statiche	198,5	0,699	0,735	0,991	0,857
16	-X	Forze statiche	-198,5	0,463	0,517	1,074	0,912
17	+Y	Uniforme	145,6	0,773	0,905	2,165	1,772
18	+Y	Uniforme	-145,6	0,847	0,940	1,765	1,442
19	+Y	Forze statiche	145,6	0,710	0,831	2,023	1,654
20	+Y	Forze statiche	-145,6	0,591	0,676	1,537	1,254
21	-Y	Uniforme	145,6	0,774	0,906	2,173	1,778
22	-Y	Uniforme	-145,6	0,852	0,946	1,778	1,452
23	-Y	Forze statiche	145,6	0,649	0,619	2,035	1,664
24	-Y	Forze statiche	-145,6	0,599	0,686	1,567	1,279

Si presentano di seguito le curve di pushover relative alle 24 analisi condotte sul modello post operam.



Da un rapido confronto tra le curve di pushover prima e post intervento, si osserva che il consolidamento attuato è efficace in direzione X, mentre di efficacia dubbia in direzione Y. Si ritiene che il tentato irrigidimento delle pareti murarie non consenta di rendere l'aggregato uniforme nel comportamento, rendendosi necessario l'irrigidimento dei solai.

Le curve di pushover relative alle verifiche di vulnerabilità più gravose (n. 12 in direzione X e n. 20 in direzione Y) sono illustrate nelle Figure seguenti.

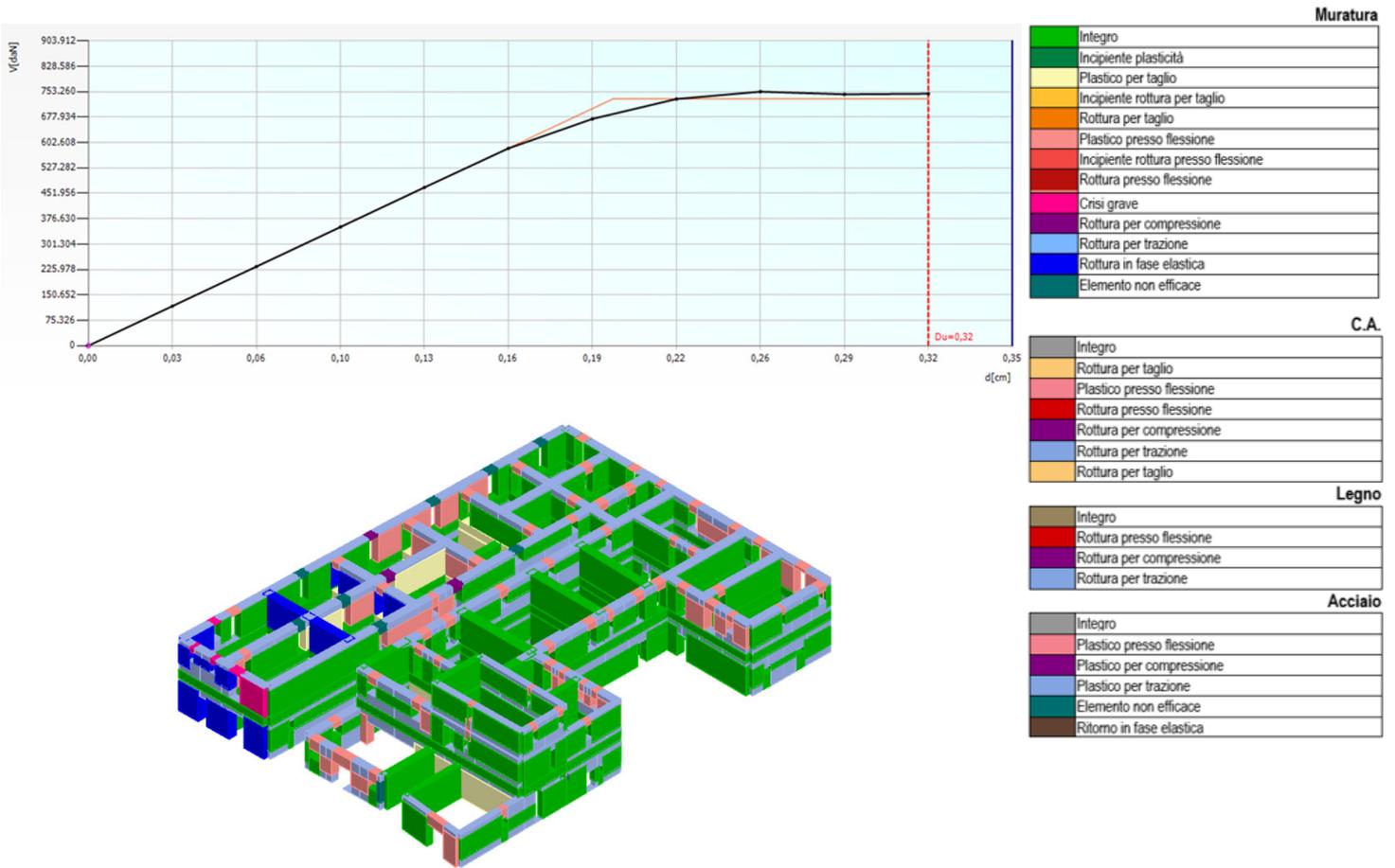


Figura 9: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 12) in direzione X sull'aggregato nel modello post operam.

Vulnerabilità sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	71	975	0,0728	2,3299	0,7250	2,51	0,33	0,3112	0,8800	0,3777
SLV	57	475	0,1200	1,7285	0,6524	2,48	0,33	0,3774	0,7438	0,4303
SLD	51	50	1,0200	0,6131	0,6190	2,46	0,33	1,0096	0,6172	1,0067
SLO	20	30	0,6667	0,4846	0,4145	2,39	0,28	0,8554	0,4145	0,8554

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	71	975	0,0728	3,1274	1,0874	2,51	0,33	0,3477	1,1812	0,3777
SLV	57	475	0,1200	2,4816	0,9785	2,48	0,33	0,3943	1,0679	0,4303
SLD	51	50	1,0200	0,9197	0,9285	2,46	0,33	1,0096	0,9258	1,0067
SLO	20	30	0,6667	0,7269	0,6218	2,39	0,28	0,8554	0,6218	0,8554

corrispondenti valori nella tabella seguente.

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α PGA) calcolate con due approcci differenti visti precedentemente.

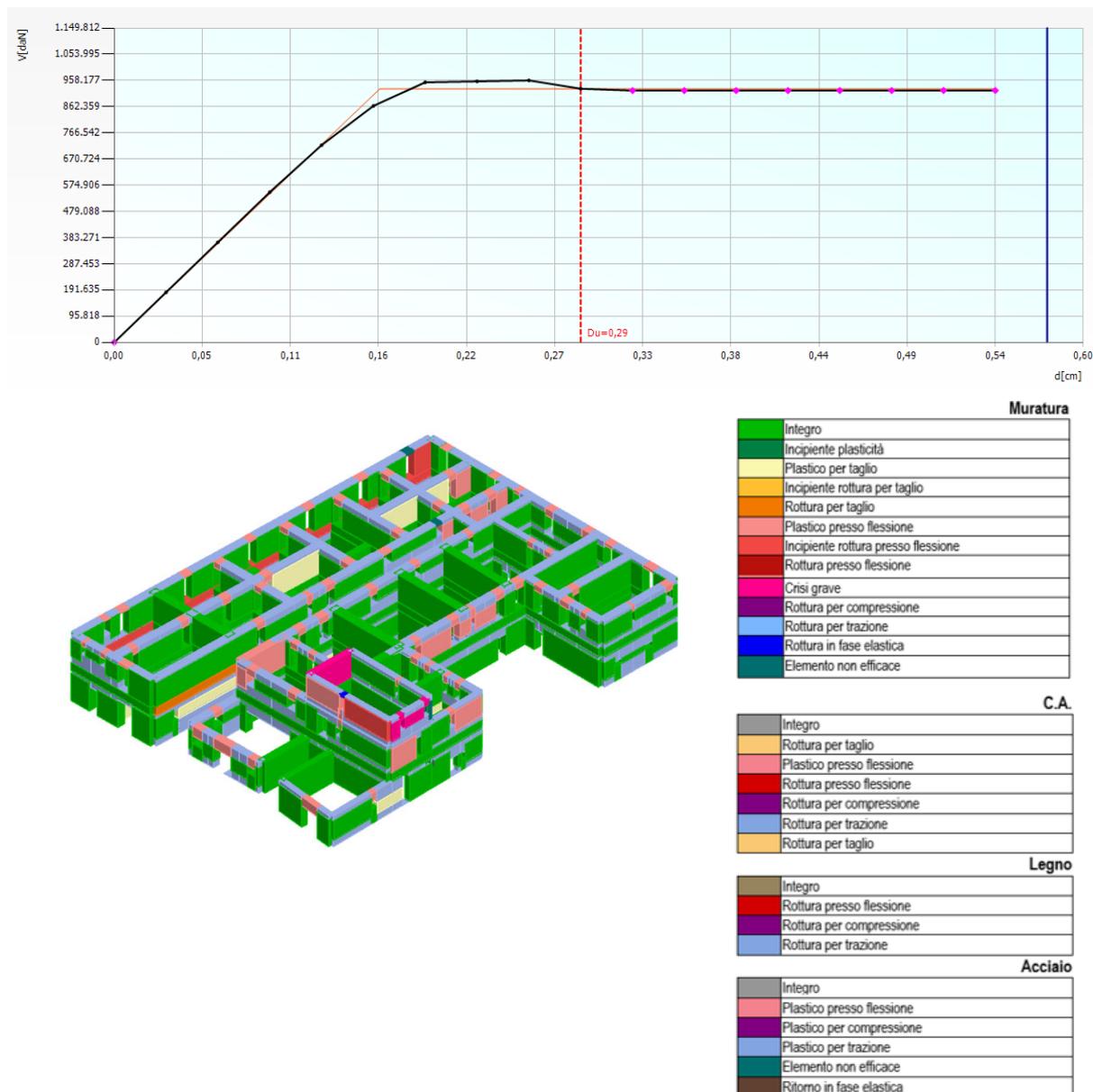


Figura 10: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 20) in direzione Y sull'aggregato nel modello post operam.

Vulnerabilità sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	203	975	0,2082	2,3299	1,1772	2,54	0,38	0,5053	1,3758	0,5905
SLV	156	475	0,3284	1,7285	1,0448	2,55	0,36	0,6044	1,1685	0,6760
SLD	121	50	2,4200	0,6131	0,9280	2,56	0,35	1,5136	0,9424	1,5371
SLO	52	30	1,7333	0,4846	0,6249	2,46	0,33	1,2895	0,6078	1,2542

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per ($SS \cdot St$); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	FO (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	203	975	0,2082	3,1274	1,7658	2,54	0,38	0,5646	1,8468	0,5905
SLV	156	475	0,3284	2,4816	1,5671	2,55	0,36	0,6315	1,6776	0,6760
SLD	121	50	2,4200	0,9197	1,3920	2,56	0,35	1,5136	1,4136	1,5371
SLO	52	30	1,7333	0,7269	0,9373	2,46	0,33	1,2895	0,9117	1,2542

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α PGA) calcolate con due approcci differenti visti precedentemente.

6.9 Conclusioni

La progettazione strutturale è stata condotta facendo riferimento ai metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La procedura di calcolo è stata sviluppata avvalendosi del programma 3MURI per l'analisi globale dell'aggregato oggetto di intervento.

Tutte le procedure di verifica, in accordo alla normativa di riferimento vigente, sono state condotte tramite il "Metodo agli stati limite" ed i risultati ottenuti sono stati illustrati seguendo le indicazioni della norma CNR 10024/86.

In conclusione, le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati di progetto ed i programmi di calcolo adottati sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le resistenze assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente per ogni singolo elemento, i risultati riportati nella presente relazione si ritengono soddisfacenti ed affidabili nel pieno rispetto della normativa vigente.

7. Valutazione PAM e IS-V del modello ante e post operam

Il rischio sismico è la misura per valutare il danno atteso a seguito di un possibile evento sismico. Esso è funzione di tre fattori:

- Pericolosità: è la probabilità che si verifichi un sisma ed è legato alla zona sismica in cui si trova l'aggregato;
- Vulnerabilità: consiste nella valutazione delle conseguenze del sisma; è legata alla capacità dell'aggregato di resistere al sisma;
- Esposizione: è la valutazione socio/economica delle conseguenze; è legata ai contesti delle comunità.

Le classi di rischio sismico sono 8:

1. Classe A+ (minor rischio)
2. Classe A
3. Classe B
4. Classe C
5. Classe D
6. Classe E
7. Classe F
8. Classe G (maggior rischio)

La determinazione della classe di appartenenza di un aggregato può essere condotta secondo due metodi alternativi ai sensi delle indicazioni del D.M. n. 65 del 7/03/2017 e delle successive integrazioni.

- Metodo convenzionale: è applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione. Si basa sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali NTC e consente la valutazione della Classe di Rischio della costruzione sia allo stato di fatto che nello stato conseguente l'intervento progettato.
- Metodo semplificato: si basa su una classificazione macrosismica dell'aggregato. È indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura e può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per valutare la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale.

7.1 Metodo convenzionale

Per la valutazione della classe di rischio, per il caso in esame, è stato adoperato il metodo convenzionale di cui si descrivono brevemente le fasi operative. Per determinare la classe di rischio si fa riferimento a due parametri, il primo economico e il secondo di sicurezza:

- La Perdita Annuale Media attesa (PAM), che tiene conto delle perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (CR) dell'aggregato privo del suo contenuto;
- L'indice di sicurezza (IS-V) della struttura, definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), PGA_C (di capacità) e la PGA che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo aggregato, PGA_D (di domanda).

La classe di rischio si determina mettendo in relazione questi due parametri e privilegiando, nel

confronto, la classe di rischio minore ovvero quella corrispondente al rischio maggiore.

Il parametro PAM può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione. Esso può essere valutato, così come previsto per l'applicazione del metodo convenzionale, come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A ⁺ _{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A _{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B _{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C _{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D _{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E _{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F _{PAM}
$7,5\% < PAM$	G _{PAM}

struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, minore sarà la perdita media annua attesa (PAM). I valori di riferimento per la definizione delle Classi PAM sono riportati a fianco.

Analogamente, i valori di riferimento dell'indice di sicurezza da cui derivare la Classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono riportati nella tabella in basso.

Per la valutazione della Classe PAM e della Classe IS-V, necessarie per l'individuazione della Classe

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A ⁺ _{IS-V}
$80\% < IS-V \leq 100\%$	A _{IS-V}
$60\% < IS-V \leq 80\%$	B _{IS-V}
$45\% < IS-V \leq 60\%$	C _{IS-V}
$30\% < IS-V \leq 45\%$	D _{IS-V}
$15\% < IS-V \leq 30\%$	E _{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}

di Rischio, è sufficiente fare uso dei metodi indicati dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, procedendo come segue:

1. Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, PGA_C (SLi), che inducono il raggiungimento degli stati limite indicati dalla norma (SLC, SLV, SLD, SLO). È possibile, in via semplificata, effettuare le verifiche limitatamente allo SLV (stato limite per la salvaguardia della vita) ed allo SLD (stato limite di danno).

2. Note le accelerazioni al suolo, PGA_C , che producono il raggiungimento degli stati limite sopra detti, si determinano i corrispondenti periodi di ritorno, T_{rC} , associati ai terremoti che generano

tali accelerazioni. In assenza di più specifiche valutazioni, il passaggio dalle PGA_C ai valori del periodo di ritorno può essere eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$T_{RC} = T_{rD} (PGA_C / PGA_D) \eta$$

con $\eta = 1/0,41$.

- Per ciascuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento:

$$\lambda = 1/T_{RC}$$

- Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella:

Stato Limite	CR (%)
SLR – Soglia di Convenienza demolizione e ricostruzione	100%
SLC – Prestazione prossima al Collasso	80%
SLV – Soglia di salvaguardia della Vita	50%
SLD – Soglia di Limitazione del Danno strutturale e non strutturale	15%
SLO – Soglia di Limitazione del Danno non strutturale	7%
SLID – Soglia di Inizio del Danno non strutturale	0%

- Si valuta la PAM (in valore percentuale), ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie (λ, CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto $(\lambda=0, CR=100\%)$, mediante la seguente espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda (SL_{i+1}) - \lambda (SL_i)] \cdot \frac{[CR\% (SL_i) + CR\% (SL_{i+1})]}{2} + \lambda (SLC) \cdot CR\% (SRL)$$

dove l'indice "i" rappresenta il generico stato limite (i=5 per lo SLC i=1 per lo SLID).

- Si individua la Classe PAM, mediante la tabella 1 che associa la classe all'intervallo di valori assunto dal PAM.
- Si determina l'indice di sicurezza per la vita IS-V, ovvero il rapporto tra la PGA_C (di capacità) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana e la PGA_D (di domanda) del sito in cui è posizionato la costruzione, con riferimento al medesimo stato limite.
- Si individua la Classe IS-V, mediante la tabella 2 che associa la classe all'intervallo di valori assunto dall'Indice di sicurezza per la vita IS-V, valutato come rapporto tra la PGA_C (SLV) e PGA_D (SLV).

9. Si individua la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

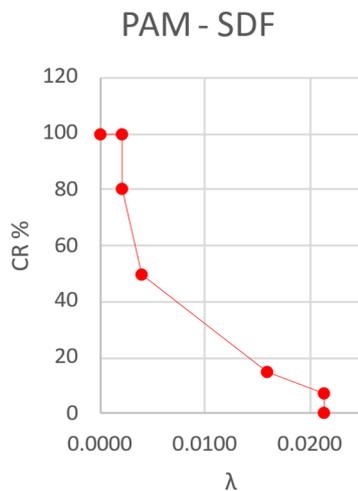
Il valore della Classe di Rischio attribuita a ciascuna costruzione, come detto, può essere migliorato a seguito di interventi che riducono il rischio della costruzione e, quindi, che incidono sul valore PAM e/o sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia della vita, valutato come rapporto tra la PGA_C (SLV) e PGA_D (SLV).

7.2 Valutazione PAM e IS-V del modello ante operam

Nel caso in esame, si è provveduto a valutare la classe PAM e l'Indice di Sicurezza sia in relazione allo stato di fatto che allo stato di progetto della struttura.

Nello specifico, tramite il software 3Muri, adoperato per la modellazione della struttura, si ricava il valore della PGA_C in riferimento all'analisi pushover maggiormente gravosa. Lo stesso software permette di ricavare anche i periodi di ritorno corrispondenti T_{RC} e relativi ai diversi stati limite. Sono state calcolate le classi di rischio corrispondenti alle analisi statiche non lineari che

Classe di rischio IS-V			
Stato Limite	PGA_C	PGA_D	IS-V (PGA_C/PGA_D)
SLV	0,5325	2,4816	0,215
Classe di rischio PAM			
Stato Limite	CR (%)	$T_{RC}(SL)$	$\lambda_{SL}=1/T_{RC}(SL)$
SLR	100%	469,09	0,0021
SLC	80%	469,09	0,0021
SLV	50%	248,60	0,0040
SLD	15%	63,04	0,0159
SLO	7%	46,64	0,0214
SLID	0%	46,64	0,0214



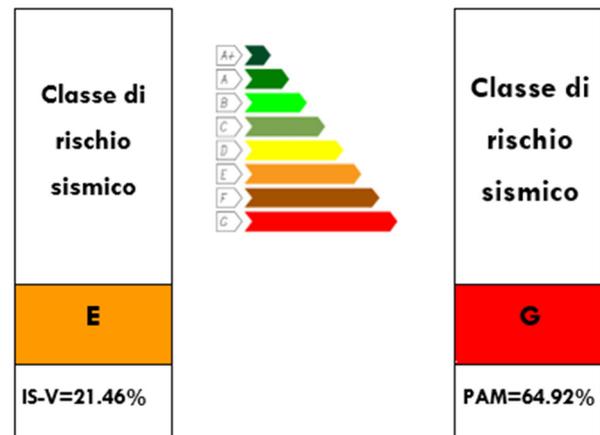
risultavano più gravose nelle due direzioni di spinta x e y e si è fatto riferimento alla più bassa.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per lo stato di fatto.

Tra le due classi di rischio sismico ottenute, si assegna nella configurazione ante operam quella minore che risulta essere la **classe di rischio G**.

Indice di sicurezza IS-V

Perdita economica PAM



7.3 Valutazione PAM e IS-V del modello *post operam*

Per la valutazione della classe di rischio PAM e IS -V per lo stato di progetto si procede analogamente a quanto già visto per la struttura nello stato di fatto.

Dal software 3Muri, in relazione all'analisi più gravosa, si ottengono i valori dei periodi di ritorno T_{rC} e della PGA_C ,

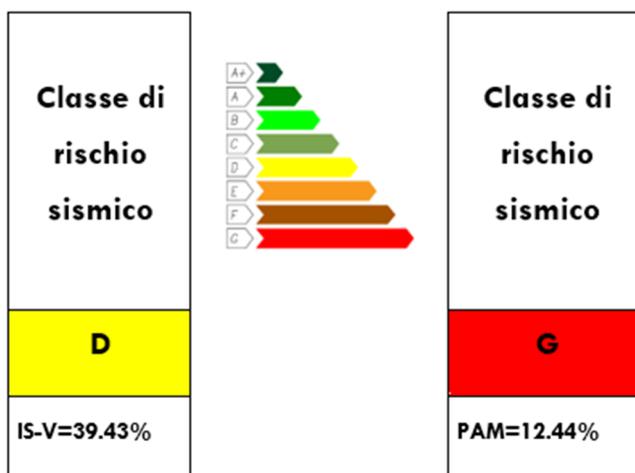
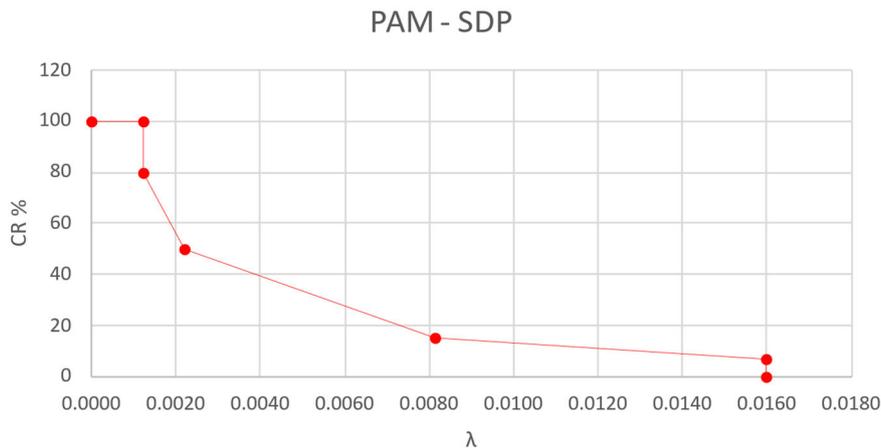
Il modello dello stato di progetto tiene conto dei diversi interventi finalizzati all'adeguamento sismico e consistono nelle seguenti opere:

- Iniezione di nuove miscele leganti per la muratura in pietrame irregolare;
- ristilatura armata con connessione dei paramenti per la muratura in pietrame irregolare;
- realizzazione di cappe armate in calcestruzzo C25/30 di spessore di 5 cm per tutte le volte.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per il suddetto stato di progetto.

Classe di rischio IS-V			
Stato Limite	PGA _C	PGA _D	IS-V (PGA _C /PGA _D)
SLV	0,9785	2,4816	0,394
Classe di rischio PAM			
Stato Limite	CR (%)	T _{RC} (SL)	$\lambda_{SL}=1/T_{RC}(SL)$
SLR	100%	826,85	0.0160
SLC	80%	826,85	0.0081
SLV	50%	456,81	0.0022
SLD	15%	123,12	0.0012
SLO	7%	62,59	0.0012
SLID	0%	62,59	0,0000

Si desume che nella configurazione post operam la classe di rischio sia la **classe G**. In conclusione, è dunque possibile affermare che tra lo stato di fatto e lo stato di progetto della struttura in esame non si verifichi un miglioramento di una classe di rischio sismico, pur essendosi ridotto il rischio materiale associato al comportamento sismico dell'aggregato, a causa del mancato passaggio di classe della



perdita annuale media.

8. Alternativa progettuale 2

Come riscontrabile nelle analisi globali sulla struttura post-intervento dell'alternativa progettuale 1, risulta che l'intervento attuato, pur se particolarmente efficace in direzione Y, non rappresenta una soluzione ideale per il consolidamento in direzione X. In virtù dell'analisi modale condotta, che richiede la partecipazione di modi superiori al terzo e l'introduzione di modi aventi massa partecipante inferiore al 5% per raggiungere una massa partecipante totale di almeno l'85%, risulta evidente una mancata uniformità nella distribuzione in pianta delle rigidezze traslanti degli elementi strutturali, che potrebbero essere eccitati da modi di vibrare con periodo molto basso, non calcolati dall'analisi modale. Si ritiene in particolare che il comportamento statico dell'aggregato nel suo complesso non sia quello di un singolo aggregato, ma che sia necessario piuttosto considerare i due blocchi come degli aggregati indipendenti, connessi dal torrino scala ad Ovest.

Auspiciando un possibile consolidamento più efficace in entrambe le direzioni, in questa seconda applicazione si è scelto di operare tramite l'iniezione e la ristilatura delle murature nelle pareti

riportate al paragrafo 6.6, un tensionamento delle catene in prossimità delle volte, l'aggiunta di solette collaboranti nei solai della porzione in disuso e interventi di cerchiatura delle aperture¹.

In particolare, sono state cerchiare le aperture delle seguenti pareti:

- Parete 1;
- Parete 2;
- Parete 4 (nei soli tratti in affaccio con l'esterno);
- Parete 5;
- Parete 6 (nei soli tratti in affaccio con l'esterno);
- Parete 7;
- Parete 8 (nei soli tratti in affaccio con l'esterno);
- Parete 9;
- Parete 10;
- Parete 11 (nei soli tratti in affaccio con l'esterno);
- Parete 12;
- Parete 13;
- Parete 15;
- Parete 23;
- Parete 29 (solo in corrispondenza del vano realizzato dalla volta a crociera);

L'intervento di cerchiatura prevede la realizzazione di un telaio MRF con montanti HE B 140 e traversi IPE 200 in acciaio S355. L'intervento è stato attuato in ragione di quanto osservato nell'analisi modale e nello studio del danneggiamento delle pareti, da cui risultava evidente la necessità di incrementare la rigidezza e resistenza dei pannelli murari – particolarmente quelli del blocco Nord, a “C” – senza dover ricorrere a interventi più invasivi sulla muratura, con l'intento di limitare l'uso di soluzioni tecniche non reversibili. Le cerchiature, in ragione della loro caratteristica costruttiva, si qualificano di per sé come interventi a carattere prettamente locale (stanti le variazioni di rigidezza e resistenza rispetto al modello *ante operam*).

I principali metodi di modellazione, prendendo in considerazione un singolo pannello murario, sono i seguenti:

- Modello ad incastro-incastro: il maschio può essere considerato come vincolato con incastro alla base e incastro scorrevole in sommità (comportamento alla Grinter). In questo caso si ipotizza che le fasce di piano (intese come le fasce orizzontali continue sopra le aperture) siano assimilabili a dei traversi rigidi a flessione (modello “shear type”).

¹ Per complessità relative alla realizzazione di due nuovi modelli di calcolo, non è stato possibile verificare tramite analisi del programma l'ipotesi sul comportamento strutturale del complesso di edifici come gruppo di due unità strutturali.

La rigidezza del paramento può essere ottenuta facendo il rapporto fra la forza F applicata in sommità e lo spostamento δ :

$$K = F / \delta$$

Dove:

$$\delta = \delta_F + \delta_T = \frac{F h^3}{12 E J} + \frac{F \chi h}{G A}$$

È lo spostamento dovuto al contributo flessionale (δ_F) e tagliente (δ_T).

Si ottiene dunque la rigidezza del pannello murario:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E J} + \chi \frac{h}{G A}}$$

In cui:

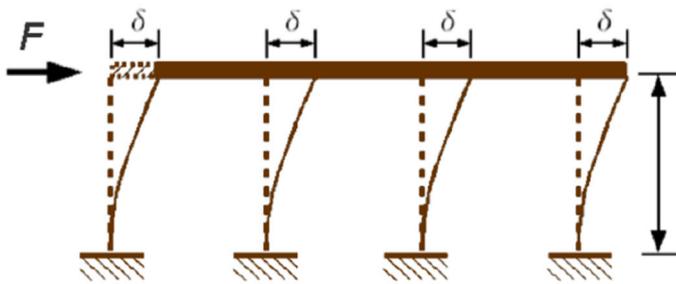
- h = altezza del maschio murario
- A = area sezione orizzontale del maschio murario
- J = momento di inerzia della sezione orizzontale del maschio murario
- χ = fattore di taglio (pari a 1,2 per sezioni rettangolari)
- E = modulo di elasticità del materiale
- G = modulo di elasticità tangenziale
- Modello a mensola: nel caso in cui le fasce di piano non siano in grado di creare un opportuno vincolo rotazionale alle estremità delle pareti, è possibile modellare i maschi murari come delle mensole incastrate alla base.

Tenuto sempre in considerazione il contributo tagliente, la rigidezza del maschio murario K si ottiene attraverso la seguente formula:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3 E J} + \chi \frac{h}{G A}}$$

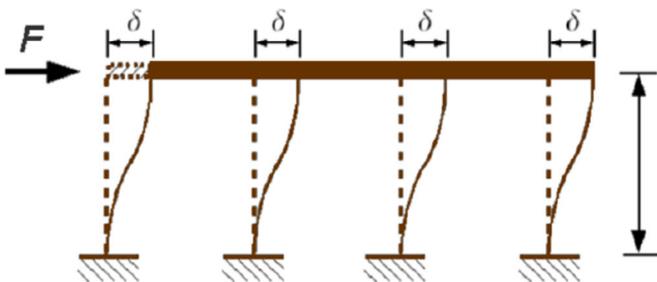
Il calcolo della rigidezza di un'intera parete si ottiene attraverso la somma delle rigidezze dei singoli maschi murari, in base allo schema riportato di seguito.

SCHEMA A MENSOLA



$$K = \sum_{i=1}^N \frac{1}{\frac{h_i^3}{3E_i J_i} + 1.2 \frac{h_i}{G_i A_i}};$$

SCHEMA INCASTRO-INCASTRO



$$K = \sum_{i=1}^N \frac{1}{\frac{h_i^3}{12E_i J_i} + 1.2 \frac{h_i}{G_i A_i}};$$

A seguito della modifica o creazione di nuove aperture, la configurazione della parete risulterà modificata rispetto alla condizione originaria, essendo ad esempio formata da maschi murari differenti in geometria e/o in numero e pertanto il suo comportamento globale risulterà modificato rispetto a quello originario.

Risulta necessario procedere al calcolo della rigidezza a seguito delle modifiche della nuova configurazione, in modo da confrontarla con quella iniziale.

In questo frangente, è molto importante considerare correttamente l'altezza dei maschi murari per il calcolo della rigidezza pre e post-intervento. In questa applicazione, essendo l'elaborazione legata ai risultati del programma, si è scelto di operare nell'ipotesi di fasce di piano rigide, implicando che i pannelli murari abbiano altezza pari all'altezza delle aperture adiacenti.

La rigidezza richiesta alla cerchiatura può essere calcolata con la formula seguente:

$$K_T = \frac{12 E \sum J_p}{H^3}$$

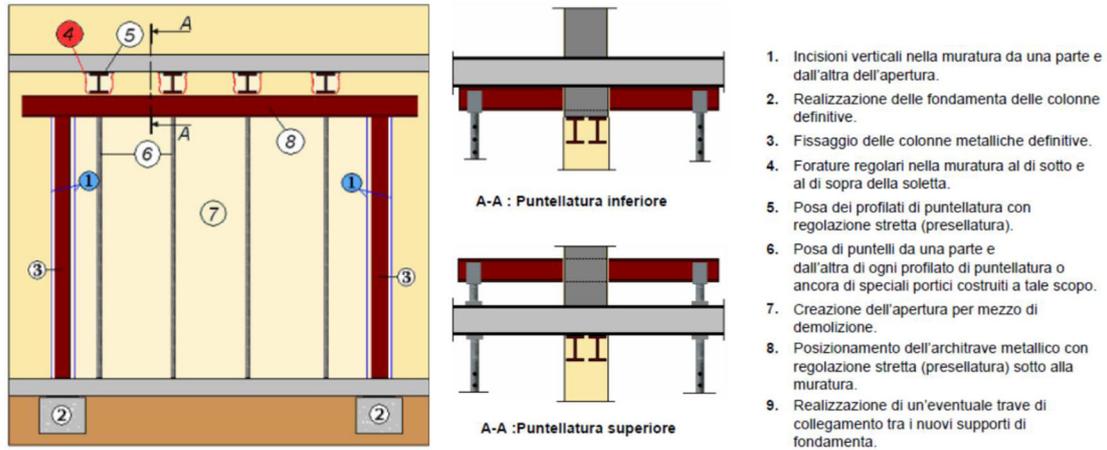
Dove:

- E = modulo elastico acciaio dei piedritti costituenti la cerchiatura
- $\sum J_p$ = sommatoria dei momenti di inerzia dei piedritti
- H = altezza piedritti

La cerchiatura è costituita da uno o più telai in acciaio collegati lungo il perimetro al paramento ed al

piede al solaio di piano.

L'intelaiatura in acciaio lavora in parallelo alla muratura esistente consentendo di ripristinare la rigidità e la resistenza originarie del maschio murario, minimizzando le variazioni di risposta strutturale tra situazione ante e post-intervento.



Analogamente alla rigidezza, occorre mettere a confronto le prestazioni della parete anche in termini di resistenza pre e post intervento, in modo da valutare il contributo di rinforzo fornito dalla cerchiatura metallica.

Il calcolo della resistenza alle azioni orizzontali delle pareti può essere eseguito considerando separatamente i maschi murari e delle eventuali fasce di piano.

Per i maschi murari sarà necessario verificare i meccanismi di rottura facendo riferimento ai metodi di calcolo impiegati per le strutture in muratura, in accordo alle NTC2018, fra cui:

- crisi per pressoflessione (formula [7.8.2] – NTC 2018)
- crisi per taglio da scorrimento (formula [7.8.3] – NTC 2018)
- crisi per taglio per fessurazione diagonale (es. formula [C8.7.1.16] – Circolare 2019) .

Una volta dimensionato opportunamente la cerchiatura al fine di ripristinare la perdita di rigidità e di resistenza della parete, si può procedere con le verifiche di resistenza telaio in acciaio in accordo al par. 4.2 delle NTC2018.

Particolare attenzione dovrà essere prestata per le seguenti verifiche:

Verifiche di resistenza e stabilità delle membrature

- Verifica a taglio dei piedritti (4.2.4.1.2.4 – NTC2018)
- Verifica a presso-flessione dei piedritti (4.2.4.1.2.7 – NTC2018)
- Verifica a flessione e taglio del traverso (4.2.4.1.2.6 – NTC2018)
- Verifica stabilità a presso-flessione dei piedritti (4.2.4.1.3.3 – NTC2018)
- Verifica stabilità flessione-torsionale del traverso (4.2.4.1.3.2 – NTC2018)

Verifiche dei collegamenti

- Verifica collegamento saldato piedritto-traverso con cordoni d'angolo
- Verifica collegamento alla base dei piedritti

Le verifiche sono state condotte tramite i fogli di calcolo resi disponibili dalla *Fondazione Promozione Acciaio*; risulta in particolare che la colonna HE resiste ad instabilità un carico di punta entro i 1076 kN, mentre la trave IPE resiste a flessione per valori di momento entro i 75 kNm.

Come anticipato, si è scelto di accoppiare detto intervento ad una campagna di iniezioni di nuove miscele leganti e di ristilatura armata con connessione dei paramenti per incrementare la rigidità dei pannelli in direzione Y, in virtù della rigidità sensibilmente minore dell'aggregato in detta direzione. In maniera del tutto analoga con quanto fatto nell'alternativa progettuale 1, sono state rinforzate le pareti più danneggiate nell'analisi pushover più gravosa in direzione Y (Analisi 23; cfr. punto 6.6 della presente relazione). In questo modo, utilizzando la stessa strategia dell'applicazione precedente in maniera più localizzata e votata all'irrigidimento dell'opera in direzione X, si garantisce un comportamento più uniforme della struttura.

I risultati delle analisi sismiche effettuate sulla costruzione originaria hanno mostrato deficienze proprie esibite sia in direzione X che in direzione Y. Pertanto, al fine di migliorarne il comportamento sismico, è stato progettato un appropriato intervento di miglioramento sismico in linea con i tipici interventi attuati nella zona.

Gli interventi previsti allo scopo di adeguare il comportamento dell'aggregato sotto sisma sono l'attuazione di iniezioni di malta e ristilature armate con connessione dei paramenti nella muratura irregolare (MUR1) e la realizzazione di cappe armate in calcestruzzo sulle volte, così da incrementare la robustezza e la rigidità degli elementi strutturali critici. Al fine di validare gli interventi eseguiti si è proceduto alla costruzione di un modello globale dell'aggregato così da poter definire efficacemente l'incremento del parametro ζ_E e il nuovo comportamento globale della struttura.

In Tabella 6.7-1 si riportano le verifiche dell'analisi statica non lineare, per tutte e 24 le analisi eseguite, che risultano caratterizzate da un moderato incremento dei parametri α_{SLV} , sempre superiore a 0.1, consentendo, pertanto, **il miglioramento sismico del fabbricato**. Il livello di sicurezza minimo raggiunto (0,417 in direzione X e 0,875 in direzione Y) consente di migliorare decisamente il comportamento sismico della struttura, che presentava nello stato ante operam coefficienti α_{SLV} pari rispettivamente a 0,197 e 0,310 nelle direzioni X e Y. Per l'aggregato è quindi ampiamente verificato **l'incremento di sicurezza per le costruzioni di classe d'uso II**, come indicato dalle NTC 2018 (§ 8.4.2), **ai fini del miglioramento sismico**.

Tabella 8-1: Risultati delle verifiche eseguite mediante il programma 3MURI sul modello post

operam

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	0,389	0,410	0,647	0,562
2	+X	Forze statiche	0,0	0,552	0,566	0,621	0,539
3	-X	Uniforme	0,0	0,394	0,416	0,653	0,567
4	-X	Forze statiche	0,0	0,508	0,525	0,678	0,589
5	+Y	Uniforme	0,0	1,069	1,223	2,590	2,122
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,829	0,970	2,299	1,883
7	-Y	Uniforme	0,0	1,092	1,250	2,651	2,172
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,840	0,983	2,341	1,917
9	+X	Uniforme	198,5	0,439	0,460	0,670	0,582
10	+X	Uniforme	-198,5	0,366	0,385	0,591	0,513
11	+X	Forze statiche	198,5	0,365	0,394	0,583	0,497
12	+X	Forze statiche	-198,5	0,401	0,417	0,594	0,516
13	-X	Uniforme	198,5	0,442	0,462	0,670	0,582
14	-X	Uniforme	-198,5	0,367	0,387	0,602	0,523
15	-X	Forze statiche	198,5	0,609	0,624	0,698	0,606
16	-X	Forze statiche	-198,5	0,363	0,381	0,606	0,526
17	+Y	Uniforme	145,6	1,089	1,285	3,104	2,546
18	+Y	Uniforme	-145,6	1,034	1,153	2,162	1,769
19	+Y	Forze statiche	145,6	0,889	0,901	2,771	2,271
20	+Y	Forze statiche	-145,6	0,763	0,875	1,928	1,577
21	-Y	Uniforme	145,6	1,105	1,305	3,165	2,596

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
22	-Y	Uniforme	-145,6	0,994	1,119	2,214	1,812
23	-Y	Forze statiche	145,6	0,915	0,921	2,856	2,341
24	-Y	Forze statiche	-145,6	0,778	0,893	1,969	1,611

Risulta, inoltre, che l'analisi più gravosa post intervento in direzione X è la n. 16, invece che la 12.

Le curve di pushover relative alle verifiche di vulnerabilità più gravose (n. 16 in direzione X e n. 20 in direzione Y) sono illustrate nelle Figure seguenti, assieme all'analisi 12.

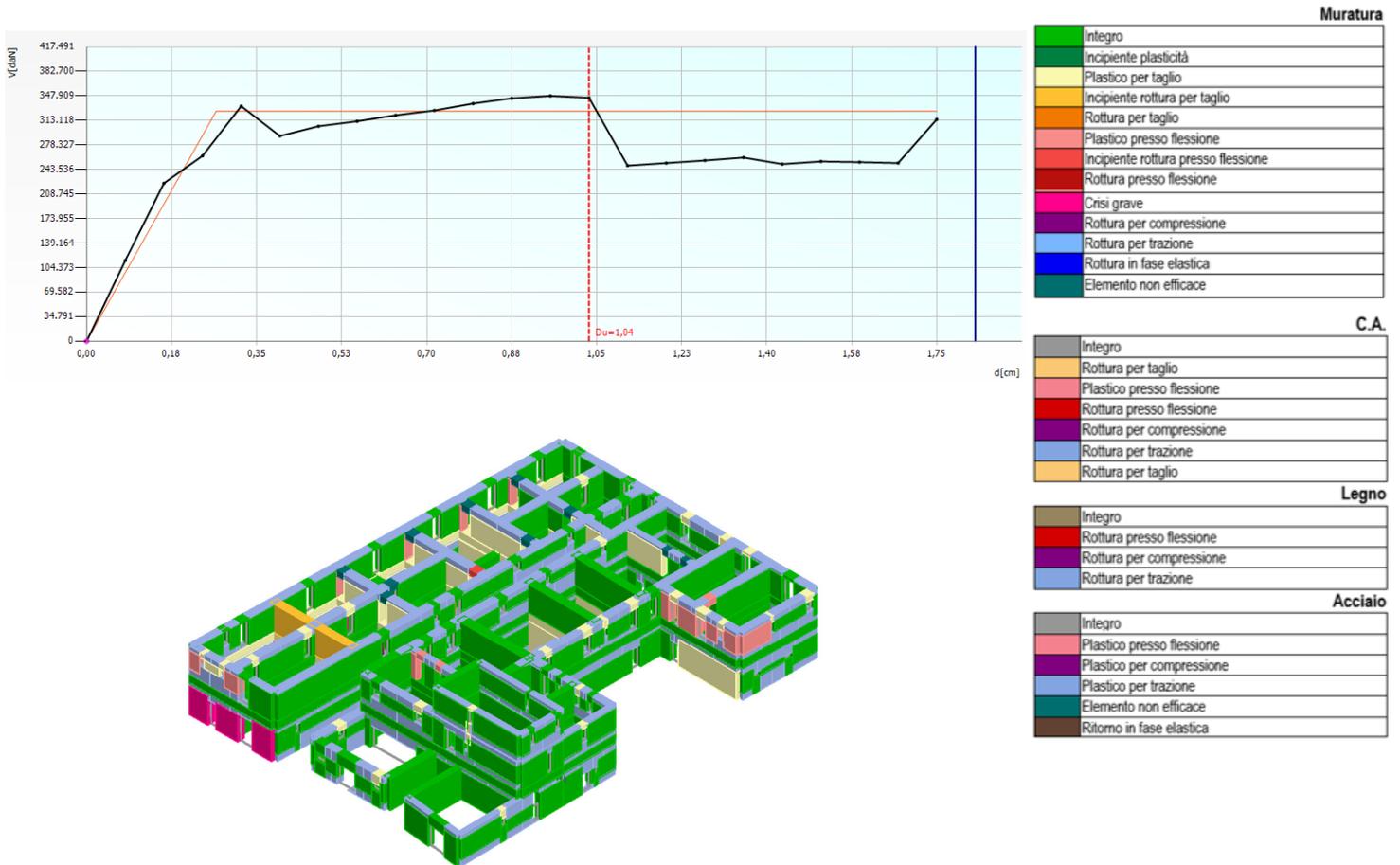


Figura 11: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 16) in direzione X sull'aggregato nel modello post operam.

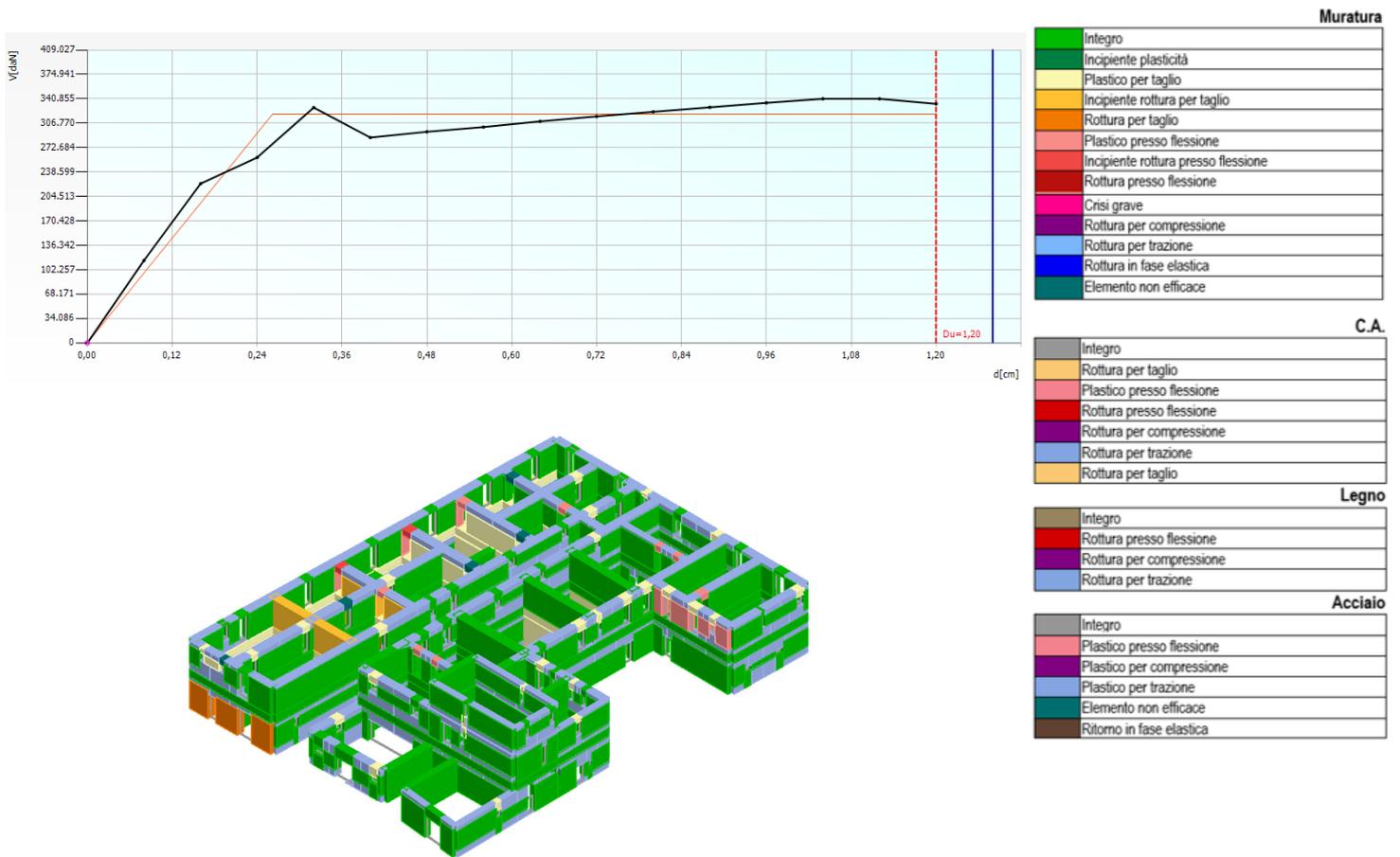


Figura 12: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 12) in direzione X sull'aggregato nel modello post operam.

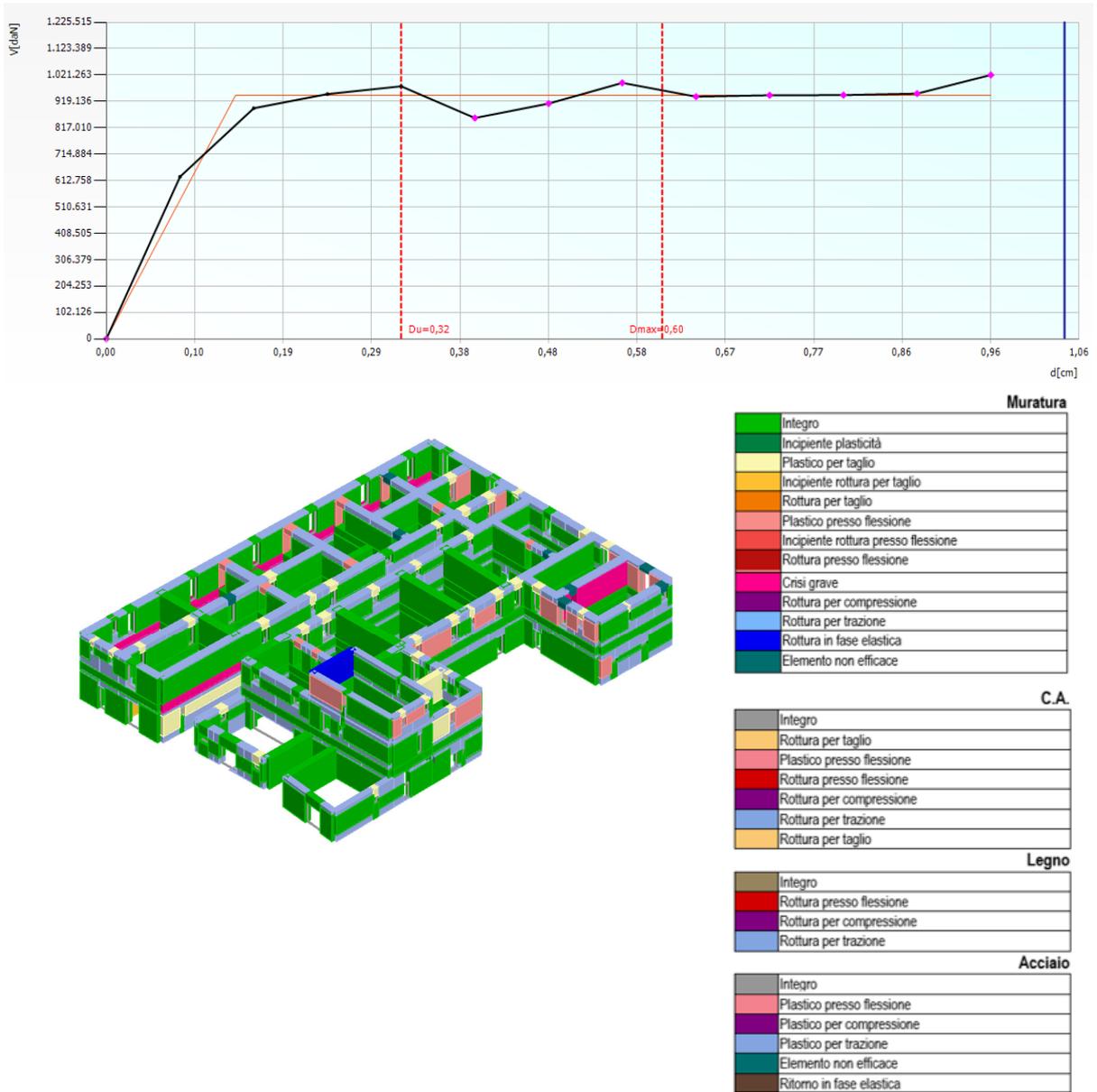


Figura 13: Risultati dell'analisi più gravosa (n. 20) in direzione Y sull'aggregato nel modello post operam.



Università degli Studi di Napoli “Federico II”
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Costruzioni in Muratura
Anno Accademico 2023 – 2024



Docente
 Ing. Antonio Formisano

Studenti
 Giorgia Ariante N52/711
 Riccardo Maria Polidoro N52/712

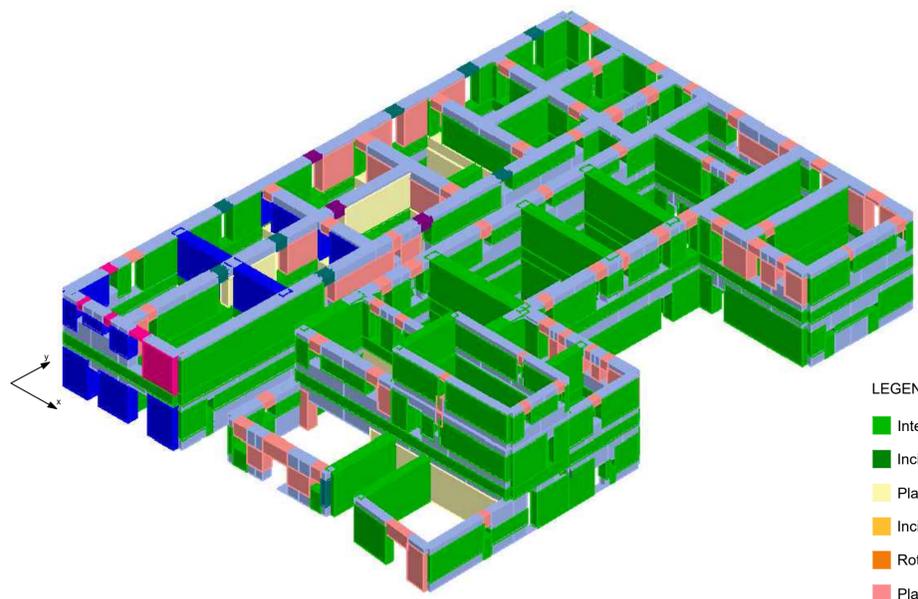
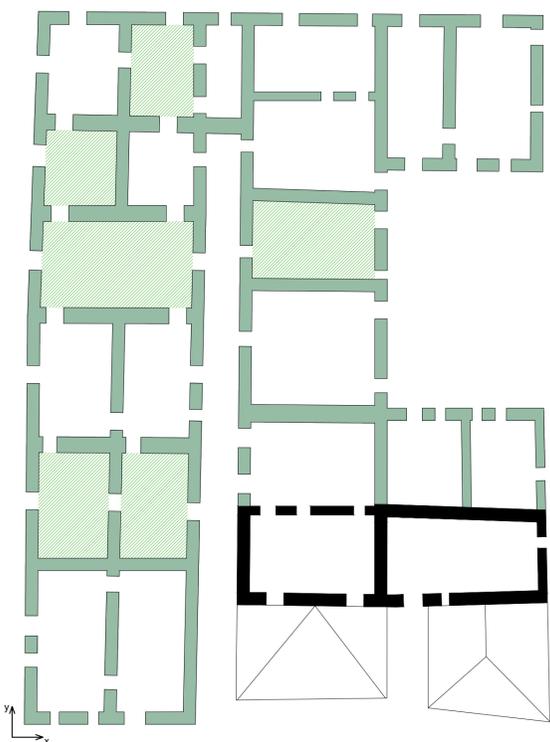
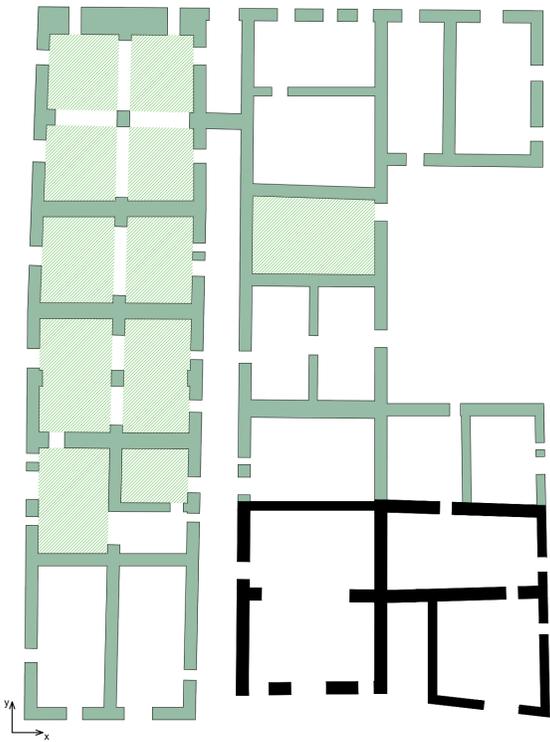
Tutor
 Ing. Arch. Roberta Di Chicco

Progetto di miglioramento sismico di un aggregato edilizio ad Atella (PZ)

STATO DI PROGETTO

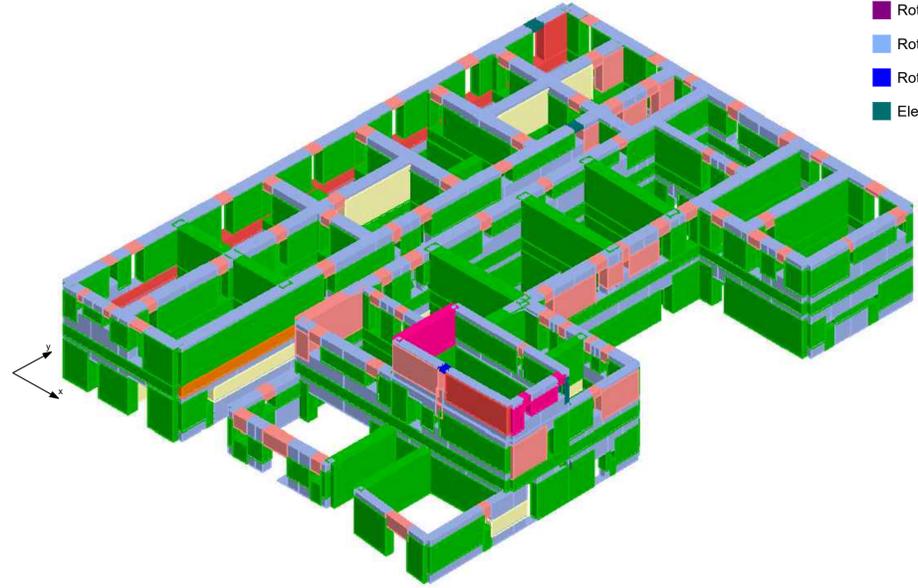


- LEGENDA
- Iniezione di Miscele Leganti e Ristilature Armata
 - Cappa Armata in Calcestruzzo C25/30

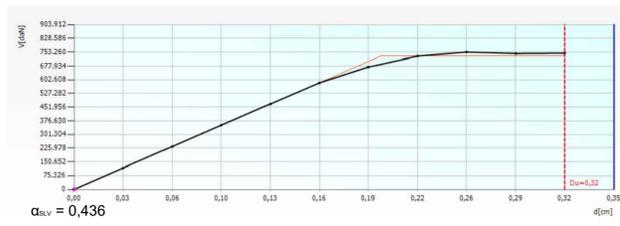


Meccanismi di collasso - Analisi più gravosa lungo x (12)

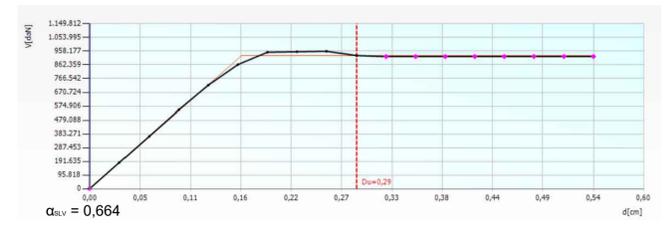
- LEGENDA
- Integro
 - Incipiente plasticità
 - Plastico per taglio
 - Incipiente rottura per taglio
 - Rottura per taglio
 - Plastico presso flessione
 - Incipiente rottura presso flessione
 - Rottura presso flessione
 - Crisi grave
 - Rottura per compressione
 - Rottura per trazione
 - Rottura in fase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



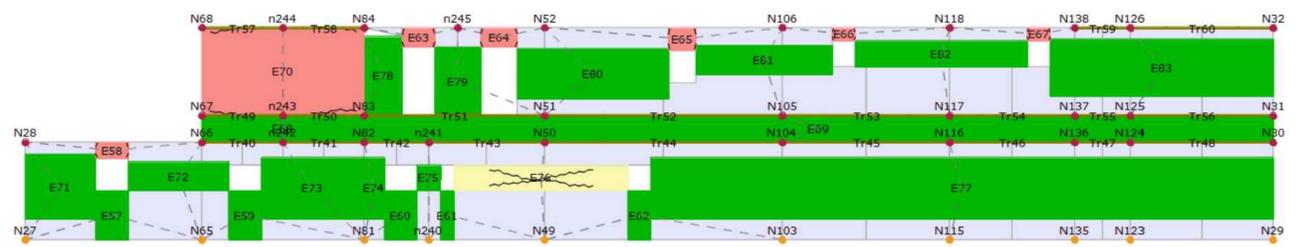
Meccanismi di collasso - Analisi più gravosa lungo y (20)



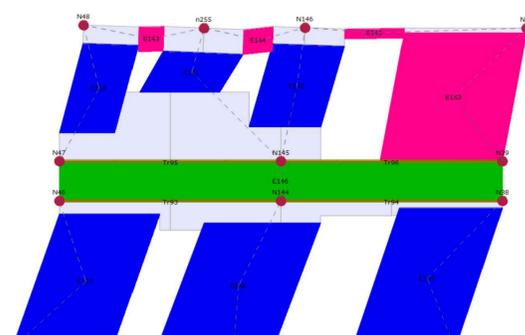
Curva Push Over - Analisi più gravosa lungo x (12)



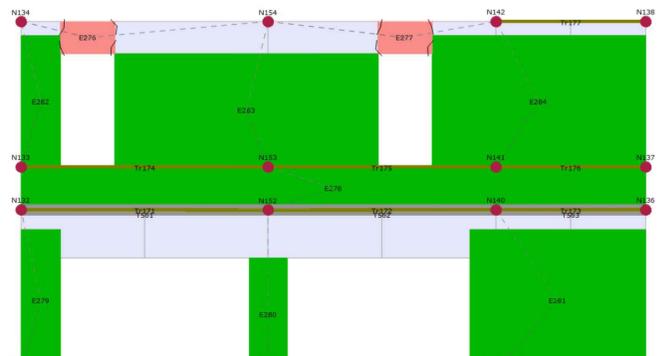
Curva Push Over - Analisi più gravosa lungo y (20)



Meccanismo di Collasso Parete 23 - Analisi più gravosa lungo y (20)



Meccanismo di Collasso Post Operam Parete 9 - Analisi più gravosa lungo x (12)

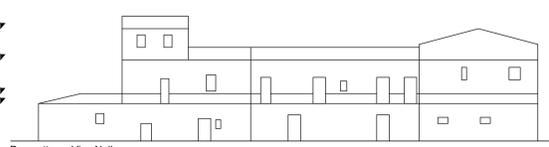
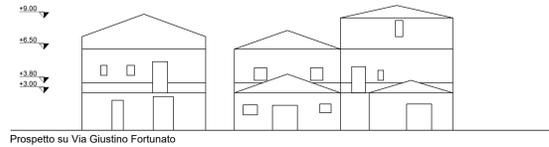
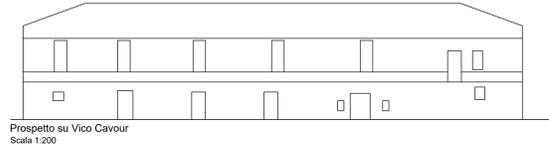
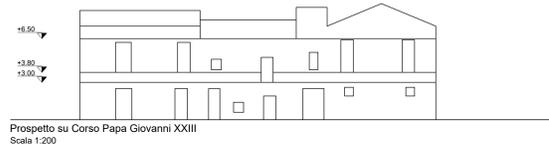
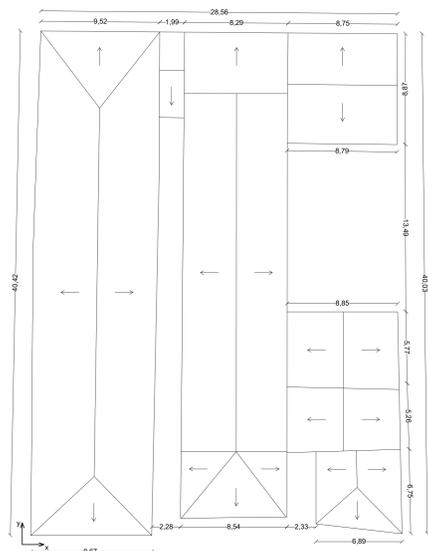
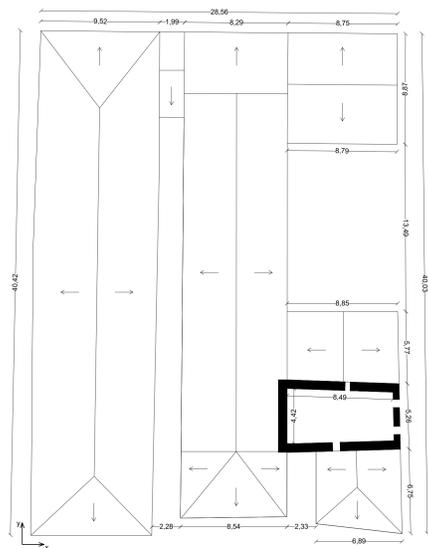
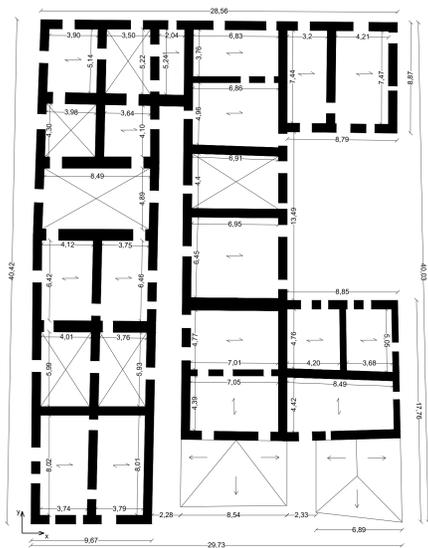
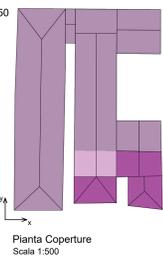


Meccanismo di Collasso Post Operam Parete 22 - Analisi più gravosa lungo y (20)

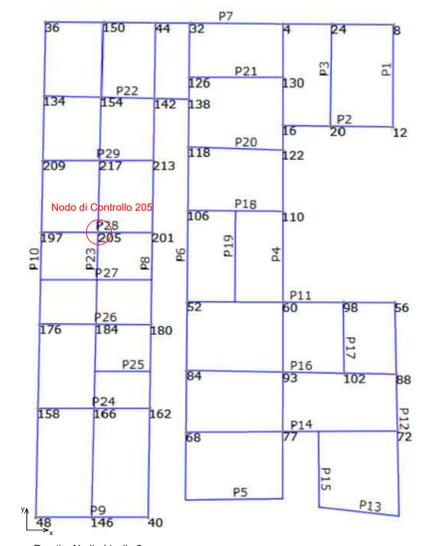
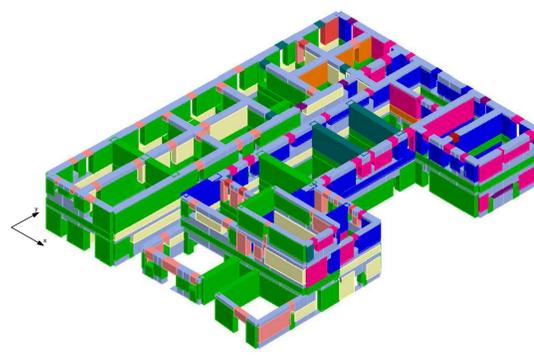
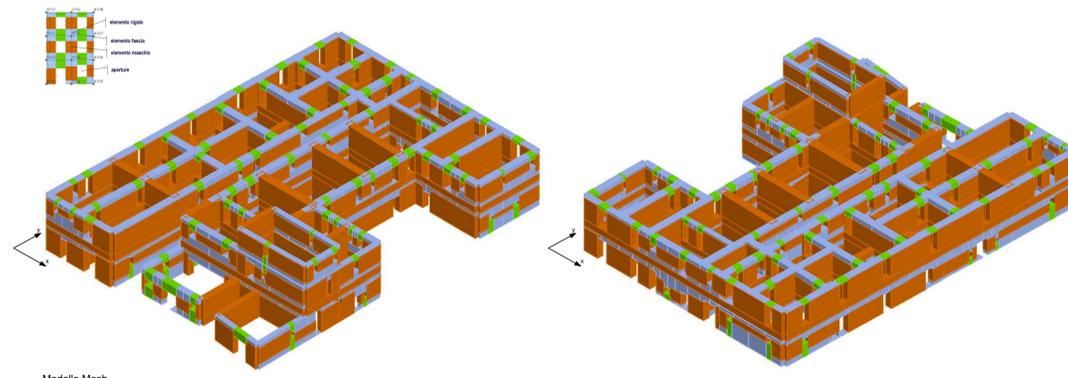
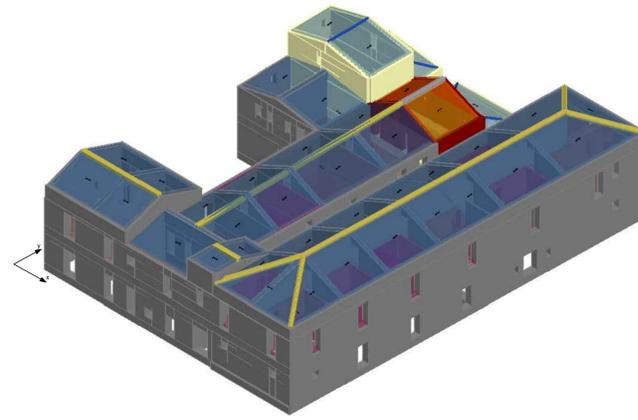
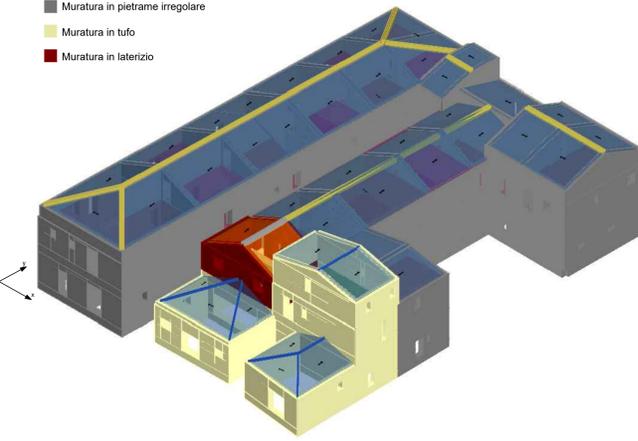


LEGENDA

- Primo Impianto (epoca di costruzione antecedente il 1919)
- Sostituzione Muraria Anni '50
- Ampliamento Anni '90



- LEGENDA
- Muratura in pietrame irregolare
 - Muratura in tufo
 - Muratura in laterizio



- LEGENDA
- 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

