

# POLITECNICO DI TORINO

## Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

### Tesi di Laurea Magistrale

Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento  
del Palazzo Pietropaoli.



#### **Relatore**

Prof. Fabio di Trapani

#### **Correlatore**

Prof. Gino Diego

#### **Candidato**

Davide Mercurio



# Sommario

INTRODUZIONE .....	6
1 IL SISMA.....	1
1.1 Generalità .....	1
1.2 Definizione di rischio sismico .....	2
1.3 Definizione di pericolosità sismica .....	3
1.4 Definizione di vulnerabilità sismica .....	4
1.5 Definizione di esposizione al rischio sismico.....	5
2 VULNERABILITÀ SISMICA DEL PATRIMONIO ESISTENTE.....	6
2.1 Quadro normativo .....	7
2.1.1 Analisi storico-critica .....	8
2.1.2 Rilievo .....	9
2.1.3 Caratterizzazione meccanica delle diverse tipologie di murature esistenti .....	10
2.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	12
3 CASO STUDIO “PALAZZO PIETROPAOLI” .....	14
3.1 Descrizione del fabbricato.....	14
3.2 Rilievo stato di fatto .....	16
3.2.1 Descrizione del quadro fessurativo.....	17
3.2.2 Indagini sulla muratura esistente .....	19
3.2.3 Indagini sui solai.....	24
4 AZIONI SULLA STRUTTURA.....	28
4.1 Analisi dei carichi .....	28
4.2 Carico da neve .....	28
4.3 Azione del vento .....	30
4.3.1 Pressione cinetica di riferimento .....	31
4.3.2 Coefficiente di esposizione .....	31
4.3.3 Coefficiente di forma o aereodinamico .....	32
4.3.4 Coefficiente di dinamico.....	32
4.4 Azione sismica .....	33
4.4.1 Vita nominale.....	33
4.4.2 Classi d’uso .....	33
4.4.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica.....	34
4.4.4 Categorie di sottosuolo .....	34
4.4.5 Condizioni topografiche .....	35
4.4.6 Stati limite di riferimento .....	35
5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA-ANALISI SISMICA GLOBALE.....	40

5.1	Introduzione .....	40
5.2	Analisi statica non lineare-Pushover.....	40
5.2.1	Definizione della curva di capacità del sistema reale .....	41
5.2.2	Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà .....	42
5.2.3	Valutazione del sistema bilineare equivalente.....	43
5.2.4	Valutazione della capacità di spostamento ( $U_{max}$ ) .....	44
5.2.5	Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ ) .....	44
5.2.6	Combinazioni di carico .....	45
5.2.7	Scelta del punto di controllo .....	47
6	MODELLAZIONE E ANALISI PALAZZO PIETROPAOLI .....	48
6.1	Modellazione tramite software CDSWin .....	48
6.2	Analisi dinamica lineare .....	53
6.3	Analisi Pushover dello stato di fatto .....	57
7	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO.....	67
7.1	Iniezione leganti.....	69
7.1.1	Tipologie di miscele da utilizzate .....	70
7.1.2	Esecuzione del rinforzo .....	70
7.2	Ammorsature cucì e scucì .....	71
7.3	Consolidamento delle volte murarie .....	72
7.3.1	Interventi di riparazione .....	72
7.3.2	Procedimenti di contrasto allo spostamento delle imposte .....	72
7.3.3	Procedimenti di rinforzo della struttura voltata.....	73
7.4	Consolidamento solai di piano .....	75
7.4.1	Consolidamento solaio in legno.....	76
7.4.2	Consolidamento solaio in acciaio.....	77
7.5	Rinforzo maschi murari .....	78
8	ANALISI SISMICA GLOBALE POST OPERAM.....	81
8.1	Analisi Pushover - Struttura con intonaco armato GFRP .....	81
8.2	Analisi Pushover - Struttura con nastri metallici pretesi CAM .....	91
8.3	Considerazioni .....	100
8.4	Valutazione economica del rinforzo GFRP .....	103
9	ANALISI DEI CINEMATISMI LOCALI .....	105
9.1	Introduzione .....	105
9.2	Analisi cinematica lineare .....	106
9.2.1	Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Antonelli angolo via delle rose .....	109

9.2.1 Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Antonelli angolo via Sallustio .....	111
9.2.2 Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Sallustio .....	113
9.2.2 Progetto dei tiranti.....	115
9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Antonelli angolo via delle Rose .....	118
9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Antonelli angolo via Sallustio .....	118
9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Sallustio.....	120
10 Conclusioni .....	121

# INTRODUZIONE

Gli eventi sismici di magnitudo considerevole che hanno investito il territorio italiano negli ultimi venti anni sono stati disastrosi per gli ingenti danni che hanno portato perdite di vite umane e devastazione del patrimonio architettonico che risulta essere unico nel suo genere.

Il 6 Aprile del 2009 un terremoto di magnitudo 5,9 della scala Richter ha colpito una vasta zona del capoluogo abruzzese, con conseguenze disastrose per la popolazione e per il patrimonio artistico-culturale dell'area.

Il presente lavoro di tesi di laurea magistrale si colloca in tale scenario e si prefissa l'obiettivo di valutare la sicurezza e il progetto degli interventi di consolidamento di Palazzo Pietropaoli, uno degli edifici più importanti per la città de L'Aquila. A seguito del sisma il Palazzo, risalente all'epoca Rinascimentale, ha subito smisurati danni a livello strutturale che lo hanno reso pericolante e inagibile.

A tal proposito lo studio svolto nella seguente tesi si prefissa l'obiettivo di recuperare il patrimonio architettonico della città de L'Aquila attraverso la progettazione di interventi di consolidamento che non distruggano il valore storico ed architettonico del Palazzo Pietropaoli.

La Normativa Tecnica per le Costruzioni del 17 gennaio 2018 dedica l'intero capitolo 8 agli edifici esistenti differenziandoli a seconda delle modalità costruttive presenti sul territorio italiano; l'edificio analizzato risulta essere costituito da una struttura portante in muratura.

Inoltre, risulta di fondamentale importanza l'utilizzo della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 che amplia i concetti e definisce l'applicabilità delle istruttorie presenti nella normativa tecnica.

La struttura è stata analizzata su due diversi fronti che riguardano il comportamento sismico globale e il comportamento sismico locale; attraverso una modellazione del Palazzo con un software di calcolo fornito per scopi didattici dall'azienda S.T.S., è stato possibile effettuare il progetto delle opere di consolidamento degli elementi strutturali (valutato attraverso un'analisi statica non lineare) con l'obiettivo di migliorare il comportamento sismico globale della struttura. I risultati ottenuti sono stati valutati attraverso il confronto e l'analisi delle curve di capacità del relativo sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) e la valutazione di un nuovo parametro introdotto dalla vigente normativa  $\zeta_E$  che rappresenta l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il valore della  $\zeta_E$  per strutture di nuova costruzione risulta essere unitario mentre dalle analisi effettuate sul Palazzo Pietropaoli questo si aggira intorno al valore di 0,5; per questo motivo risultano essere necessari interventi di rinforzo e consolidamento della struttura.

Il comportamento sismico locale invece, è stato valutato attraverso lo studio dei cinematismi di ribaltamento delle pareti perimetrali, rivolgendo particolare attenzione al progetto dei tiranti; la verifica e il progetto di tali maschi murari è stata effettuata attraverso l'utilizzo di un foglio di calcolo Excel chiamato applicativo C.I.N.E. e creato dalla collaborazione tra regione Marche, regione Molise e dal dipartimento di ingegneria delle strutture dell'Università degli studi dell'Aquila.

L'elaborato si compone di otto capitoli organizzati come segue:

- la parte iniziale (capitoli I, II, III) fornisce una panoramica delle definizioni relative al rischio sismico e alla sua valutazione; successivamente si descrive la struttura oggetto di studio in relazione alle sue caratteristiche architettoniche, strutturali, stratigrafiche e fessurative post sisma seguendo le indicazioni fornite dalla Circolare n.7 del 21 Gennaio 2019 e dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2018;
- la parte centrale (capitoli IV, V, VI) è focalizzato sulla modellazione e analisi Pushover del Palazzo attraverso il software CDSWin (relative allo stato di fatto) che hanno condotto alla

definizione delle metodologie di intervento più adeguate al raggiungimento del miglioramento/adeguamento sismico della struttura;

- la parte finale (capitoli VII, VIII) presenta una valutazione dei risultati ottenuti nelle analisi Pushover, attraverso il confronto delle caratteristiche meccaniche di ogni tipologia di rinforzo e attraverso una stima parametrica del costo delle opere di consolidamento prese in considerazione. Nel capitolo otto infine, è stata effettuata un'analisi cinematica lineare sulle facciate principali della struttura con relativo progetto dei tiranti da inserire per evitare il ribaltamento delle pareti.

## INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1.1: definizione delle placche tettoniche. ....	1
Fig. 1.2: variabili che definiscono il rischio sismico. ....	2
Fig. 1.3: distribuzione stazioni di monitoraggio sul territorio italiano, INGV. ....	3
Fig. 1.4: mappa di pericolosità sismica 2004 (MP04), INGV. ....	3
Fig. 1.5: probabilità di superamento nel periodo di riferimento secondo NTC 2018. ....	4
Fig. 1.6: mappa vulnerabilità sismica. ....	4
Fig. 3.25: valori meccanici in relazione a differenti tipologie di muratura, Normativa Tecnica. .	11
Fig. 3.26: coefficienti migliorativi in relazione a differenti tipologie di muratura, Normativa Tecnica. ....	11
Fig. 3.1: posizione dell'edificio Palazzo Pietropaoli, L'Aquila. ....	14
Fig. 3.2: distinzione dei blocchi dell'edificio secondo le destinazioni d'uso allo stato attuale. ...	15
Fig. 3.3: indagini visive dello stato di fatto delle facciate principali del Palazzo Pietropaoli. ....	16
Fig. 3.4: lesioni post sisma del portale principale di ingresso del Palazzo Pietropaoli, situato sulla facciata principale di via Antonelli. ....	17
Fig. 3.5: rilievo del quadro fessurativo post sisma delle due facciate principali del Palazzo Pietropaoli di via Antonelli e via Sallustio. ....	18
Fig. 3.6: identificazione della posizione dei punti in cui sono stati eseguiti gli spicconatura per le indagini visive. ....	19
Fig. 3.7: risultati dello spicconatura 1. ....	19
Fig. 3.8: risultati spicconatura 2. ....	20
Fig. 3.9: risultati spicconatura 3. ....	20
Fig. 3.10: risultati spicconatura 4. ....	21
Fig. 3.11: risultati spicconatura 5. ....	21
Fig. 3.12: risultati spicconatura 6. ....	22
Fig. 3.13: risultati spicconatura 7. ....	22
Fig. 3.14: risultati spicconatura 8. ....	23
Fig. 3.15: risultati spicconatura 9. ....	23
Fig. 3.16: ubicazione in pianta delle indagini visive relative ai solai del Palazzo Pietropaoli ....	24
Fig. 3.17: stratigrafia del solaio S1. ....	24
Fig. 3.18: rilievo fotografico del solaio S1. ....	25
Fig. 3.19: stratigrafia del solaio S2.1. ....	25
Fig. 3.20: rilievo fotografico del solaio S2.1. ....	26
Fig. 3.21: stratigrafia del solaio S2.2. ....	26
Fig. 3.22: rilievo fotografico del solaio S2.2. ....	26
Fig. 3.22: stratigrafia del solaio S3. ....	27
Fig. 3.23: rilievo fotografico del solaio S3. ....	27
Fig. 3.24: stratigrafia del solaio S4. ....	27
Fig. 4.1: valori di $C_E$ per diverse classi di esposizione, NTC 2018. ....	29
Fig. 4.2: valori del coefficiente di forma, NTC 2018. ....	29
Fig. 4.3: valori dei parametri $V_{b,0}$ , $a_0$ , $k_s$ . ....	30
Fig. 4.4: parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, NTC 2018. ....	31
Fig. 4.5: Valori minimi della Vita nominale $V_n$ di progetto per i diversi tipi di costruzioni, NTC 2018. ....	33
Fig. 4.6: valori del coefficiente d'uso $C_U$ , NTC 2018. ....	34
Fig. 4.7: categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato, NTC 2018. ....	34

Fig. 4.8: categorie topografiche, NTC 2018. ....	35
Fig. 4.9: Probabilità di superamento $P_{VR}$ in funzione dello stato limite considerato, NTC 2018. ....	36
Fig. 4.10: spettri di risposta per i periodi di riferimento.....	36
Fig. 4.11: spettri di risposta elastici per i diversi stati limite. ....	37
Fig. 4.12: spettri di risposta SLO. ....	37
Fig. 4.13: spettri di risposta SLD. ....	38
Fig. 4.14: spettri di risposta SLV. ....	38
Fig. 4.15: spettri di risposta SLC. ....	39
Fig. 5.1: definizione della curva di capacità. ....	41
Fig. 5.2: curve di capacità relative al sistema a più gradi di libertà (MDOF) ed a quello equivalente ad un solo grado di libertà. ....	42
Fig. 5.3: sistema bilineare equivalente. ....	43
Fig. 5.4: capacità di spostamento del sistema. ....	44
Fig. 5.5: combinazione di carico per le analisi Pushover. ....	45
Fig. 5.6: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle altezze. ....	46
Fig. 5.7: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle masse. ....	46
Fig. 5.8: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle masse. ....	46
Fig. 5.9: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle altezze. ....	47
Fig. 6.1: modello volta a botte CDSWin. ....	49
Fig. 6.2: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin. ....	50
Fig. 6.3: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin. ....	51
Fig. 6.4: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin. ....	51
Fig. 6.5: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin. ....	52
Fig. 6.6: spettri di progetto.....	54
Fig. 6.7: verifica fasce murarie. ....	55
Fig. 6.8: verifica fasce murarie. ....	55
Fig. 6.9: verifica fasce murarie. ....	56
Fig. 6.10: verifica fasce murarie.....	56
Fig. 7.1: documentazione fotografica stato di fatto.....	67
Fig. 7.2: coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti. ....	69
Fig. 7.3: realizzazione dei fori e posizionamento dei tubetti di rabbocco. ....	70
Fig. 7.4: tipologie di iniezione: a) a pressione, b) a gravità, c) in depressione. ....	71
Fig. 7.5: paramento murario oggetto di intervento di scuci e cucì: a) prima dell'intervento; b) dopo l'intervento. ....	71
Fig. 7.6: posizionamento del tirante alla quota della spinta.....	72
Fig. 7.7: inflessione dei muri laterali in caso di tiranti estradosali e tiranti all'estradosso di una volta. ....	73
Fig. 7.8: rinforzo estradosale con cappa in calcestruzzo armato. ....	73
Fig. 7.9: rinforzo con nastri in fibre di carbonio. ....	74
Fig. 7.10: definizione del comportamento scatolare. ....	75
Fig. 7.11: schema di irrigidimento di solaio in legno con tavolato ortogonale e collegamento trave-muro. ....	76
Fig. 7.12: schema di rinforzo di solaio in legno con doppio tavolato e lame metalliche ....	76

Fig. 7.13: nodo muratura – solaio in acciaio con applicazione rinforzo .....	77
Fig. 7.14: schema di rinforzo intonaco armato con reti in fibra di vetro GFRP. ....	78
Fig. 7.15: sistema CAM – disposizione base. ....	79
Fig. 7.16: esempio di rinforzo CAM su pareti perimetrali. ....	80
Fig. 8.1: schema di rinforzo maschi murari. ....	81
Fig. 8.2: schema di rinforzo maschi murari. ....	91
Fig. 8.3: confronto curve di capacità. ....	100
Fig. 8.4: istogramma di confronto dei valori di $\zeta_E$ .....	101
Fig. 8.5: incidenza economica dei rinforzi a confronto. ....	104
Fig. 9.1: schema per la definizione geometrica delle pareti perimetrali.....	108
Fig. 9.2: parete perimetrale via Antonelli. ....	109
Fig. 9.3: parete perimetrale via Antonelli. ....	111
Fig. 9.4: parete perimetrale via Sallustio. ....	113
Fig. 9.5: dettaglio costruttivo muratura-tirante. ....	117
Fig. 9.6: schema di applicazione dei tiranti su parete in via Antonelli. ....	119
Fig. 9.7: schema di applicazione dei tiranti su parete in via Sallustio.....	120

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1: analisi dei carichi solai .....	28
Tabella 6.1: output analisi dinamica lineare. ....	53
Tabella 6.2: output Pushover SLV. ....	58
Tabella 8.1: output Pushover SLV. ....	82
Tabella 8.2: output Pushover SLV. ....	91
Tabella 8.3: costi parametrici dell'intonaco armato dal prezzario della regione Abruzzo. ....	103
Tabella 8.4: costi parametrici intervento scuci-cuci dal prezzario della regione Abruzzo. ....	103
Tabella 8.5: costi parametrici iniezioni di miscele dal prezzario della regione Abruzzo. ....	104
Tabella 9.1: valori per il calcolo della PGA per la verifica allo SLV. ....	108
Tabella 9.2: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore $\alpha_0$ . .....	109
Tabella 9.3: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore $\alpha_0$ . .....	111
Tabella 9.4: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore $\alpha_0$ . .....	113
Tabella 9.5: definizione del tiro della catena. ....	116
Tabella 9.6: valori di accelerazione per la verifica allo SLV. ....	118
Tabella 9.7: valori di accelerazione per la verifica allo SLV. ....	118
Tabella 9.8: valori di accelerazione per la verifica allo SLV. ....	120



# 1 IL SISMA

## 1.1 Generalità

Fin dalle origini l'umanità è costretta a fare i conti con catastrofi naturali di vario tipo.

Un terremoto è un evento naturale che scatena forti vibrazioni del suolo, causate dalla rottura delle faglie in profondità che sprigionano l'energia accumulata in seguito ai movimenti terrestri.

L'Italia è una delle nazioni più sismiche del Mediterraneo perché situata nella zona di collisione tra le placche Africana e Euroasiatica. Dalla posizione delle faglie, rappresentata in Fig. 1.1, si intuisce perché solo la Sardegna è immune dai terremoti e che tutta la sismicità italiana sia concentrata nella parte centro-meridionale della penisola.

In seguito ai recenti avvenimenti sismici si è giunti ad una nuova classificazione sismica, adottata nel 2003 e modificata nel 2006, che definisce l'intero territorio nazionale a rischio sismico.

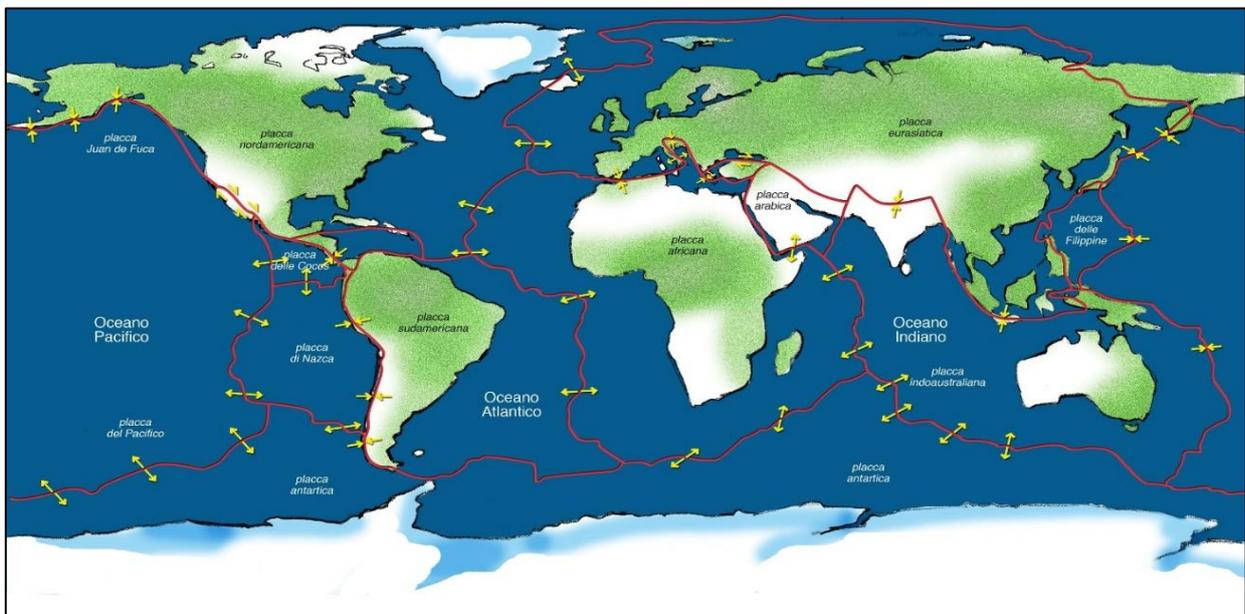


Fig. 1.1: definizione delle placche tettoniche.

Un terremoto si verifica quando gli stati tensionali superano la resistenza degli strati rocciosi e si ha un improvviso scorrimento delle superfici a contatto con conseguente rilascio dell'energia accumulata che si propaga nel suolo sotto forma di onde elastiche, causando movimenti di tipo ondulatorio e sussultorio del suolo stesso.

Le onde sismiche si dividono in:

- onde di volume che coinvolgono gli strati rocciosi in profondità e si dividono in onde primarie/longitudinali e onde secondarie/di taglio;
- onde di superficie che si propagano sulla superficie terrestre.

La PGA, accelerazione di picco al suolo, è il principale indicatore per poter stimare il danno su un edificio ma non può definire le caratteristiche dell'azione sismica se non vengono analizzate anche la durata e la frequenza.

La valutazione di un terremoto può essere effettuata attraverso:

- Intensità: misura la grandezza di un terremoto attraverso l'osservazione dei danni e degli effetti del terremoto sull'uomo, sulle costruzioni, sull'ambiente. Tradizionalmente l'intensità è rappresentata da numeri romani, usando una scala in cui a ciascun grado corrisponde una descrizione.
- Magnitudo: misura la forza di un terremoto, in termini di energia rilasciata durante l'evento, attraverso le registrazioni degli strumenti (sismogrammi).

## 1.2 Definizione di rischio sismico

In termini generali, il Rischio è rappresentato dalla possibilità che un fenomeno naturale o indotto dalle attività umane possa creare effetti dannosi per la salute della popolazione, per gli insediamenti abitativi, produttivi ed infrastrutturali in un determinato lasso di tempo.

Il concetto di rischio non è solo riferito al calcolo della probabilità che un evento possa accadere ma è anche collegato alla definizione dell'entità dei danni che quest'ultimo può provocare.

Complessivamente il rischio sismico può essere definito come l'insieme dei possibili effetti che un terremoto può produrre in una determinata zona ed in un definito intervallo di tempo, in relazione alla sua probabilità di accadimento e al suo relativo grado di intensità.

Il rischio sismico è quindi funzione di tre variabili, come definito in Fig. 1.2:

- Pericolosità sismica (P);
- Vulnerabilità sismica (V);
- Esposizione (E).



Fig. 1.2: variabili che definiscono il rischio sismico.

### 1.3 Definizione di pericolosità sismica



Fig.1.3: distribuzione stazioni di monitoraggio sul territorio italiano, INGV.

“La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo.” (INGV)

In seguito agli eventi catastrofici che hanno investito il territorio nazionale, è stato necessario effettuare le prime classificazioni di pericolosità sismica a livello nazionale.

L’ente che si occupa del monitoraggio sul territorio italiano è INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), il quale, attraverso l’utilizzo di molteplici accelerometri disposti su tutto il territorio (Fig. 1.3), ha creato una rete di punti in cui sono noti i parametri sismici e sismogenetici di ogni terremoto che si verifica nell’ intorno della stazione sismometrica.

Con l’Ordinanza PCM 3274/2003 (G.U. n.108 dell’8 Maggio 2003) si è avviato in Italia un processo per la stima della pericolosità sismica individuando le procedure da seguire, il tipo di prodotti da rilasciare e l’applicazione dei risultati.

Questa iniziativa ha portato alla creazione della Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04) nella quale, attraverso il parametro dell’accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante, è descritta la pericolosità sismica (Fig. 1.4).

Dopo l’approvazione da parte della Commissione Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile, la mappa MPS04 è diventata ufficialmente la mappa di riferimento per il territorio nazionale con l’emanazione dell’Ordinanza PCM 3519/2006(G.U.n.105 dell’11 Maggio 2006).

La pericolosità sismica  $P_{V_R}$  è la probabilità che si verifichi almeno un terremoto di intensità non inferiore ad “i” in un periodo di riferimento  $V_R$ .

I metodi di definizione della probabilità sismica si dividono in:

- PSHA (probabilistic seismic hazard analysis);
- DSHA (deterministic seismic hazard analysis).

Entrambe le metodologie necessitano della definizione di un intervallo temporale in cui può verificarsi il sisma e per il calcolo di tale periodo viene utilizzata la distribuzione Poissoniana.

Quest’ultima descrive il numero di volte “n” che un evento di severità prefissata si verifichi in un dato intervallo di tempo  $V_R$  e in un dato spazio, avendo una frequenza media di ricorrenza annua.

Per concludere per quanto riguarda la progettazione può essere definito l’evento sismico allo SLU come caratterizzato da una  $P_{V_R} = 10\%$ , ossia una probabilità di superamento della PGA (peak ground acceleration) del terremoto nell’ arco della vita utile della struttura in esame.

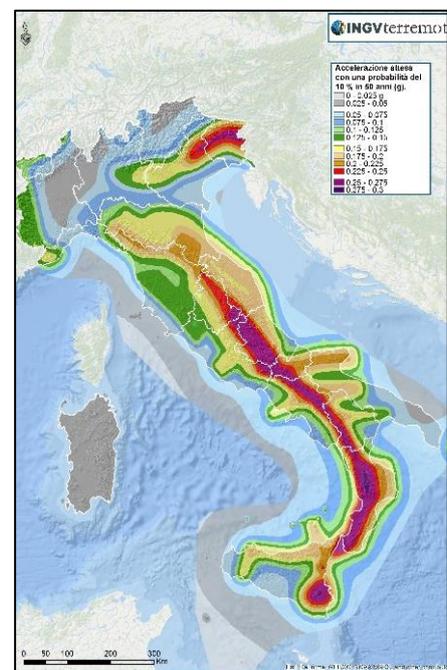


Fig. 1.4: mappa di pericolosità sismica 2004 (MP04), ING

Inseguito riportiamo una tabella estratta dalla NTC dove sono definite le probabilità di superamento per ogni stato limite.

Stati Limite		$P_{V_L}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Fig. 1.5: probabilità di superamento nel periodo di riferimento secondo NTC 2018.

## 1.4 Definizione di vulnerabilità sismica

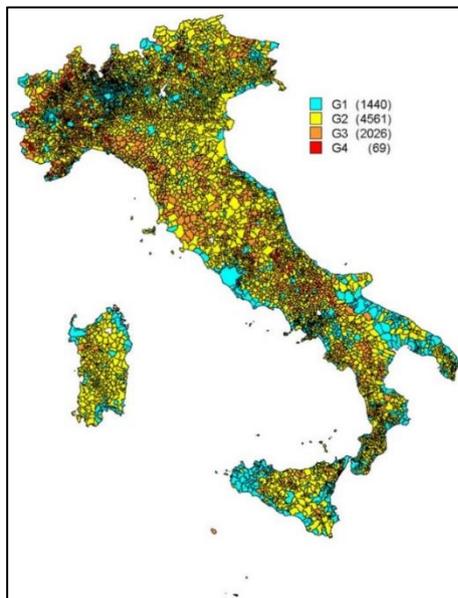


Fig. 1.6: mappa vulnerabilità sismica.

La vulnerabilità sismica è da intendere come la suscettibilità di un edificio a subire danni per effetto di un terremoto.

È possibile distinguere tre tipi di vulnerabilità:

- Vulnerabilità diretta: definisce la propensione di un singolo elemento fisico o complessi a subire danni per effetto di un terremoto;
- Vulnerabilità indotta: definita in base alla crisi che viene indotta dal collasso di un singolo elemento fisico o complesso;
- Vulnerabilità differita: definisce gli effetti che si manifestano nelle fasi successive all'evento sismico e alla prima emergenza.

Il concetto di vulnerabilità è inserito nella scala macroscopica MCS 1917 dove vengono definiti i gradi di intensità da I a XII in base agli effetti sulle costruzioni descritti in modo qualitativo.

Visto che si parla di vulnerabilità sismica solo per edifici esistenti possiamo elencare le variabili che influenzano di più questo parametro:

- Età della costruzione;
- Numero di piani;
- Aggregazione con altri edifici;
- Stato di manutenzione.

Anche la vulnerabilità sismica viene rappresentata con le mappe di vulnerabilità sismica nazionali. Le classi di vulnerabilità sismica sono 4: A, B, C e D. Per ogni classe vi è una sotto-classificazione, nominate da G1 a G6, per caratteristiche tipologiche degli edifici. In seguito ad un terremoto per la valutazione sismica di un edificio è sufficiente rilevare i danni associandoli all'intensità del

sisma mentre la situazione si complica quando bisogna effettuare la valutazione prima dell'evento sismico.

Per questo motivo sono stati definiti due metodi di valutazione:

- Statistico;
- Meccanicistico.

I metodi statistici consistono nella classificazione degli edifici in base ai materiali e al metodo di costruzione, riferendosi ai danni osservati in precedenti terremoti su strutture della stessa tipologia. I metodi meccanicistici utilizzano dei modelli teorici che riproducono le caratteristiche delle strutture da valutare, su cui sono analizzati i danni causati dal terremoto.

## **1.5 Definizione di esposizione al rischio sismico**

“Rappresenta la quantità e qualità dei diversi elementi (popolazione insediata, edifici, sistemi di infrastrutture) che possono essere danneggiati, alterati o distrutti dal verificarsi di un evento sismico.”

Come intuibile dalla definizione, l'esposizione al rischio sismico è strettamente connesso al valore di quanto può essere distrutto conseguentemente ad un evento sismico.

In Italia abbiamo un altissimo valore di esposizione al rischio sismico dovuto ad una vasta densità abitativa caratterizzata da edifici antichi e alla presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale estesi su tutto il territorio nazionale.

# 2 VULNERABILITÀ SISMICA DEL PATRIMONIO ESISTENTE

L'attuazione di politiche di prevenzione sismica sul costruito richiede la conoscenza del rischio cui sono soggetti gli edifici esistenti; come descritto nel capitolo precedente il rischio sismico è un parametro espresso quantitativamente in funzione dei danni attesi dopo un evento sismico, di perdite di vite umane e di costo economico.

La vulnerabilità sismica è uno dei fattori principali che definiscono il rischio e secondo la definizione della Protezione Civile essa rappresenta: “la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità”.

Il territorio italiano presenta una vasta tipologia di edifici che rappresentano un importante patrimonio storico ed architettonico che definisce la valutazione della vulnerabilità sismica come un argomento di particolare interesse.

L'analisi della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti può essere condotta attraverso due fasi distinte:

- il censimento del costruito, effettuato in maniera più o meno approfondita attraverso i livelli di conoscenza (definiti dall'attuale normativa tecnica);
- attraverso l'utilizzo di metodi di diversa natura che spaziano dall'elaborazione statistica dei danni post-sisma con riferimento a tipologie strutturali analoghe alla definizione di modello matematici per il confronto della capacità degli edifici.

La prima fase può essere condotta attraverso l'utilizzo delle disposizioni descritte nel capitolo 8 della vigente normativa tecnica.

Quanto concerne i metodi di analisi è invece possibile definire diverse classificazioni.

Una prima suddivisione distingue i metodi quantitativi da quelli qualitativi; i primi forniscono il risultato di danno in forma numerica mentre i secondi descrivono la vulnerabilità attraverso un giudizio classificato attraverso dei range come “bassa”, “media” o “alta”.

Oltre a questa distinzione i metodi di analisi della vulnerabilità sismica possono essere diretti, indiretti o convenzionali.

I metodi diretti determinano la previsione del danno sismico in un solo passo; i metodi indiretti prevedono di determinare un indice di vulnerabilità e successivamente definiscono una relazione tra danno ed evento sismico; infine i metodi convenzionali stabiliscono un indice di vulnerabilità, come i metodi indiretti, al fine di confrontare edifici ubicati in zone aventi le stesse caratteristiche sismiche.

Per quanto riguarda i diversi metodi di analisi delle strutture si possono distinguere:

- metodi meccanici;
- metodi empirici;
- metodi basati su giudizi di esperti.

I metodi meccanici comprendono tutti quegli approcci meccanico-analitici in cui si procede in genere attraverso un'analisi non lineare; i metodi empirici sono basati su un'analisi statistica dei danni provocati da terremoti documentati e la sua accuratezza è tanto più alta quanto è maggiore la documentazione; infine i metodi basati sul giudizio degli esperti assegnano ad ogni edificio una valutazione numerica che definisce l'indice di vulnerabilità in funzione di indicatori che verificano l'idoneità della struttura a sopportare i terremoti ( ad esempio la regolarità in pianta e in altezza, la resistenza dei materiali, lo stato dei collegamenti).

Il problema fondamentale di questi ultimi due metodi è che non essendo basati su approcci analitici definiscono il comportamento sismico di una struttura sulla base della conoscenza e dell'esperienza e quindi raggiungono un risultato qualitativo.

## 2.1 Quadro normativo

L'analisi della vulnerabilità sismica inizialmente era definita come l'attività di stima del danno subito dalle strutture e stabilirne l'agibilità post-sismica, al contrario con il passare del tempo ha assunto una valenza più ampia e una finalità preventiva.

L'obbligo della valutazione di sicurezza, non solo sismica, delle costruzioni esistenti è stata definita per la prima volta dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* e successivi aggiornamenti; difatti nell'articolo 2 comma 3 dell'O.P.C.M. si afferma che: *“È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.”*

In seguito, la *“Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”* del 12 ottobre 2007 è stato il risultato dell'intesa tra il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici e il Dipartimento della Protezione Civile finalizzato alla creazione delle Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 che aveva come intento quello di definire un percorso di conoscenza, valutazione della sicurezza sismica e progetto di interventi adattato alle esigenze e particolarità del patrimonio culturale.

Solo nel 26/02/2011 è stata pubblicata la direttiva che fornisce le indicazioni per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato contenente *“Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*; tale documento contiene le i metodi, per le sole strutture in muratura, che possono essere utilizzati per ottenere la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio culturale nel caso di eventi sismici mediante la stima della vulnerabilità e la valutazione del rischio del patrimonio culturale, nonché per la progettazione di interventi di rinforzo sismico.

Più recente il significativo documento elaborato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche: *“Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti”*, pubblicato nell'ottobre 2013 dalla Commissione di Studio per la Predisposizione e l'Analisi di Norme Tecniche relative alle Costruzioni del CNR; tale documento pone le basi per un approccio di tipo probabilistico per la valutazione della sicurezza sismica delle strutture.

Infine, la Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018 introduce un nuovo parametro per il controllo di un nuovo parametro  $\zeta_E$  che rappresenta l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il coefficiente  $\zeta_E$  nella prassi era di fatto già usato per sintetizzare il risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica di una struttura esistente ma non era esplicitamente codificato dalla normativa. Con le nuove NTC 2018 all'indice di vulnerabilità è stata assegnata la nomenclatura  $\zeta_E$  e sono stati fissati dei limiti sui valori che può assumere a seconda della tipologia di intervento.

La classificazione degli interventi sulle strutture esistenti resta la stessa delle NTC2008:

- Interventi di riparazione o locali
- Interventi di miglioramento
- Interventi di adeguamento

Nel proseguo del seguente lavoro di tesi si fa riferimento al capitolo 8 della Normativa Tecnica per le costruzioni 2018 con particolare attenzione alle direttive specificate nella Circolare del 21 gennaio 2019, n.7.

### **2.1.1 Analisi storico-critica**

Il primo passo fondamentale da effettuare quando si approccia allo studio di un edificio esistente è la conoscenza della storia del fabbricato che risulta indispensabile sia per la valutazione della sicurezza attuale e sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia.

L'analisi storica deve essere effettuata per la corretta ricostruzione del processo di realizzazione, la definizione delle modifiche che la struttura ha subito nel corso del tempo e gli eventi che l'hanno interessata.

A tal proposito, la Circolare del 21 gennaio 2019 si esprime nel seguente modo:

“L'analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale. L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione. In definitiva, questa fase deve permettere di interpretare la condizione attuale dell'edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.”

## 2.1.2 Rilievo

Il rilievo delle strutture esistenti è definito dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018, al paragrafo 8.5.1, con la seguente definizione:

“Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall’analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l’organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all’individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno. “

Nella Circolare l’argomento è approfondito grazie alla definizione di tre livelli di indagine crescenti in base al loro grado di approfondimento e la distinzione delle diverse tipologie di costruzioni esistenti; difatti, per quanto riguarda le strutture in muratura, nel capitolo 8 al paragrafo C8.5.2.1 viene citato:

“Nelle costruzioni di muratura, vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità; in questo ambito, la verifica dell’efficacia degli incatenamenti, siano essi lignei o metallici, merita una particolare attenzione. Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

**Indagini limitate:** sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.

**Indagini estese:** i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.

**Indagini esaustive:** oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un’opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell’arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull’efficacia dell’ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.”

### 2.1.3 Caratterizzazione meccanica delle diverse tipologie di murature esistenti

Lo step successivo alle indagini volte alla caratterizzazione delle tecniche costruttive della struttura e alla sua definizione in termini di materiali e stratigrafie, riguarda la necessità di ottenere un valore reale per la caratterizzazione meccanica dei materiali delle murature esistenti.

Tale passaggio è definito attraverso tre livelli di prova, in relazione al grado di approfondimento, esplicitati nella Circolare n.7 del 2019:

“Nella caratterizzazione meccanica dei materiali si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

**Prove limitate:** Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell’intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l’edificio; in particolare, avvalendosi anche dell’analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l’identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

**Prove estese:** Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all’individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l’esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

**Prove esaustive:** In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l’analisi.

Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall’analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull’edificio, tenendo conto dell’attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.”

Le indagini effettuate sul Palazzo Pietropaoli, che hanno comportato la rimozione dell’intonaco per definire in modo visivo la tipologia di materiale costituente le strutture, rientrano nelle tipologie di ‘Prove limitate’ come definito dalla Circolare n.7.

Gli edifici in muratura, soprattutto se storici, presentano una grande varietà di tipologie costruttive che rende impossibile la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini; per questo motivo la Normativa Tecnica propone una tabella in cui sono elencati i tipi di muratura più frequenti con i relativi valori meccanici (Fig. 3.24).

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Fig. 3.25: valori meccanici in relazione a differenti tipologie di muratura, Normativa Tecnica.

Nella tabella C8.5II sono elencate le tipologie morfologiche più diffuse nel territorio italiano e per ogni tipologia sono elencati i seguenti valori:

- $f_m$ : resistenza media a compressione della muratura;
- $\tau_0$ : resistenza media a taglio della muratura;
- E: valore medio del modulo di elasticità normale;
- G: valore medio del modulo di elasticità normale;
- W: peso specifico medio della muratura.

I parametri meccanici riportati in tabella tengono di una malta con caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, connessioni scadenti tra pareti e muratura non consolidata.

Attraverso i coefficienti migliorativi la norma consente di tenere conto di condizioni migliori della muratura. (Fig. 3.26).

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Fig. 3.26: coefficienti migliorativi in relazione a differenti tipologie di muratura, Normativa Tecnica.

I coefficienti migliorativi si applicano come indicato nella circolare n°7/2019:

- Malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente sia per i parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ ) sia ai moduli elastici (E e G);
- Presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente solo ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ );
- Presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente solo ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ );
- Iniezioni di miscele leganti nella muratura: si applica il coefficiente sia per i parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ ) sia ai moduli elastici (E e G);
- Consolidamento della muratura con intonaco armato: si applica il coefficiente sia per i parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ ) sia ai moduli elastici (E e G);
- Muratura consolidata con diatoni artificiali: si applica il coefficiente sia per i parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_{0}$ ) sia ai moduli elastici (E e G).

## 2.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Nelle Norme Tecniche delle Costruzioni sono identificati tre livelli di conoscenza (LC1, LC2, LC3) definiti sulla base di rilievi geometrici e delle modalità con cui si determinano i dettagli costruttivi dell'edificio e la qualità della muratura.

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e la loro definizione avviene in stretta relazione con il livello di conoscenza.

La Circolare n°7 del 21 gennaio 2019 a tal proposito cita:

“Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, è riportata una guida alla stima dei Fattori di Confidenza (FC), definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC) crescenti, secondo quanto segue.

**LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$  (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC2 solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

**LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,2$  (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

**LC3:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$  (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).”

In particolare, al paragrafo C8.5.4.1 sulle costruzioni in muratura:

“Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

**LC1:** -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I. - Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

**LC2:** - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I -Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

**LC3:** -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito.”

In base alle indagini precedente citate e svolte sul Palazzo Pietropaoli, identificate attraverso la Normativa come ‘prove limitate’, si è scelto di considerare un livello di conoscenza della struttura pari a LC1 e conseguentemente un fattore di confidenza FC pari a 1,35.

# 3 CASO STUDIO “PALAZZO PIETROPAOLI”

## 3.1 Descrizione del fabbricato

A seguito del sisma del 6 aprile 2009, il patrimonio storico e artistico del capoluogo abruzzese risulta fortemente danneggiato sia dal punto di vista architettonico sia strutturale.

Il Palazzo Pietropaoli è tra gli edifici più danneggiati ma presenta un'architettura che caratterizza e arricchisce il patrimonio artistico della città, conferendogli una particolare attenzione nell'opera di ricostruzione e tutela della ricchezza culturale aquilana.

L'isolato delimitato da Via Sallustio, Via Antonelli e Via rose, definisce un'organizzazione planimetrica abbastanza regolare; come si evince in Fig. 3.1, in aderenza al palazzo Pietropaoli si colloca una struttura che non costituisce oggetto di analisi poiché non contribuisce al comportamento globale della struttura.



*Fig. 3.1: posizione dell'edificio Palazzo Pietropaoli, L'Aquila.*

Il Palazzo Pietropaoli fu costruito durante il XVIII secolo e nel corso dei decenni ha subito sostanziali modifiche, come il cambio di destinazione d'uso e successivi ampliamenti, che hanno portato alla definizione di un edificio complesso dove sono presenti differenti tecniche costruttive. La Normativa Tecnica delle Costruzioni 2018 al Capitolo 8 definisce le metodologie di modellazione, verifica e interventi sugli edifici esistenti.

In particolare, il paragrafo 8.5 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 descrive le considerazioni e i passaggi fondamentali per arrivare alla realizzazione di un modello strutturale che possa definire al meglio lo stato di fatto dell'edificio considerato, citando: “La definizione di modelli di

riferimento che descrivano il comportamento dell'edificio costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione.

Tali problematiche diventano, poi, particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, anche a causa delle numerose incertezze relative agli stati di sollecitazione in atto, ai tipi di materiale impiegati e al loro comportamento meccanico, al grado di connessione tra gli elementi strutturali e alla loro morfologia interna, oltre che agli eventuali interventi di trasformazione, riparazione o consolidamento già attuati in passato.

L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposta fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione di singole criticità e del comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza.”

Il fabbricato si presenta divisibile in tre blocchi con differenti destinazioni d'uso (Fig. 3.2); il blocco centrale è adibito esclusivamente al residenziale mentre i due blocchi laterali sono impiegati come attività commerciali al pian terreno e come residenziale nei restanti piani.

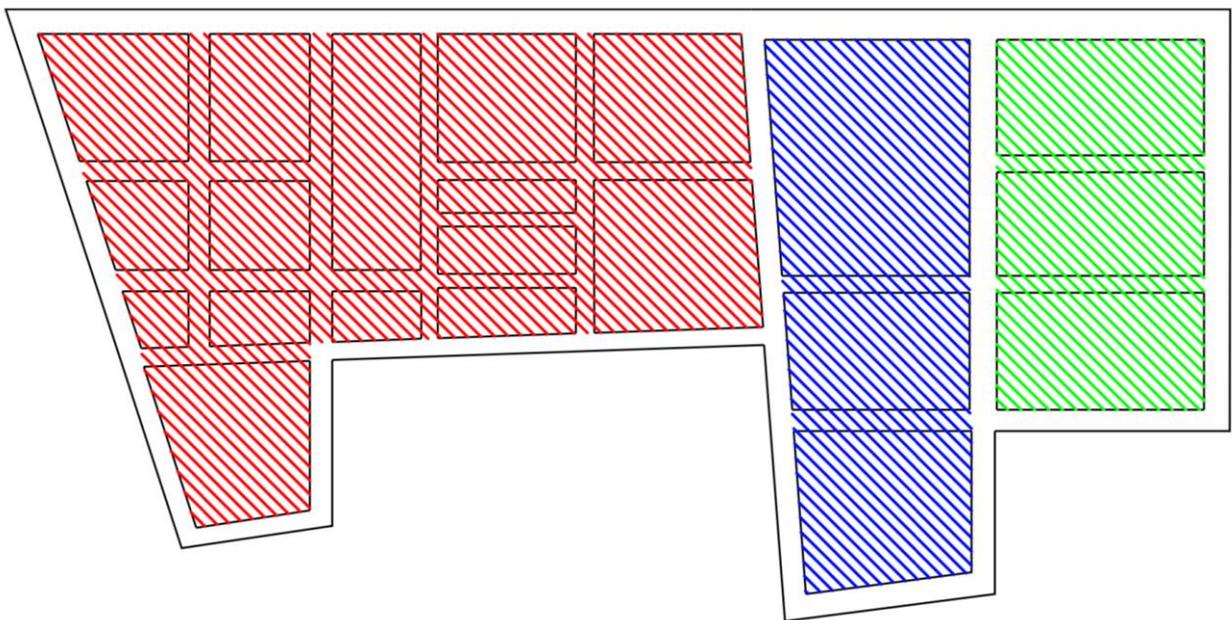


Fig. 3.2: distinzione dei blocchi dell'edificio secondo le destinazioni d'uso allo stato attuale.

La distinzione in blocchi si ripresenta anche attraverso un rilievo visivo della facciata posta in via Antonelli: il blocco di sinistra presenta un'altezza differente rispetto ai due blocchi adiacenti (rispettivamente quello centrale e quello di destra) con conseguente sfasamento del secondo piano e della copertura. Il comportamento globale dell'edificio non è influenzato da tale divisione in blocchi infatti è presente un unico maschio murario che connette le due zone.

A livello strutturale l'edificio mostra differenti tipologie costruttive: i solai sono costituiti da volte a padiglione, solai a voltine in mattoni, solai in legno e solai in acciaio.

A seguito del sisma lo stato di fatto dell'edificio risulta molto danneggiato tanto da dichiarare la struttura inagibile; nel paragrafo seguente verranno analizzati i danni riportati dalla struttura durante l'evento.

## 3.2 Rilievo stato di fatto

In seguito al sisma del 6 Aprile del 2009 il Palazzo Pietropaoli risulta fortemente danneggiato e classificato inagibile.

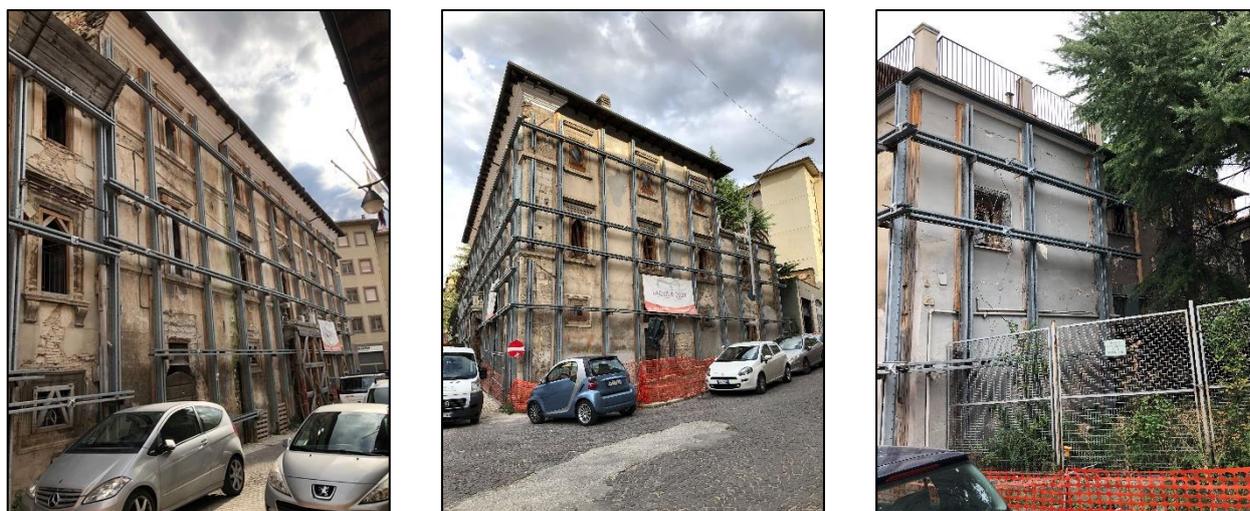
Attraverso un semplice rilievo visivo saltano alla luce problematiche strutturali considerevoli che hanno portato all'immediata messa in sicurezza dell'edificio subito dopo l'evento sismico attraverso l'applicazione di tiranti in acciaio sulle pareti perimetrali.

I danni riportati dalla struttura in seguito all'evento sismico sono:

- presenza di fessurazioni estese sulle murature portanti;
- cedimento degli elementi architettonici sulle facciate;
- cedimento parziale delle volte in muratura;
- cedimento totale dei solai a voltine;
- uscita fuori piano dei solai.

Come spiegato nel 2.1.2, il rilievo eseguito sul Palazzo Pietropaoli rientra nella tipologia definita dalla Circolare n.7 come indagine limitata ed è di tipo visivo; analizzati i dati che si hanno a disposizione è stato possibile identificare le caratteristiche meccaniche delle murature e le tecnologie costruttive utilizzate.

Si riporta una documentazione fotografica delle facciate principali.



*Fig. 3.3: indagini visive dello stato di fatto delle facciate principali del Palazzo Pietropaoli.*

### 3.2.1 Descrizione del quadro fessurativo

La struttura in seguito al sisma ha subito crolli e forti lesioni che hanno portato alla realizzazione di opere di messa in sicurezza dei maschi murari e degli orizzontamenti.

Le lesioni possono essere attribuite in particolare a due fenomeni:

- Carenze locali e meccanismi di collasso localizzati;
- Cinematismi che interessano intere porzioni della struttura e meccanismo globale di collasso.

Per quanto riguarda la prima tipologia di collasso, questa può essere riscontrata nel crollo degli elementi decorativi in facciata, collassi di porzioni murarie, forti carenze strutturali delle volte a padiglione e la fuori uscita dal loro piano dei solai in legno e di quelli in acciaio. Tali tipologie di danno sono molto diffuse in strutture realizzate in epoche più 'antiche', a causa delle scarse caratteristiche dei materiali e dell'utilizzo di malta povera di legante.

La facciata principale, che si trova su via Antonelli, ha una composizione architettonica in stile Rinascimentale e presenta molte decorazioni che hanno subito gravi danni; in Fig. 3.4 si riporta lo stato attuale del portale principale di ingresso che dovrà essere riqualificato e ripristinato per poter conservare le caratteristiche storiche e architettoniche dell'edificio.

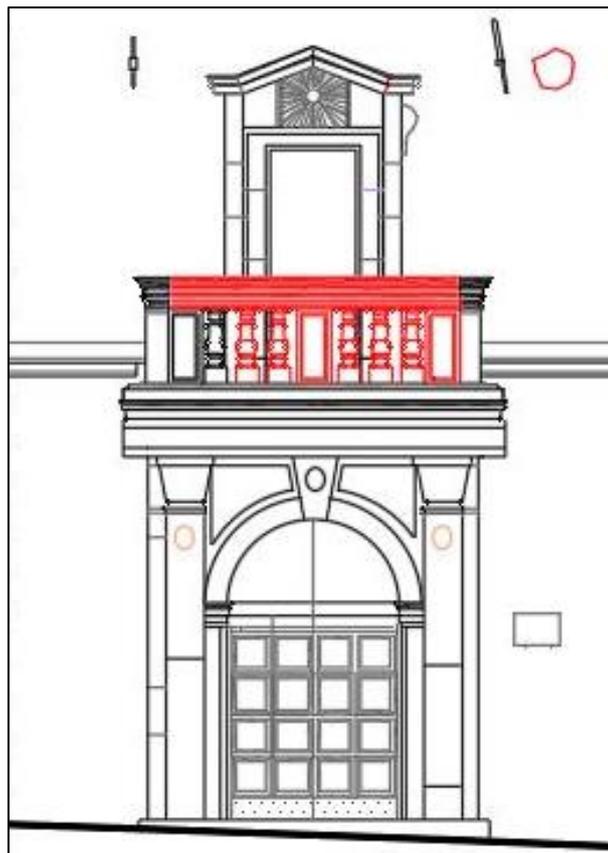


Fig.3.4: lesioni post sisma del portale principale di ingresso del Palazzo Pietropaoli, situato sulla facciata principale di via Antonelli.

In relazione al meccanismo globale di collasso, gli elementi strutturali del Palazzo hanno subito lesioni che possono essere riconducibili alla mancanza di collegamento tra le murature e i solai di piano, con conseguente ribaltamento delle murature, oppure a lesioni nel piano della muratura (taglio e pressoflessione nel piano).

Il rilievo del quadro fessurativo delle due facciate principali, situatw rispettivamente su via Antonelli e via Sallustio, è riportato in Fig. 3.5.



*Fig. 3.5: rilievo del quadro fessurativo post sisma delle due facciate principali del Palazzo Pietropaoli di via Antonelli e via Sallustio.*

### 3.2.2 Indagini sulla muratura esistente

Nel seguente paragrafo si descrivono le indagini eseguite sulla muratura con l'obiettivo di determinare la tipologia strutturale e le relative caratteristiche geometriche attraverso rilievi visivi sui maschi murari.

Tramite la rimozione dello strato di intonaco è stato possibile visualizzare la composizione della muratura; le indagini sono state svolte su differenti punti dell'edificio, come è riportato in Fig. 3.6.

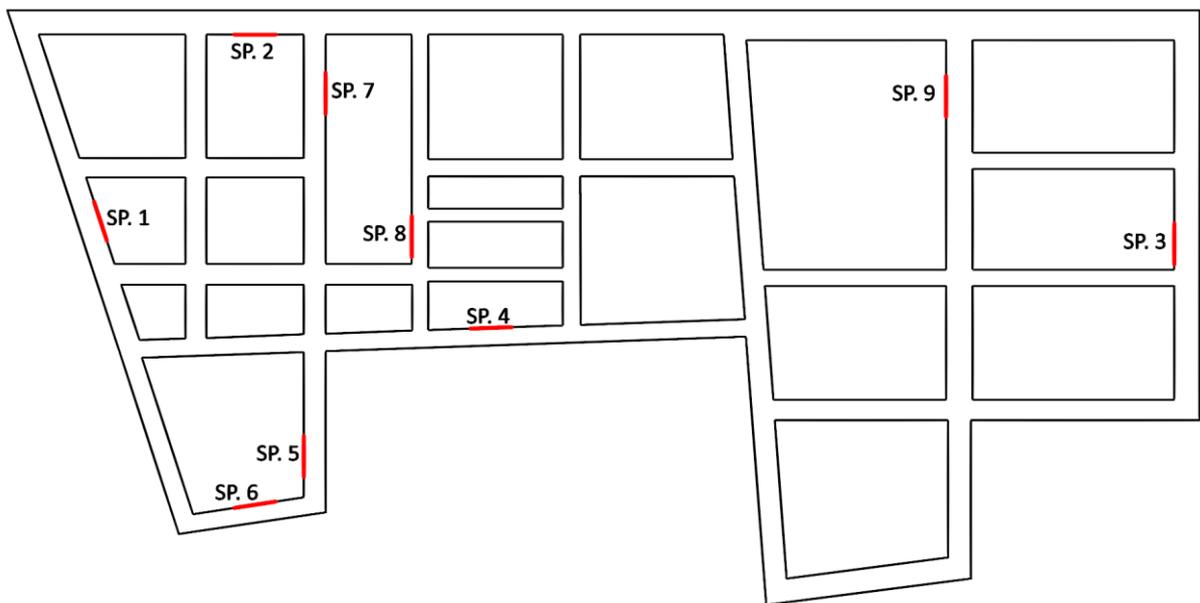


Fig. 3.6: identificazione della posizione dei punti in cui sono stati eseguiti gli spicconatura per le indagini visive.

#### - Spicconatura 1

La spicconatura 1 è stata eseguita sul lato corto esterno del corpo A (via Sallustio) e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato (definito dalla Circolare n°17 del 21/01/2019 C8A.2.1).



Fig. 3.7: risultati dello spicconatura 1.

### - Spicconatura 2

La spicconatura 2 è stata eseguita sul lato lungo del corpo A (via Antonelli) e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato (definito dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1).



*Fig. 3.8: risultati spicconatura 2.*

### - Spicconatura 3

La spicconatura 3 è stata eseguita sul lato lungo del corpo C (via delle Rose) e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato con presenza di ricorsi irregolari in mattoni.



*Fig. 3.9: risultati spicconatura 3.*

#### - Spicconatura 4

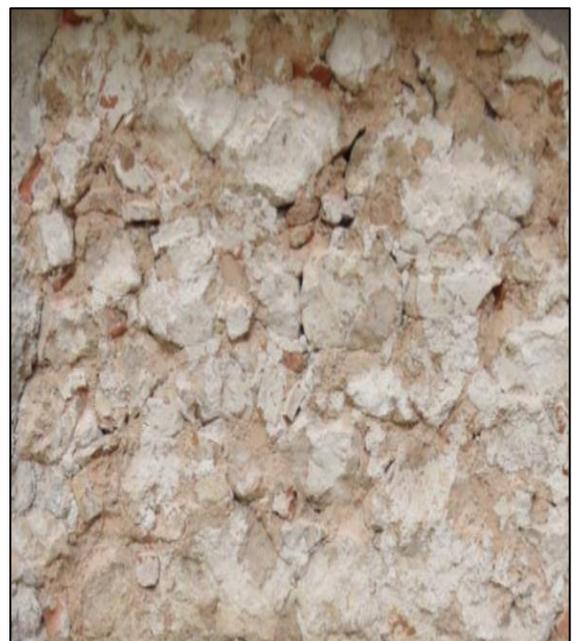
La spicconatura 4 è stata eseguita sulla facciata esterna del corpo A (Lato cortile) e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato (definito dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1).



*Fig. 3.10: risultati spicconatura 4.*

#### - Spicconatura 5

La spicconatura 5 è stata eseguita sulla facciata esterna nel cortile posteriore del corpo A (Lato cortile) e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato (definito dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1).



*Fig. 3.11: risultati spicconatura 5.*

### - Spicconatura 6

La spicconatura 6 è stata eseguita per determinare il tipo di ammorsamento allo spigolo nel cortile posteriore del corpo A e ha rilevato una connessione costituita da pietre in blocchi lapidei ben ammorsati.



*Fig. 3.12: risultati spicconatura 6.*

### - Spicconatura 7

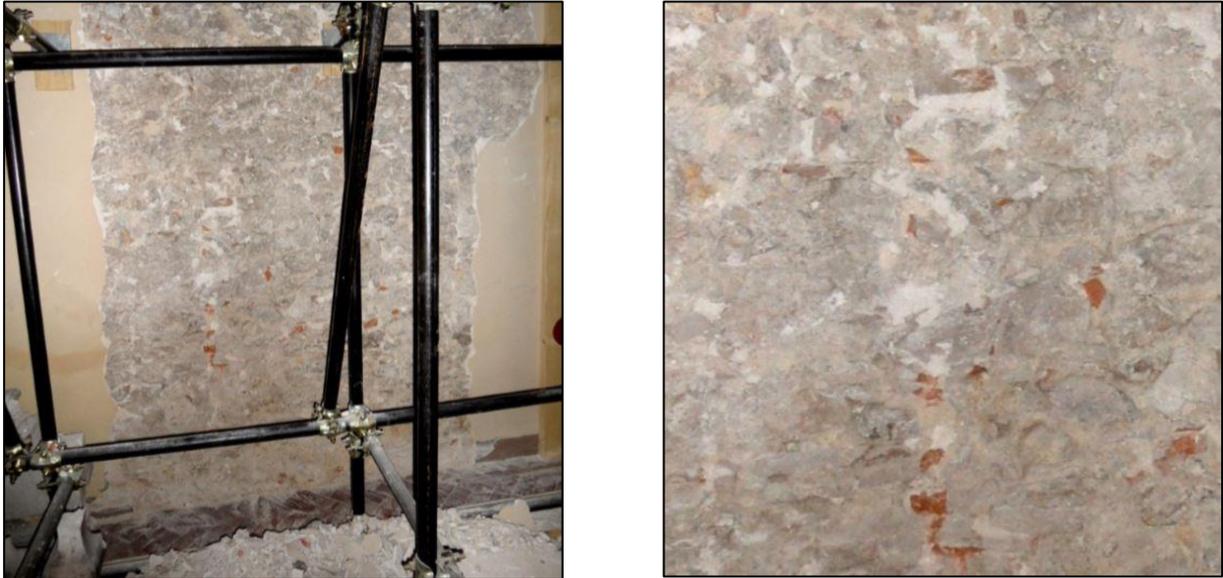
La spicconatura 7 è stata eseguita nell'androne del corpo A e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato. (definito dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1)



*Fig. 3.13: risultati spicconatura 7.*

### - Spicconatura 8

La spicconatura 8 è stata eseguita nell'ingresso principale del corpo A e ha evidenziato una muratura in pietrame disordinato (definito dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1).



*Fig. 3.14: risultati spicconatura 8.*

### - Spicconatura 9

Allo scopo di determinare la tipologia di muratura è stata effettuata un'operazione di rimozione dell'intonaco nell'ingresso principale del corpo A che ha rilevato una muratura in pietrame disordinato (come definita dalla Circolare n°7 del 21/01/2019 C8A.2.1).



*Fig. 3.15: risultati spicconatura 9.*

### 3.2.3 Indagini sui solai

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, le indagini visive hanno avuto lo scopo di rilevare la tipologia strutturale e la geometria del travetto tipo del solaio, l'interasse dei travetti e l'altezza complessiva del pacchetto solaio con massetto di finitura.

I solai ispezionati sono:

- Solaio S1;
- Solaio S2.1;
- Solaio S2.2;
- Solaio S3;
- Solaio S4.



Fig. 3.16: ubicazione in pianta delle indagini visive relative ai solai del Palazzo Pietropaoli

#### - Solaio S1

Il sondaggio sul solaio S1 è stato eseguito allo scopo di rilevare lo spessore del pacchetto del solaio a voltine a vela in mattoni disposti in foglio. L'indagine ha rilevato un pacchetto di riempimento di altezza pari a 115 mm, uno strato di isolante di spessore 55 mm, un massetto di livellamento di spessore 60 mm sul quale poggia il pavimento in parquet di spessore pari a 10 mm.

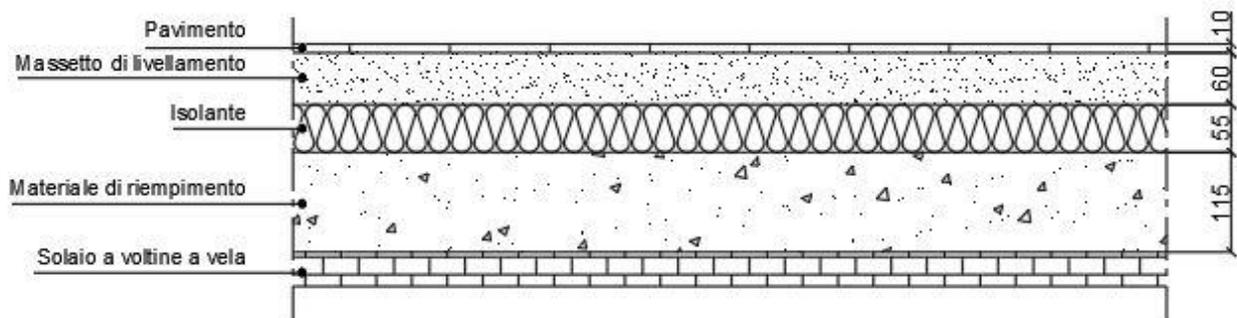


Fig. 3.17: stratigrafia del solaio S1.



Fig. 3.18: rilievo fotografico del solaio S1.

### - Solaio S2

Il sondaggio S2 è stato eseguito allo scopo di rilevare lo spessore del pacchetto di riempimento della sottostante volta a padiglione in mattoni disposti a coltello; le ispezioni eseguite sono state 2, una in prossimità del colmo (denominata S2.1) e l'altra in prossimità delle imposte della volta (denominata S2.2).

- Il solaio S2.1 ha rilevato un pacchetto di riempimento costituito da pietrame di tufo misto a materiale di risulta per uno strato di altezza pari a 150 mm, un massetto di livellamento di spessore 30 mm sul quale poggia il pavimento a piastrelloni di spessore pari a 20 mm.

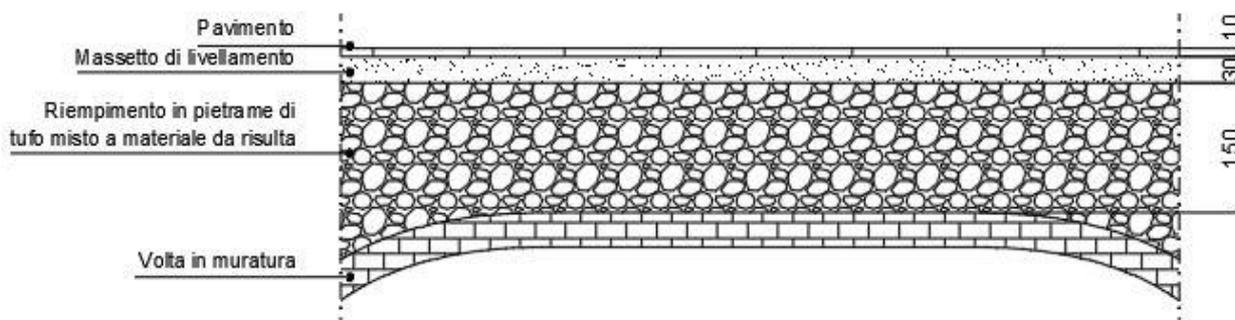


Fig. 3.19: stratigrafia del solaio S2.1.



Fig. 3.20: rilievo fotografico del solaio S2.1.

- Il solaio S2.1 ha rilevato un pacchetto di riempimento costituito da pietrame di tufo misto a materiale di risulta per uno strato di altezza pari a 330 mm, un massetto di livellamento di spessore 30 mm sul quale poggia il pavimento a piastrelloni di spessore pari a 20 mm.

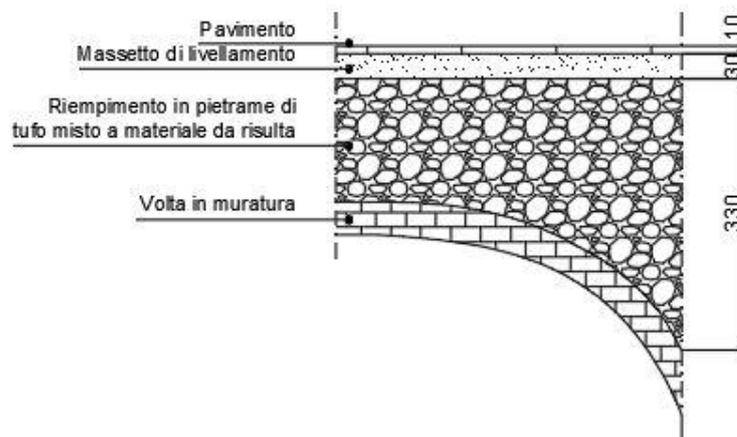


Fig. 3.21: stratigrafia del solaio S2.2.



Fig. 3.22: rilievo fotografico del solaio S2.2.

### - Solaio S3

Il sondaggio S3, situato al secondo piano del corpo C, è stato ispezionato attraverso una perforazione completa.

Il solaio risulta composto da travetti di acciaio di altezza 200 mm con spessore della soletta di calcestruzzo di 160 mm, l'interasse dei travetti è di 900 mm.

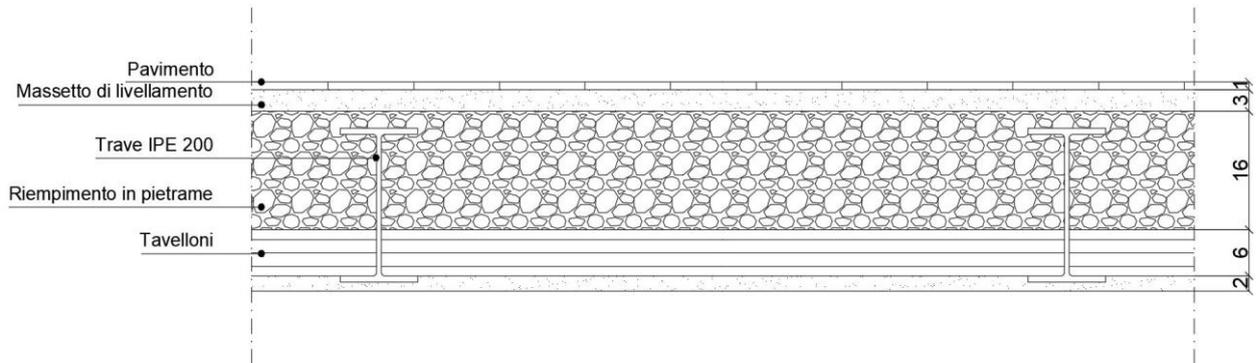


Fig. 3.22: stratigrafia del solaio S3.



Fig. 3.23: rilievo fotografico del solaio S3.

### - Solaio S4

Il sondaggio S4, situato al secondo piano del corpo B, è stato ispezionato attraverso un'indagine visiva.

Il solaio risulta composto travi di legno di altezza 240 mm, travetti in legno di altezza 100 mm ed un tavolato in legno di spessore 25 mm.

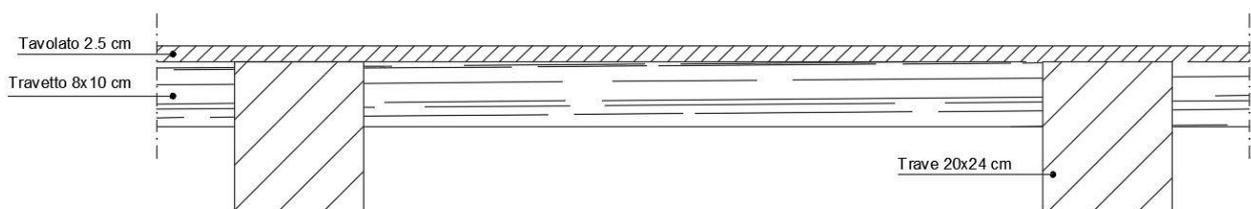


Fig. 3.24: stratigrafia del solaio S4.

# 4 AZIONI SULLA STRUTTURA

In questo capitolo verranno analizzate tutte le azioni presenti sulla struttura compresi i parametri sismici relativi agli stati limite ultimi.

Le azioni analizzate sono:

- Analisi dei carichi sui solai;
- Carico da neve;
- Azione del vento;
- Azione sismica.

## 4.1 Analisi dei carichi

La struttura in analisi presenta differenti solai, come specificato nel capitolo riguardanti le indagini visive.

Le tipologie di solaio individuate sono:

- Solaio voltato;
- Solaio a voltine;
- Solaio a putrelle;
- Copertura in c.a.

Di seguito sono riportati i pesi dei solai:

Tabella 4.1: analisi dei carichi solai

TIPO DI SOLAIO	G1	G2	Qa	Qh	Qn
	kN/m <sup>2</sup>				
Solaio voltato	5,75	6,22	0	0	0
Solaio putrelle	1,1	3,65	2	0	0
Solaio voltine	1,9	4,75	2	0	0
Solaio legno	2,3	1,8	2	0	0
Copertura c.a	3,68	1,15	0	0,5	1,41

## 4.2 Carico da neve

Il carico da neve che grava sulla copertura viene valutato secondo la seguente formula (ai sensi del DM2018):

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

- $q_s$ : carico sulla copertura;
- $\mu_i$ : coefficiente di forma della copertura;

- $q_{sk}$ : valore caratteristico di riferimento del carico al suolo, per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $C_E$ : coefficiente di esposizione;
- $C_t$ : coefficiente termico.

Il valore del carico da neve dipende dalle condizioni locali di clima e esposizione e bisogna fare differenti studi in base all'altitudine del sito preso in considerazione.

Difatti per i siti posti a quote inferiori a 1500 m sul livello del mare il carico da neve non può essere inferiore ai valori sotto riportati, mentre per quote superiori a 1500 m si deve far riferimento a studi locali.

Secondo quanto specificato nella normativa l'Italia è suddivisa in zone che sono:

- Zona I Alpina
- Zona I Mediterranea
- Zona II
- Zona III

Il comune de L'Aquila è situato ad un'altitudine di  $a_s = 712$  m sul livello del mare e di conseguenza ricade nella zona III.

Quindi il valore del carico neve al suolo è:

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/481)^2] = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  viene definito secondo la seguente tabella:

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Fig. 4.1: valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione, NTC 2018.

Il coefficiente termico può essere utilizzato per ridurre il valore del carico da neve tenendo conto le dispersioni di calore della struttura che potrebbero sciogliere la neve stessa, però in assenza di specifiche e documentati studi tale coefficiente deve essere utilizzato pari a  $C_t = 1$ .

Il coefficiente di forma  $\mu_i$  tiene conto della tipologia di copertura (una falda, due falde, più falde o piana) e dal valore dell'angolo  $\alpha$  formato dalla falda con l'orizzontale.

Per coperture ad una o due falde possono essere considerati i seguenti valori:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Fig. 4.2: valori del coefficiente di forma, NTC 2018.

In conclusione, il carico da neve risulta:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

## 4.3 Azione del vento

La normativa per quanto riguarda l'azione del vento afferma che generalmente la sua direzione si considera orizzontale ed esercita un'azione sulla costruzione che varia nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici.

Per le costruzioni più frequenti le azioni del vento si riducono a forze statiche equivalenti, considerando pressioni e depressioni agenti normalmente alla superficie sia esternamente che internamente.

Un parametro fondamentale da conoscere è la velocità base di riferimento  $V_b$  che rappresenta il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

Lo stato italiano viene diviso in zone, in base alla velocità di riferimento, e per ogni zona è definito un valore di  $V_{b,0}$  della velocità sotto una determinata altitudine  $a_0$  e la variazione di  $V_{b,0}$  in funzione della quota.

Con queste considerazioni il valore  $V_b$  è determinato con la seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

- $V_{b,0}$  = velocità base di riferimento al livello del mare in funzione della zona in cui sorge la costruzione
- $C_a$  = coefficiente di altitudine fornito dalla seguente relazione:  
 $C_a = 1$  Per  $a_s \leq a_0$   
 $C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  Per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

Dove:

- $a_0, k_s$  = sono parametri forniti nella tabella 3.3 in funzione della zona in cui sorge la costruzione
- $a_s$  = è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Fig. 4.3: valori dei parametri  $V_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$ .

Quindi il valore della velocità di riferimento è:

$$V_b = 31.09 \text{ m/s}$$

Come accennato in precedenza, le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni sulle superfici interne ed esterne sulla struttura.

La pressione del vento è definita dalla seguente espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dove:

- $q_r$ = pressione cinetica di riferimento;
- $C_e$ = coefficiente di esposizione;
- $C_p$ = coefficiente di forma o aereodinamico;
- $C_d$ = coefficiente dinamico.

### 4.3.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica è data dalla seguente relazione  $q_r=1/2\rho V_b^2$  dove  $\rho$  rappresenta la densità dell'aria assunta costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

Calcolando il suo valore sarà:

$$q_r = 0.604 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende da tre fattori che sono l'altezza  $z$  del suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di specifiche analisi riferite alla direzione del vento e alla scabrezza e topografia del terreno, per altezze del suolo non maggiori di  $z=200 \text{ m}$ , il coefficiente di esposizione è dato dalla seguente espressione:

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

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

Dove:

- $k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati in tabella 33 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $C_t$  è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Fig. 4.4: parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, NTC 2018.

Nel caso studio è stato posto un coefficiente di corrispondente alla categoria V.

### **4.3.3 Coefficiente di forma o aereodinamico**

“Il coefficiente di pressione  $C_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente d’attrito  $C_f$  dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l’azione tangente.

Entrambi questi coefficienti, definiti coefficienti aerodinamici, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.”

### **4.3.4 Coefficiente di dinamico**

“Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.”

## 4.4 Azione sismica

Per rispettare dei diversi stati limite elencati nella normativa tecnica, le azioni sismiche di progetto si definiscono partendo dal concetto di “pericolosità sismica di base” del sito ove sorge la costruzione.

Questo parametro è definito in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a determinate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento:

- $A_g$  accelerazione massima orizzontale al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 4.4.1 Vita nominale

La vita nominale  $V_n$  di una struttura è intesa come il numero di anni in cui l’opera può essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_n$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Fig. 4.5: Valori minimi della Vita nominale  $V_n$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni, NTC 2018.

Per la struttura oggetto di studio è stata considerata una vita nominale pari a 50 anni.

### 4.4.2 Classi d’uso

La normativa tecnica impone di determinare una classe d’uso per la struttura considerata:

- “Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di

tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”

Per la struttura in considerazione è stata scelta una classe d’uso di classe II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Fig. 4.6: valori del coefficiente d’uso  $C_U$ , NTC 2018.

#### 4.4.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in base ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava con la seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Quindi per la costruzione oggetto di studio:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

#### 4.4.4 Categorie di sottosuolo

Per valutare le azioni sismiche è necessario analizzare la risposta sismica locale con specifici studi. La normativa propone un metodo semplificato che si basa sull’individuazione di una categoria di sottosuolo di riferimento.

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

Fig. 4.7: categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato, NTC 2018.

Per la struttura in considerazione è stata scelta la Categoria B.

#### 4.4.5 Condizioni topografiche

Per le condizioni topografiche bisogna avere uno studio specifico della risposta sismica locale. La normativa tecnica propone delle configurazioni superficiali semplici da poter utilizzare.

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

Fig. 4.8: categorie topografiche, NTC 2018.

La struttura in considerazione rientra nella Categoria T1.

#### 4.4.6 Stati limite di riferimento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

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

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- 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 rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Fig. 4.9: Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato, NTC 2018.

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  si ricava il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma utilizzando la relazione:

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

Quindi noto il periodo di ritorno, la posizione del sito e tutte le altre caratteristiche elencate, è possibile ricavare per ogni stato limite i parametri su sito di riferimento rigido orizzontale e ricavare gli spettri di risposta.

**Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

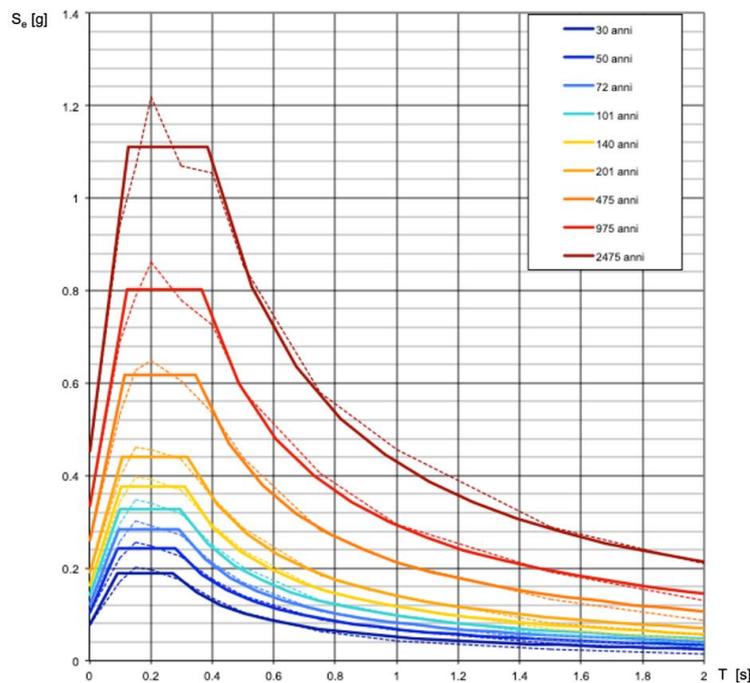


Fig. 4.10: spettri di risposta per i periodi di riferimento.

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**

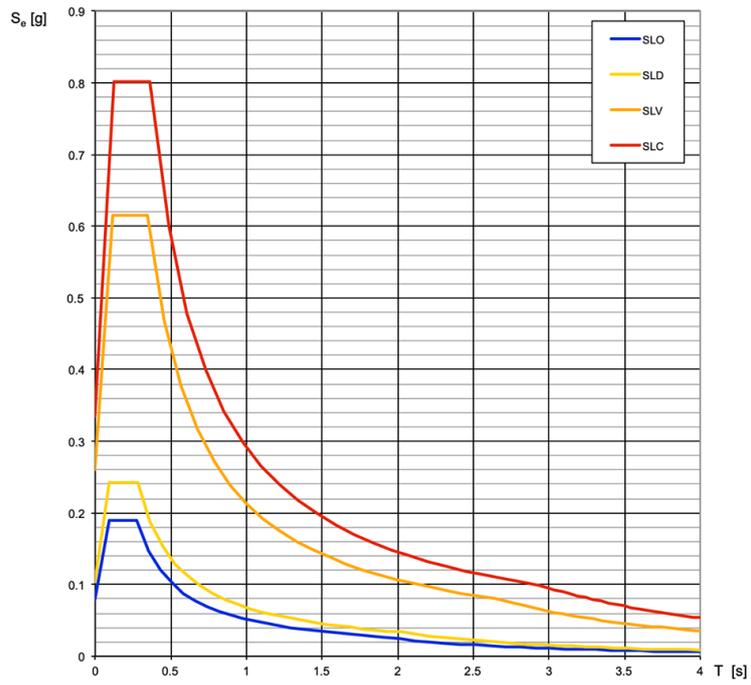


Fig. 4.11: spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO**

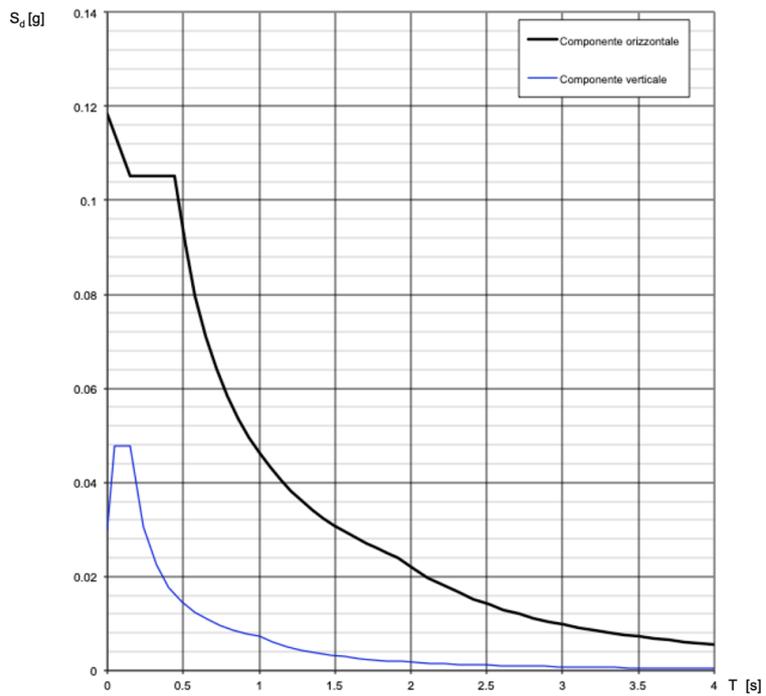


Fig. 4.12: spettri di risposta SLO.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**

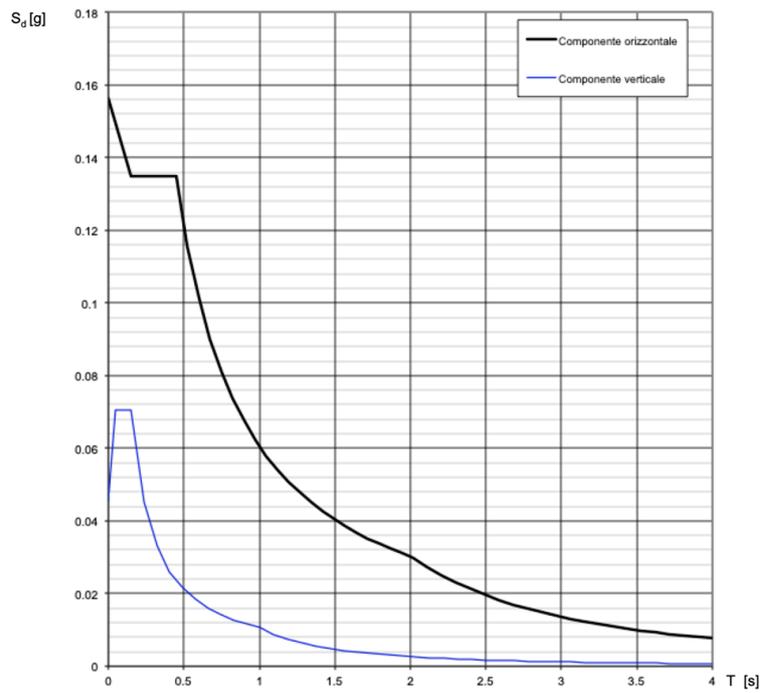


Fig. 4.13: spettri di risposta SLD.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

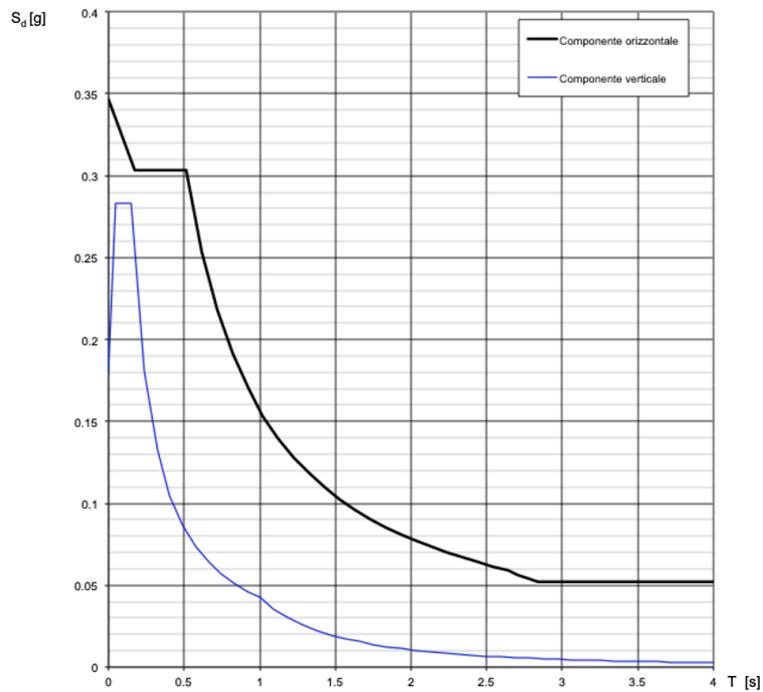


Fig. 4.14: spettri di risposta SLV.

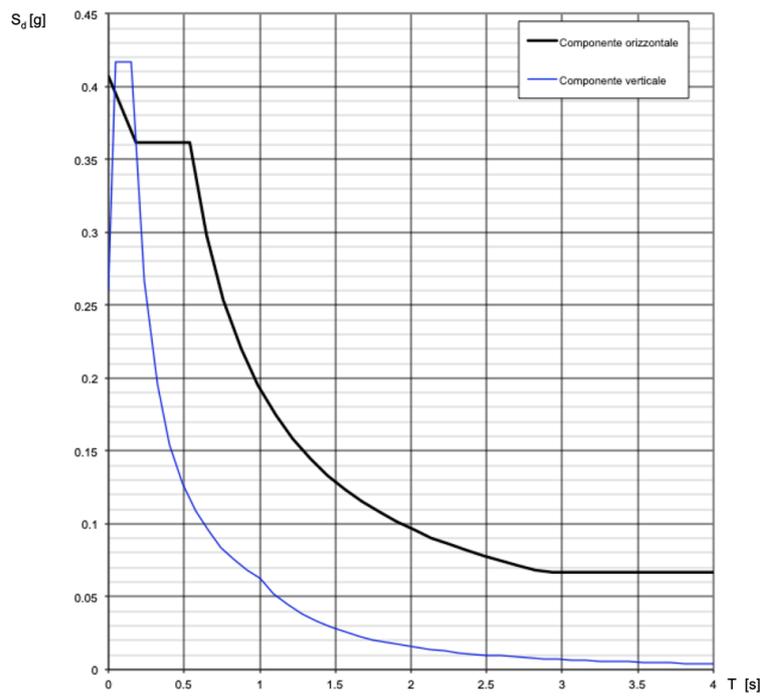


Fig. 4.15: spettri di risposta SLC.

# 5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA-ANALISI SISMICA GLOBALE

## 5.1 Introduzione

Nel mondo delle costruzioni e in primis della progettazione strutturale per ottenere una risposta sismica di una struttura simile alla realtà è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di capire a pieno il comportamento della struttura.

I vari tipi di analisi sono:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica lineare;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.
- 

Nel caso studio, oggetto della seguente tesi, è stato studiato il comportamento globale attraverso un'analisi statica non lineare.

Difatti il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) consente per il calcolo di strutture in muratura, sia analisi lineari che non lineari.

In particolare, i metodi lineari sono molto restrittivi e quindi non utilizzabili.

A questo punto rimangono a disposizione i metodi non lineari, tra cui l'analisi dinamica e quella statica; la prima è molto complessa sia dal punto concettuale che computazionale quindi tra le opzioni messe a disposizione dalla normativa la scelta ricade su l'analisi statica non lineare.

## 5.2 Analisi statica non lineare-Pushover

L'analisi statica non lineare o Pushover (letteralmente "spingere oltre") è una procedura impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione applicata (azione di forza o spostamento).

Questo tipo di analisi è composta dalle seguenti fasi:

- Individuazione delle parti resistenti della struttura muraria attraverso la definizione del telaio equivalente;
- Valutazione della curva di capacità;
- Trasformazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in quello ad un solo grado di libertà (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione  $G$ ;
- Valutazione del sistema bilineare equivalente di massa  $m^*$ , rigidità  $k^*$  e periodo  $T^*$ ;
- Valutazione della capacità di spostamento ( $U_{max}$ );
- Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ );
- Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica sarà positivo se  $U_{max} \geq d_{max}$ , in termini di sicurezza l'esito positivo della verifica si avrà soddisfatta la seguente relazione:

$$S = \frac{U_{max}}{d_{max}} \geq 1$$

### 5.2.1 Definizione della curva di capacità del sistema reale

Bisogna valutare la curva di capacità della struttura reale a più gradi di libertà (MDOF). Incrementando progressivamente i carichi orizzontali, secondo precise leggi dette profili di carico, sulla struttura si ottiene un aumento dello stato deformativo, con conseguente creazione di cerniere plastiche, fino ad arrivare al collasso finale.

Per prima cosa si è andati a definire un punto di controllo, grazie al quale è possibile valutare lo spostamento e il taglio alla base della struttura; all'aumentare delle forze orizzontali aumenta lo spostamento e il taglio alla base.

La curva di capacità assume un andamento curvilineo perché i diversi elementi strutturali, durante il carico, passano dalla fase elastica a quella plastica, modificando con ciò anche il grado di vincolo della struttura (passaggio dal vincolo incastro a quello cerniera).

Il grafico, in figura 4.1, è formato in ascissa dallo spostamento  $d_c$  di un punto della struttura ed in ordinata il tagliante alla base  $V_b$ .

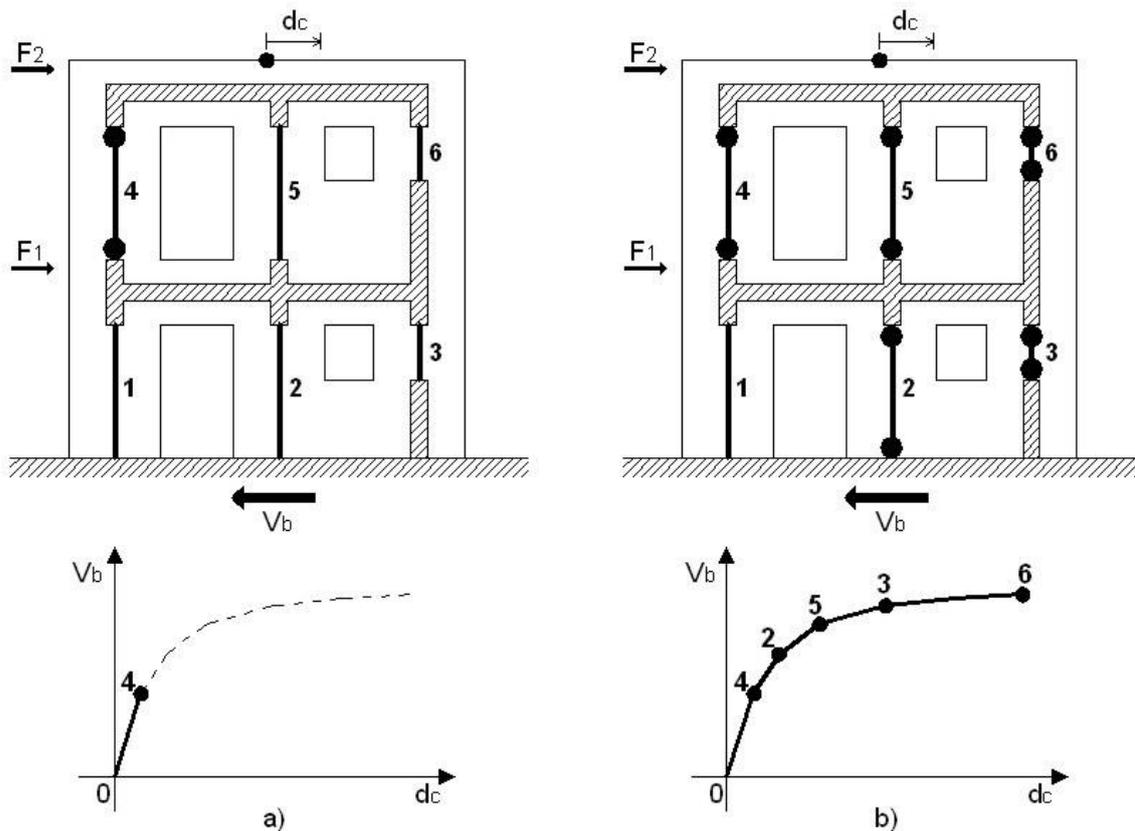


Fig. 5.1: definizione della curva di capacità.

Come possiamo notare, la struttura in esempio, sollecitata dalle forze  $F_1$  e  $F_2$ , presenta la creazione delle prime cerniere plastiche all'elemento numero 4 così definendo il primo tratto della curva di capacità.

Il primo segmento della curva ha un andamento lineare poiché tutti gli elementi sono ancora in fase elastica; aumentando il profilo di carico vengono definiti i successivi punti della curva man mano che si plasticizzano gli elementi della struttura fino ad arrivare a collasso (curva b in figura).

## 5.2.2 Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà

Il sistema a più gradi di libertà deve essere trasformato in uno equivalente ad un solo grado di libertà, quindi passaggio da MDOF a SDOF.

Per fare ciò bisogna dividere l'ascissa ( $d_c$ ) e l'ordinata ( $V_b$ ) della curva di capacità del sistema reale per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ .

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

Il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  è dato dalla seguente relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2}$$

Dove  $m_i$  è la massa dell'i-esimo grado di libertà e  $\Phi_i$  è la i-esima componente del primo autovettore, generalmente il coefficiente  $\Gamma$  assume valori che vanno da 1 a 1,5.

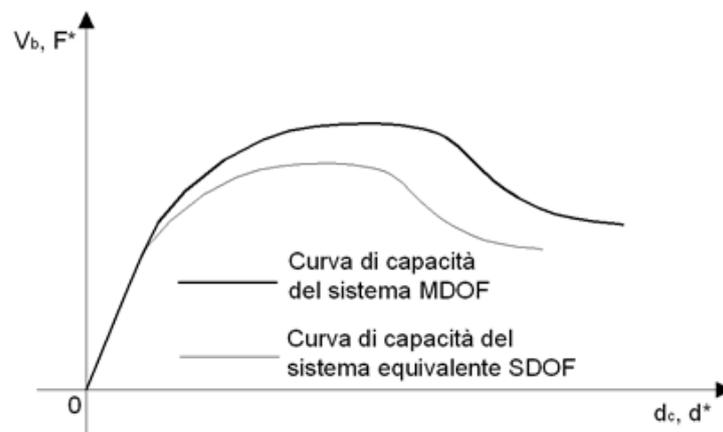


Fig. 5.2: curve di capacità relative al sistema a più gradi di libertà (MDOF) ed a quello equivalente ad un solo grado di libertà.

### 5.2.3 Valutazione del sistema bilineare equivalente

La curva di capacità del sistema SDOF, ricavata nel paragrafo precedente, viene approssimata ad una bilatera formata da un tratto lineare ed uno costante.

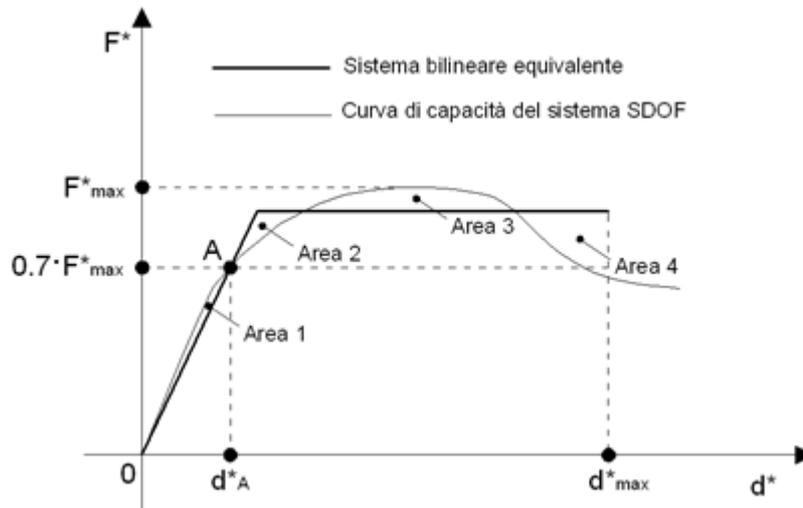


Fig. 5.3: sistema bilineare equivalente.

Il primo tratto lineare è ricavato dall'intersezione della curva di capacità con la retta orizzontale passante per la quota  $0,7F_{max}^*$ , dove  $F_{max}^*$  è la forza ricavata dalla curva di capacità del sistema SDOF.

Individuato il tratto lineare è possibile ricavare la rigidezza attraverso la seguente relazione:

$$K^* = \frac{0,7F_{max}^*}{d_A^*}$$

Dove  $d_A^*$  è lo spostamento in figura 4.3.

Il tratto costante si ottiene dall'equilibrio delle aree: l'area al di sopra della curva deve essere uguale a quella al di sotto.

Prendendo in riferimento la figura XX bisogna rispettare tale relazione:

$$\text{Area 1} + \text{Area 3} = \text{Area 2} + \text{Area 4}$$

La massa del sistema equivalente ( $m^*$ ) si ottiene dalla somma dei prodotti delle masse in ogni grado di libertà per i corrispondenti autovettori della prima forma modale della struttura:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i$$

Il periodo del sistema equivalente si ottiene dalla seguente relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

## 5.2.4 Valutazione della capacità di spostamento (U<sub>max</sub>)

La capacità di spostamento è ricavata dalla curva di capacità del sistema MDOF.

Secondo la normativa, per la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, se la curva è sempre crescente allora si assume come U<sub>max</sub> il massimo valore di spostamento (curva a in figura 5.4).

Se la curva presenta dei rami decrescenti si assume come spostamento massimo quello che riduce al massimo del 20% la forza massima (F<sub>max</sub>) della curva di capacità.

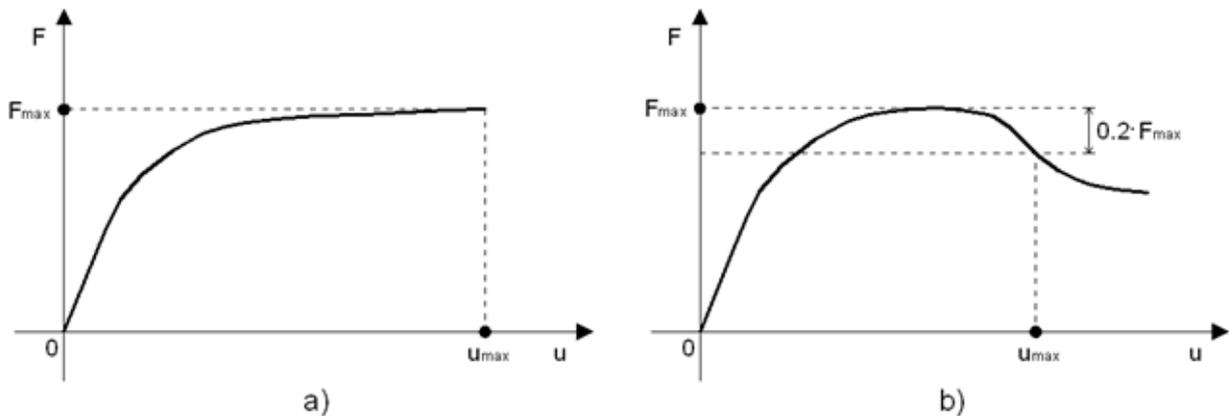


Fig. 5.4: capacità di spostamento del sistema.

## 5.2.5 Valutazione della domanda di spostamento (d<sub>max</sub>)

La domanda di spostamento si ottiene dalla seguente relazione:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

Dove  $\Gamma$  è il coefficiente di partecipazione ricavato precedentemente.

La domanda di spostamento ( $d_{max}^*$ ) del sistema SDOF viene ricavata in funzione del periodo  $T^*$  del sistema equivalente e del periodo  $T_c$  che definisce lo spettro elastico.

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_c$$

$$d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_c$$

Il fattore di struttura  $q^*$  è dato dalla seguente relazione:

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}}$$

## 5.2.6 Combinazioni di carico

La normativa recita testualmente:

“La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l’espressione”:

$$1.00*E_x + 0.30*E_y + 0.30*E_z$$

Dalla seguente relazione si evince che il sisma deve essere considerato nella direzione principale al 100% e nella direzione secondaria deve essere considerato al 30%.

Inoltre, la curva di capacità deve essere valutata per:

- Direzione X e Y;
- Sisma nella direzione principale (100%) positivo e negativo;
- Sisma direzione secondaria (30%) positivo e negativo;
- Profili di carico: 1) Proporzionale alle forze statiche (Altezze)  
2) Proporzionale alle masse (Masse)

Alla luce di quanto detto le combinazioni minime sono sedici (otto nella direzione x e otto nella direzione y).

Nella tabella si riportano le combinazioni di azioni orizzontali:

Direzione del sisma	Profilo di carico	Verso azione sismica direzione principale	Verso azione sismica direzione secondaria	Simbologia
X	Masse	+	+	XM P(+) S(+)
X	Masse	+	-	XM P(+) S(-)
X	Masse	-	+	XM P(-) S(+)
X	Masse	-	-	XM P(-) S(-)
X	Altezze	+	+	XA P(+) S(+)
X	Altezze	+	-	XA P(+) S(-)
X	Altezze	-	+	XA P(-) S(+)
X	Altezze	-	-	XA P(-) S(-)
Y	Masse	+	+	YM P(+) S(+)
Y	Masse	+	-	YM P(+) S(-)
Y	Masse	-	+	YM P(-) S(+)
Y	Masse	-	-	YM P(-) S(-)
Y	Altezze	+	+	YA P(+) S(+)
Y	Altezze	+	-	YA P(+) S(-)
Y	Altezze	-	+	YA P(-) S(+)
Y	Altezze	-	-	YA P(-) S(-)

Fig. 5.5: combinazione di carico per le analisi Pushover.

Nelle seguenti figure si riportano graficamente i profili di carico e le sedici combinazioni previste secondo NTC 2018:

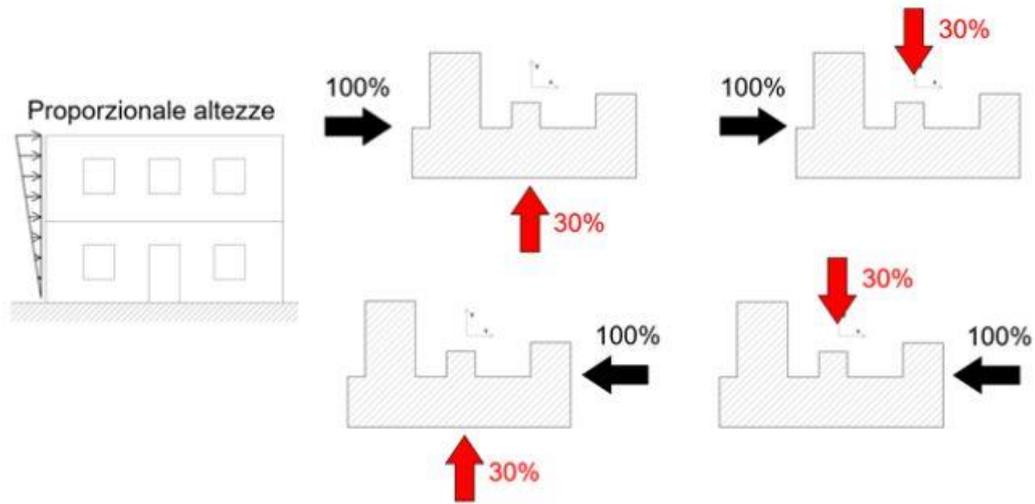


Fig. 5.6: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle altezze.

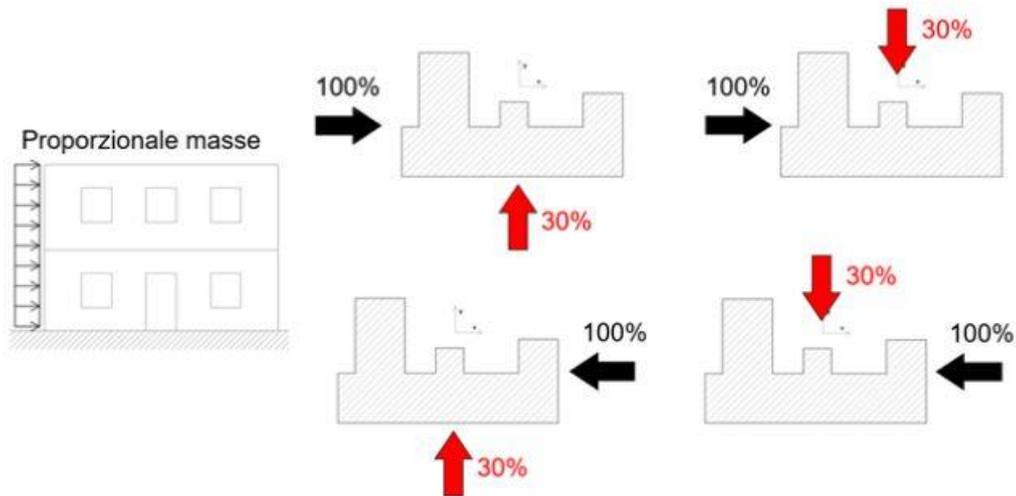


Fig. 5.7: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle masse.

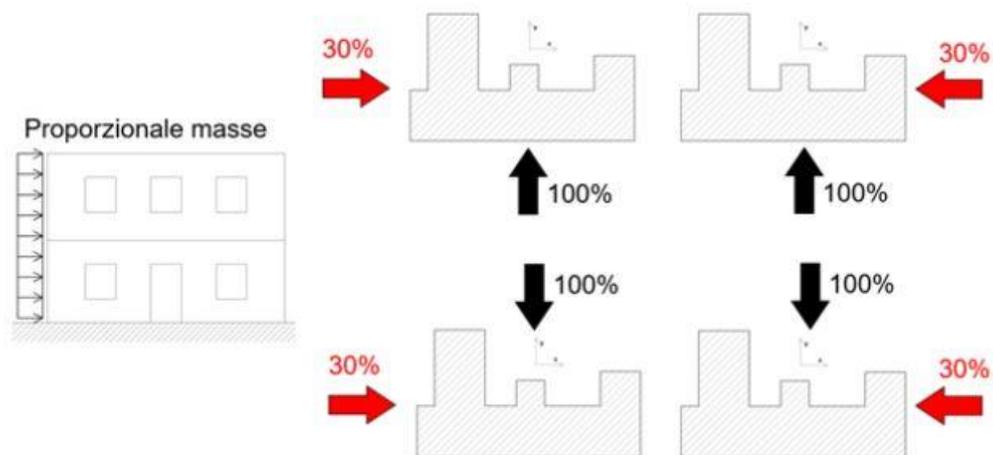


Fig. 5.8: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle masse.

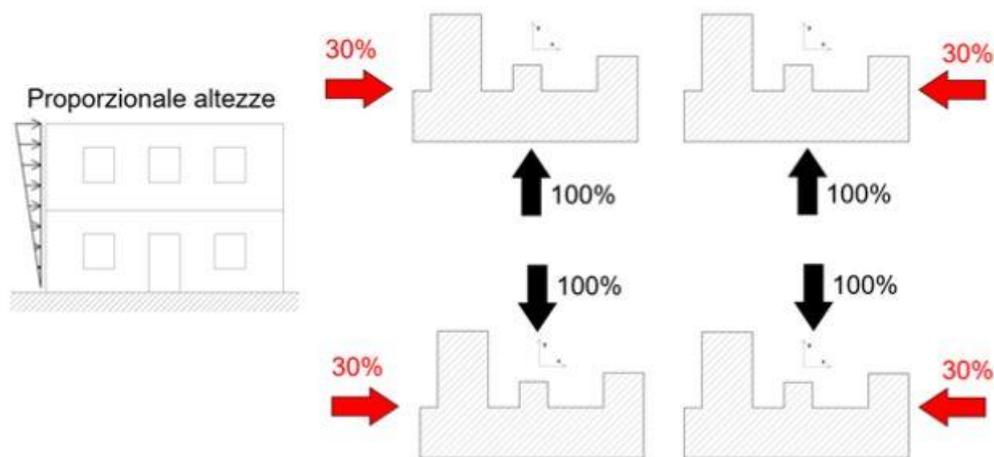


Fig. 5.9: combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle altezze.

## 5.2.7 Scelta del punto di controllo

Nel punto 7.3.4.2 del D.M. 17/01/2018 si riporta testualmente come scegliere i punti di controllo nella struttura analizzata:

“L’analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell’azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alla forza d’inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell’ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell’ultimo livello, quando sia significativo l’accoppiamento di traslazioni e rotazioni.”

# 6 MODELLAZIONE E ANALISI PALAZZO PIETROPAOLI

## 6.1 Modellazione tramite software CDSWin

La modellazione del Palazzo Pietropaoli è stata effettuata tramite il software STS CDSWin e un'analisi statica non lineare.

Per quanto riguarda la modellazione degli elementi in muratura il programma permette una duplice scelta:

- Aste: i setti in muratura sono schematizzati attraverso delle aste paragonabili a travi e pilastri;
- Shell: i setti in muratura sono schematizzati come aste, paragonabili a travi di collegamento, e pareti.

La differenza tra le due modalità di schematizzazione consiste nel tipo di analisi che esse consentono; la prima opzione permette un'analisi lineare e non lineare mentre la seconda esclusivamente un'analisi lineare.

Il metodo scelto per lo studio del comportamento globale della struttura è di tipo non lineare; i setti in muratura sono schematizzati quindi come aste.

Il programma attraverso il comando generazione 3D divide i setti in tratti verticali corrispondenti ai vari piani in modo da individuare i maschi murari, le porzioni di muratura e le fasce di piano in cui si concentrano le deformabilità e il danneggiamento, confrontabili con i danni reali subiti dal sisma; successivamente attraverso la suddivisione in elementi e nodi, la parete modellata sarà paragonabile ad un telaio piano.

Il palazzo Pietropaoli è un fabbricato risalente al 1700 e nel corso del tempo ha subito vari interventi di ampliamento, manutenzione ordinaria o straordinaria che hanno generato una non regolarità strutturale sia in pianta che in altezza.

Il primo passo da effettuare per la modellazione è la definizione delle quote:

- Quota piano primo: 4,20 m
- Quota piano secondo corpo A: 8,50 m
- Quota piano secondo corpo B: 7 m
- Quota copertura corpo A: 13,5 m
- Quota copertura corpo B: 11,50 m

In seguito attraverso il comando di inserimento delle piante .dxf nelle rispettive quote, si è potuto definire la geometria dei setti, la posizione delle aperture, la collocazione dei fili fissi e la successiva attribuzione dei materiali relativi ai setti.

Grazie alle indagini visive effettuate in loco, descritte nel Capitolo 3, la scelta del materiale ricade su una muratura in pietrame disordinato, con un livello di conoscenza LC1 e un fattore di confidenza FC pari a 1,35, in modo tale che il programma trovi i parametri associati utilizzando la Normativa Tecnica delle Costruzioni 2018. Tali indagini sono state di fondamentale importanza per la definizione degli impalcati caratterizzanti la struttura.

In relazione agli orizzontamenti dell'edificio (analizzati nel Capitolo 3), essi dovranno essere associati alle tipologie di piano che il programma mette a disposizione.

Il software CDSwin presenta tre diverse tipologie di impalcato:

- Piano sismico;
- Piano deformabile;
- Interpiano.

La tipologia Piano Sismico considera l'ipotesi di impalcato rigido cioè i nodi del piano, soggetto a forze esterne, subiscono un moto rigido di roto-traslazione non modificando le distanze tra loro. La presenza di impalcato rigido, applicabile solo quando il solaio può essere definito rigido da normativa, presuppone che durante le analisi le forzanti siano applicate nei vari baricentri di massa. La tipologia Piano Deformabile, al contrario del piano rigido, distribuisce le forzanti sui nodi e di conseguenza il tipo di analisi sarà di tipo nodale.

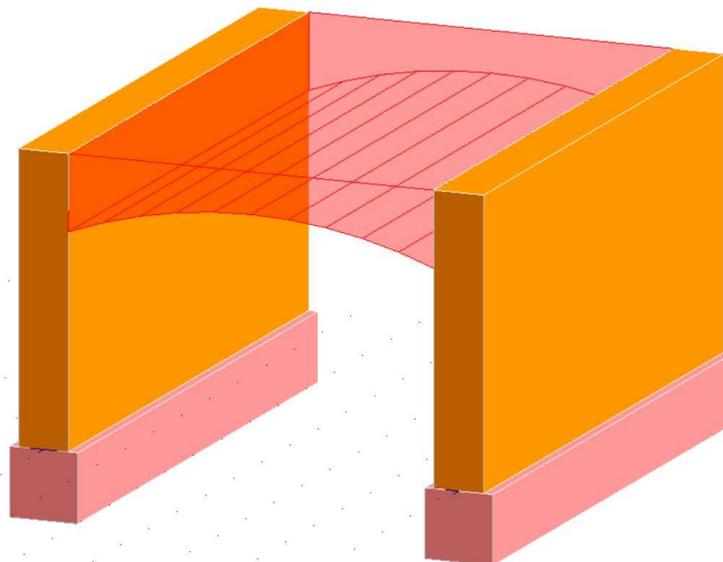
Infine, per Interpiano si intende la quota intermedia che non ricade nelle precedenti tipologie.

Il Palazzo Pietropaoli presenta un sistema di orizzontamenti molto variegato e disordinato, costituendo un insieme che non può essere definito come impalcato rigido; difatti sono presenti solai con volta a padiglione, solai a voltine, solai in acciaio e legno (come descritto nel Capitolo 3).

In seguito al sisma del 2009 i solai risultano fortemente danneggiati o crollati del tutto e per questo motivo sono stati progettati interventi di rinforzo in modo tale da creare dei diaframmi di piano rigidi; grazie a questa considerazione è possibile effettuare un'analisi Pushover impostando nel programma di calcolo le elevazioni come piano sismico.

Attraverso l'utilizzo del piano rigido si desume una rigidità di piano infinita permettendo l'applicazione delle forze nel baricentro delle masse e la modellazione dei solai esclusivamente come carichi verticali sulle murature.

Per quanto riguarda i solai voltati il software CDSwin consente la definizione di un carico distribuito come in figura:



*Fig. 6.1: modello volta a botte CDSWin.*

La presenza sul software CDSwin di un'unica tipologia di volte a botte risulta inadeguata per la modellazione delle volte a padiglione presenti nel Palazzo Pietropaoli; per questo motivo le volte in muratura sono state modellate attraverso l'utilizzo di pannelli speciali che simulano lo stesso sistema di forze spingenti.

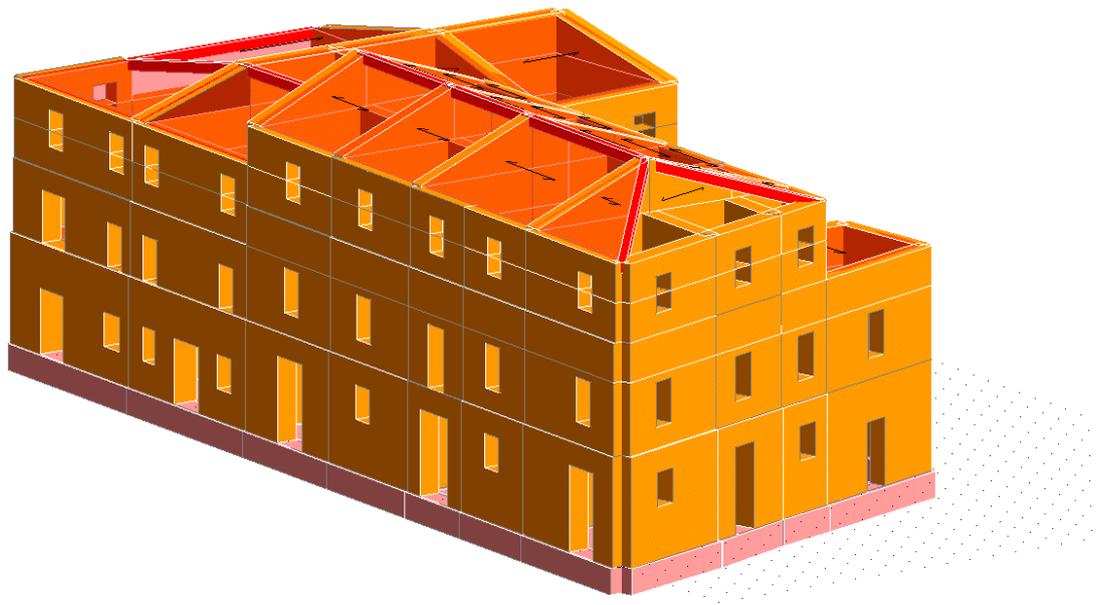
Il programma di calcolo risulta aggiornato con l'attuale Normativa tecnica e nella modellazione dei setti in muratura viene attribuito un tipo di materiale definito nell'archivio del software. Il materiale utilizzato, come individuato durante le indagini visive, corrisponde alla muratura in pietrame disordinato con caratteristiche meccaniche definite nel paragrafo 3.4.

La definizione dei rinforzi da attuare nel progetto di adeguamento avviene attraverso l'identificazione dei coefficienti correttivi, descritti nella Circolare n.7 del 2019 nella tabella C8.5.II, e delle caratteristiche dei rinforzi progettati.

Gli interventi di consolidamento progettati per la struttura in esame sono atti a migliorare le caratteristiche meccaniche dei materiali attraverso l'utilizzo di un materiale risultante dotato di caratteristiche meccaniche più elevate.

Le fondazioni dell'edificio sono modellate con travi in cemento armato e un materiale a comportamento esclusivamente elastico; questa semplificazione deriva dal fatto che lo studio del comportamento sismico di una struttura si basa semplicemente sullo studio degli elementi fuori terra, consentendo di definire le fondazioni poco influenti in un'analisi Pushover.

Si riportano le viste prospettive del modello strutturale del palazzo Pietropaoli:



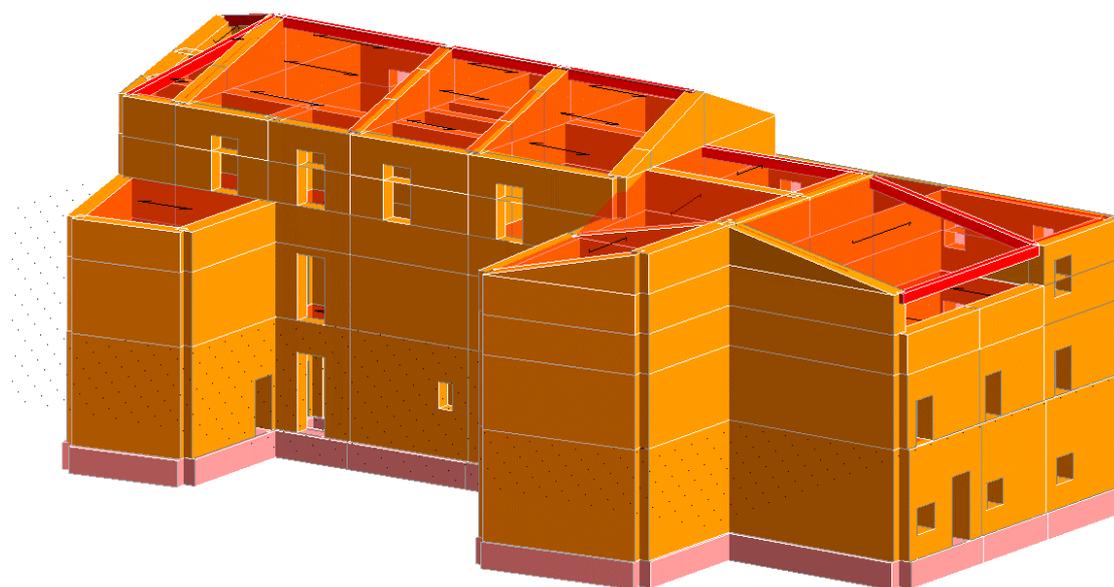
*Fig. 6.2: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin.*



*Fig. 6.3: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin.*



*Fig. 6.4: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin.*



*Fig. 6.5: modellazione palazzo Pietropaoli CDSWin.*

## 6.2 Analisi dinamica lineare

Il primo metodo d'analisi adottato è l'analisi dinamica lineare con fattore di struttura.

Il Palazzo Pietropaoli è non regolare in pianta e in altezza e il fattore di struttura e il fattore di struttura suggerito al capitolo 8 della Circolare del 21 gennaio 2019 n.7 è pari a 2,25.

Poiché nel post-operam i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano si possono considerare gli impalcati come piano sismico; inoltre gli elementi verticali resistenti della costruzione si estendono su tutta l'altezza quindi per non penalizzare troppo il già basso valore degli indici di rischio si è assunto un valore del fattore di struttura poco superiore alla media, compreso tra 2,25 e 3, in particolare nei calcoli è stato assunto  $q=2,7$ .

Sebbene siano state eseguite tre prove con martinetto piatto doppio e tre prove con martinetto piatto singolo le indagini visive hanno evidenziato un elevato grado di disomogeneità della tipologia muraria; difatti per le murature è stato assunto un livello di conoscenza LC1.

In seguito, sono riportati i valori tabellati riguardanti i modi di vibrare della struttura con i relativi periodi e le masse eccitate dal sistema.

Tabella 6.1: output analisi dinamica lineare.

C. D. S.														
PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE														
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)	
1	13,120	0,47889	5,0		0,239	0,372	0,372			1	0,0000000000000000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
2	16,247	0,38672	5,0		0,288	0,375	0,375			1	0,0173554943300000	-0,01336833300000	0,0000000000000000	
3	18,514	0,33937	5,0		0,288	0,375	0,375			1	0,0121121115395911	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
4	48,599	0,12929	5,0		0,284	0,361	0,361			1	0,0144612777700000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
5	55,382	0,11345	5,0		0,264	0,353	0,353			1	0,0027219161700000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
6	60,071	0,10460	5,0		0,253	0,349	0,349			1	0,0331619190000000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
7	120,015	0,05235	5,0		0,189	0,325	0,325			1	0,0147753000000000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
8	122,815	0,05116	5,0		0,187	0,324	0,324			1	0,0074630000000000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	
9	131,480	0,04779	5,0		0,183	0,323	0,323			1	0,0027111000000000	0,0000000000000000	0,0000000000000000	

### BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE

PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE						RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
			XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	IX (m)	DY (m)	Ipianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FlexX (kN*m)	Rig.FlexY (kN*m)	RigTors. (kN*m)	k / Irs / RigFile
1	4,20	14480,48	18,018	18,72	17,37	17,97	1,21	-0,74	18,018	39,10	178416	169388	37337310	
3	7,00	13882,84	18,018	18,42	18,08	17,47	1,00	-0,98	18,018	39,10	178816	166618	311308486	
3	8,50	13405,63	18,018	19,34	19,24	17,38	1,00	-1,98	18,018	39,10	303416	290694	311308486	311308486

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
		Massa eccitata kN*10: 3544.29			Massa totale kN*10: 3544.29			Rapporto: .99	
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	12,359	23,97	182,74	4,31	1	12,74	42,47	-543,53	341,65
					3	11,90	37,03	-555,11	297,00
					3	32,09	108,13	-1611,12	640,30
2	51,549	100,00	2657,31	74,97	1	357,89	-115,70	-627,91	
					3	36,14	-111,11	-611,11	
					3	501,44	-209,40	-644,99	
3	20,676	40,11	427,52	12,06	1	46,97	75,01	1082,67	
					3	41,38	74,83	932,91	
					3	71,61	97,18	1112,07	
4	4,448	8,63	19,78	0,56	1	13,38	40,13	-502,94	
					3	0,65	-2,68	-149,45	
					3	-6,79	-1,35	2278,06	
5	15,651	30,36	244,97	6,91	1	163,65	-82,61	-420,11	
					3	3,53	-0,10	149,42	
					3	-8,60	41,00	62,60	
6	6,383	12,38	40,74	1,15	1	30,48	35,04	62,60	
					3	-1,07	-3,97	-19,30	
					3	-15,19	-16,54	-237,98	
7	0,498	0,97	0,25	0,01	1	0,58	1,18	-14,31	
					3	-1,49	-2,78	34,01	
					3	0,99	1,77	-11,87	
8	0,671	1,30	0,45	0,01	1	1,05	-1,05	-13,37	
					3	-2,50	3,51	31,17	
					3	1,60	-2,40	-19,31	
9	0,733	1,42	0,54	0,02	1	1,64	-0,06	15,84	
					3	-4,43	-0,30	-37,11	
					3	2,96	0,33	23,47	

Gli spettri di progetto sono:

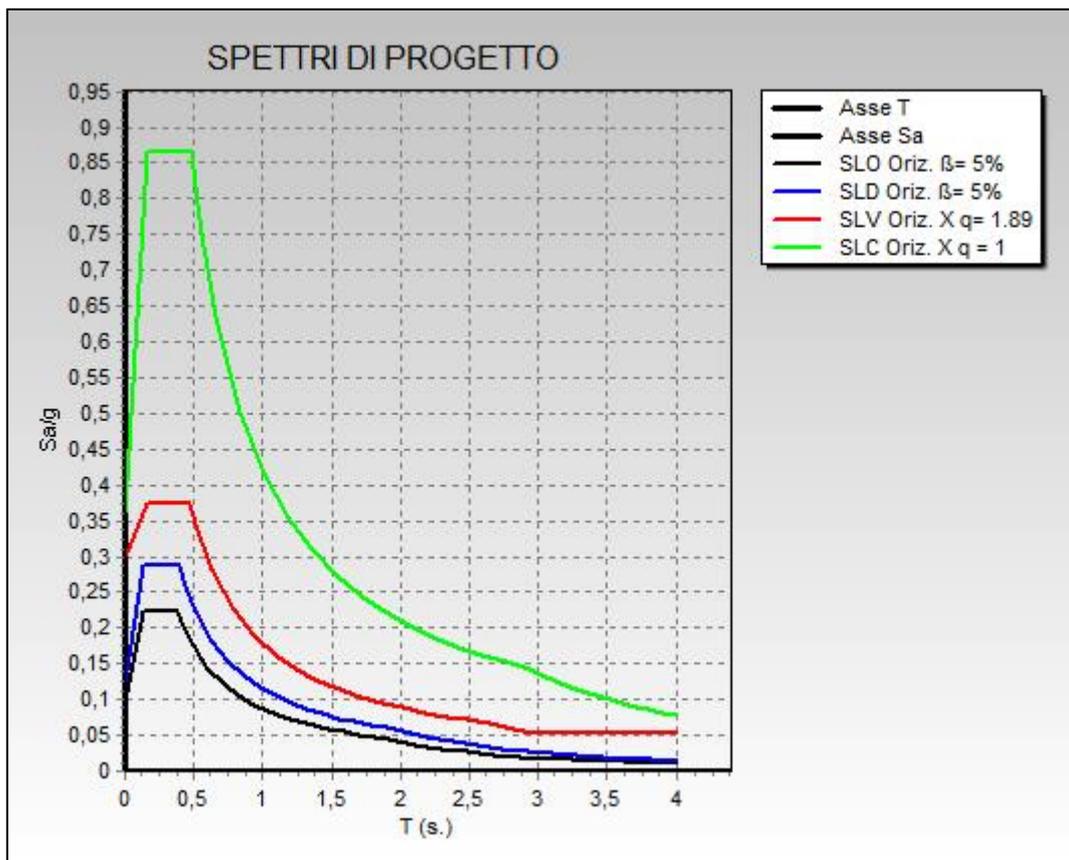


Fig. 6.6: spettri di progetto.

Successivamente attraverso la funzione messa a disposizione dal software di calcolo CDSWin, si evidenziano gli elementi non verificati mostrati dal colore rosso e le porzioni murarie verificate del colore verde.

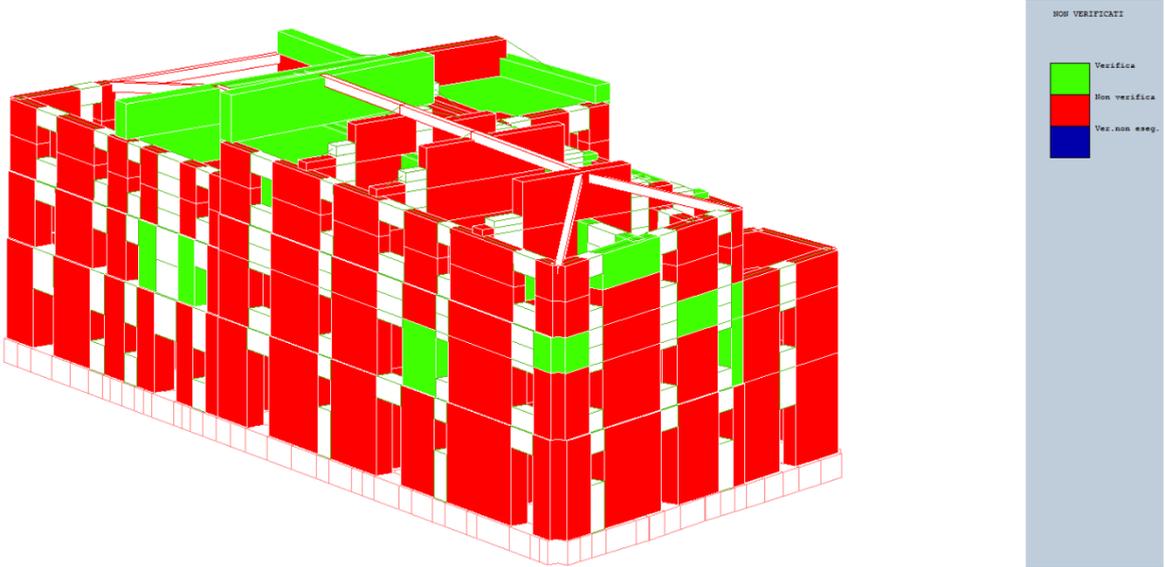


Fig. 6.7: verifica fasce murarie.

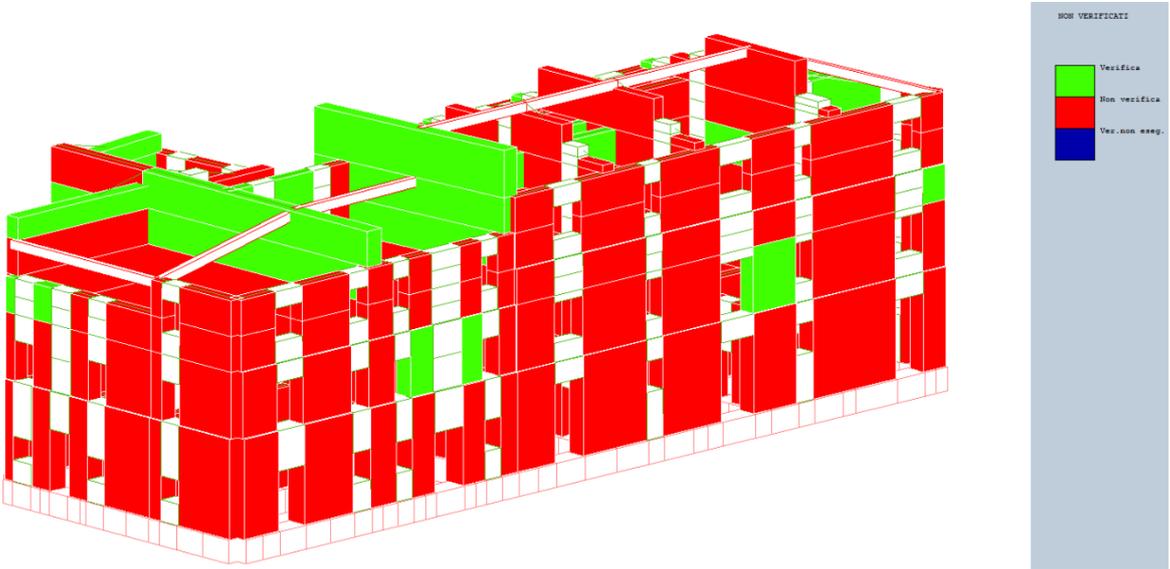
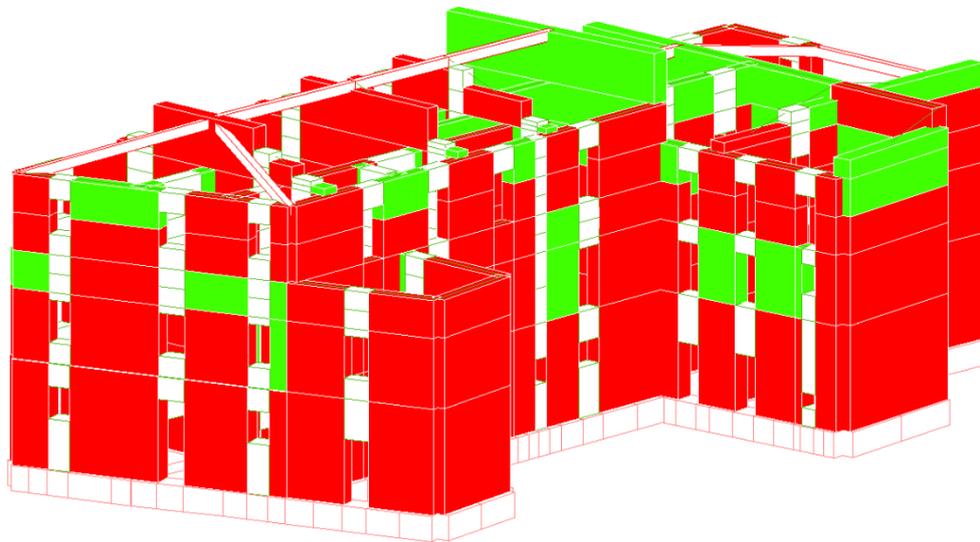
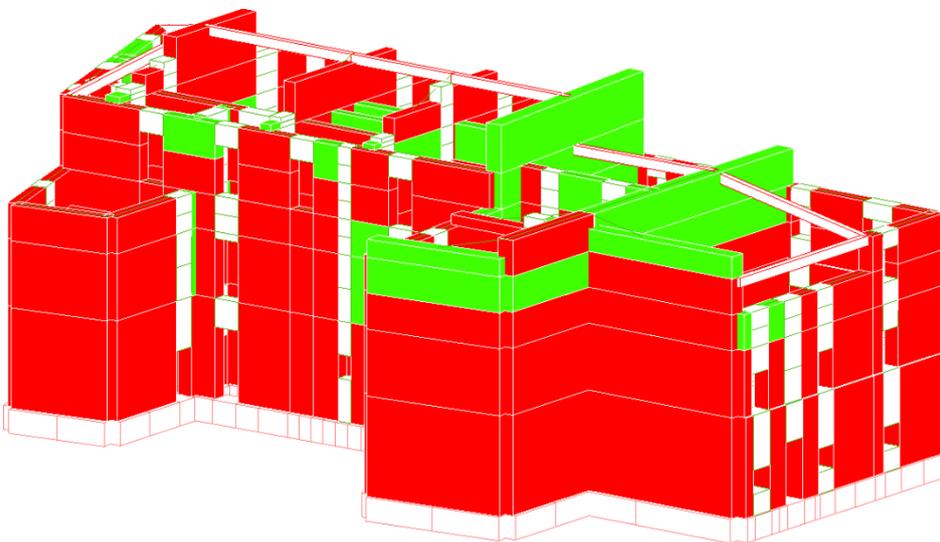


Fig. 6.8: verifica fasce murarie.



*Fig. 6.9: verifica fasce murarie.*



*Fig. 6.10: verifica fasce murarie.*

## 6.3 Analisi Pushover dello stato di fatto

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è intesa come l'insieme di studi ed analisi volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura riesce a sopportare.

La Normativa Tecnica delle Costruzioni, al paragrafo 8.3, a tal proposito cita:

“La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.” Un altro aspetto fondamentale, introdotto dalla nuova normativa, è il controllo della domanda e della capacità di spostamento per effettuare una verifica riguardante le azioni sismiche; la valutazione dei due valori di spostamento sono direttamente collegati al parametro  $\zeta_E$  il quale rappresenta l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Gli edifici di nuova costruzione e quelli in cui si è raggiunto l'adeguamento sismico possiedono il valore di  $\zeta_E$  unitario, cioè maggiore o uguale a 1.

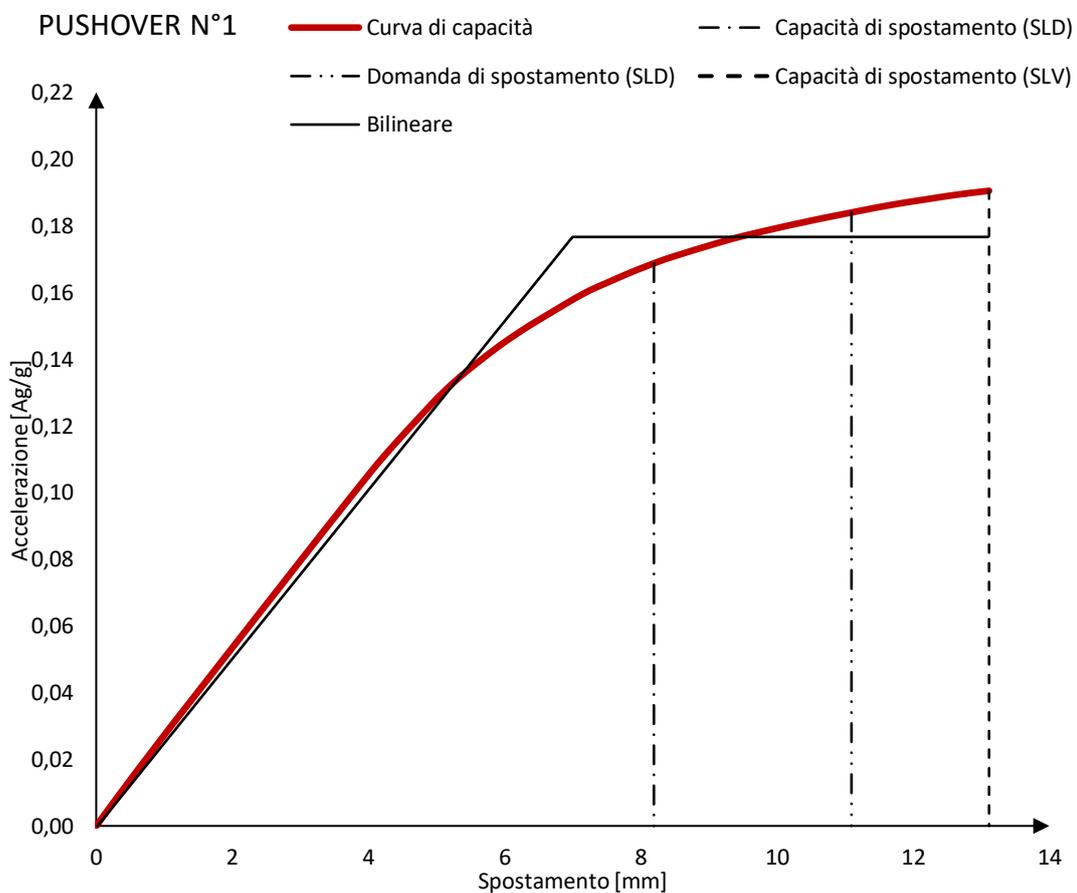
Nella seguente tabella sono elencati i valori della domanda e della capacità di spostamento con i relativi valori di  $\zeta_E$  per ogni Pushover.

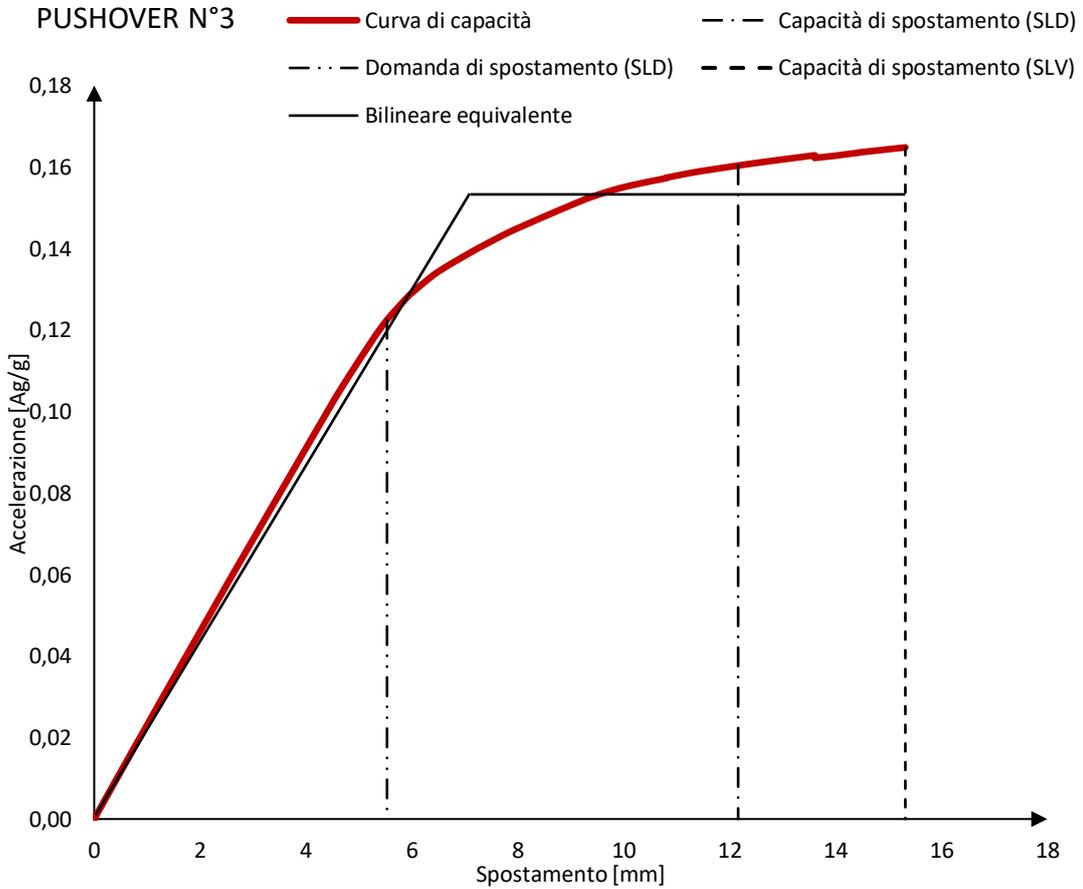
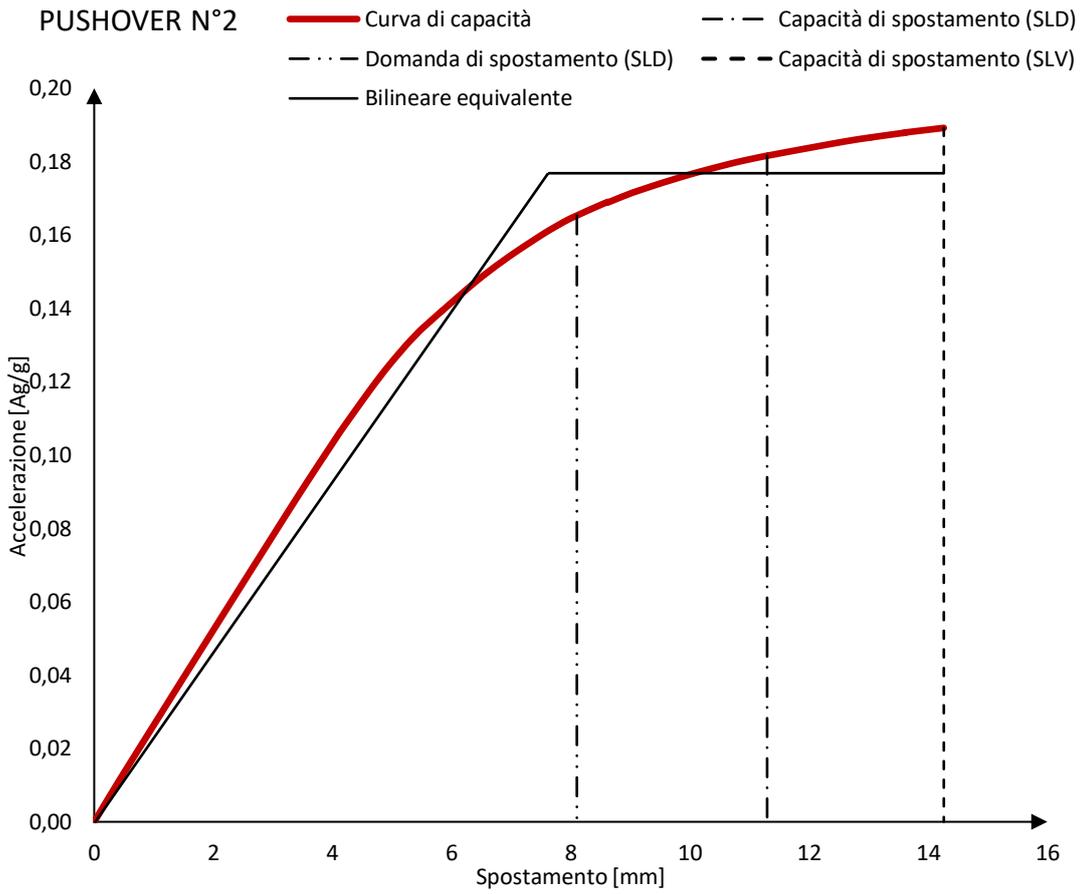
- Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita:

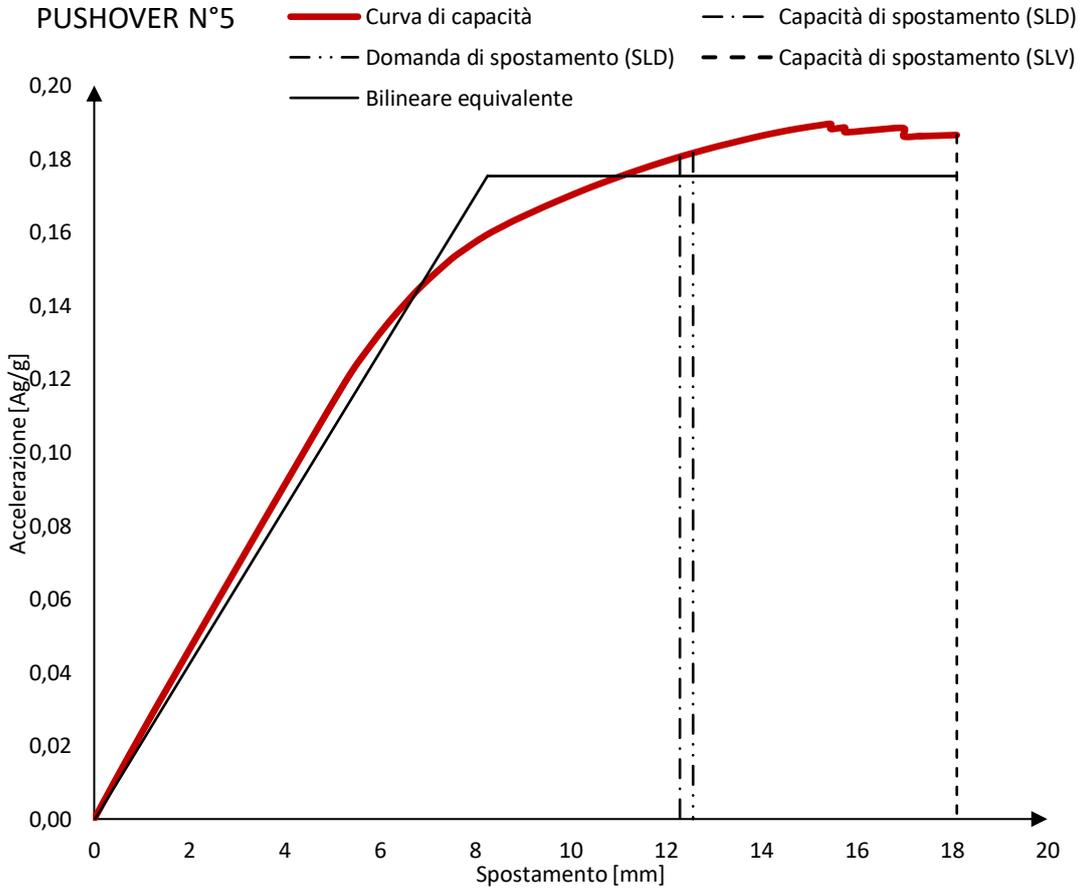
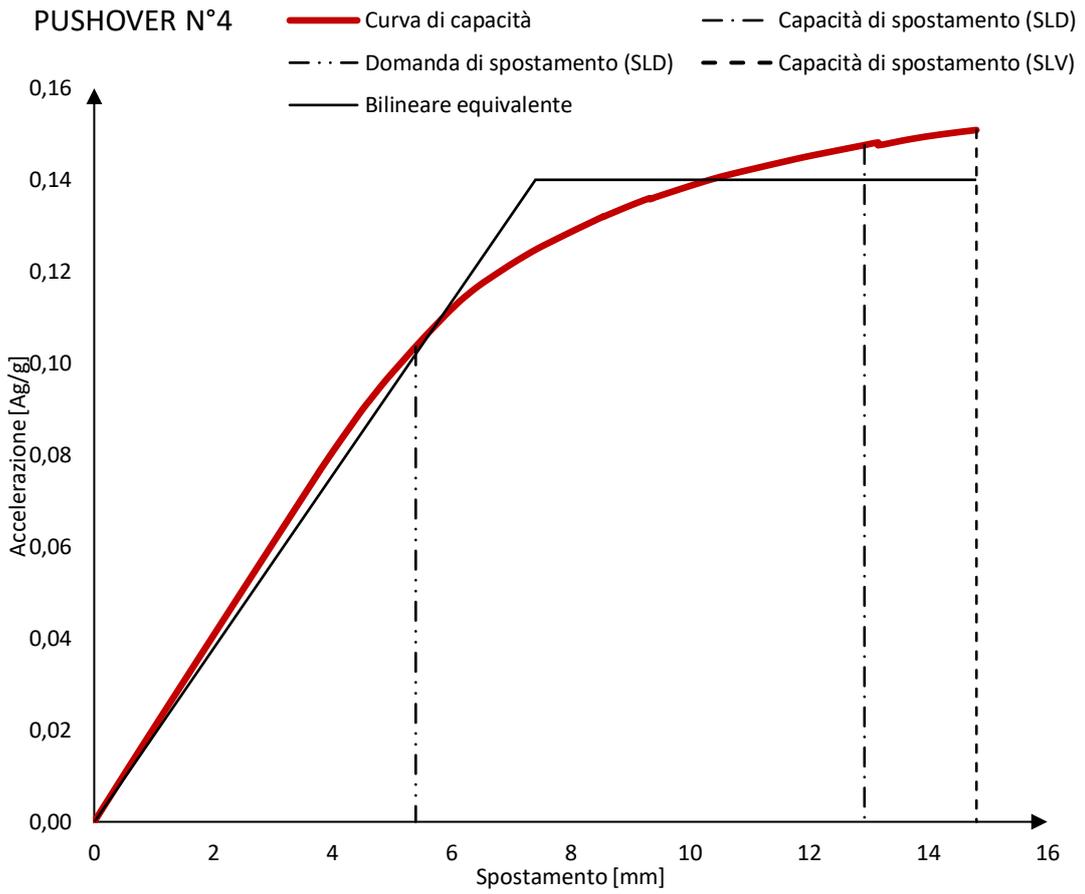
Tabella 6.2: output Pushover SLV.

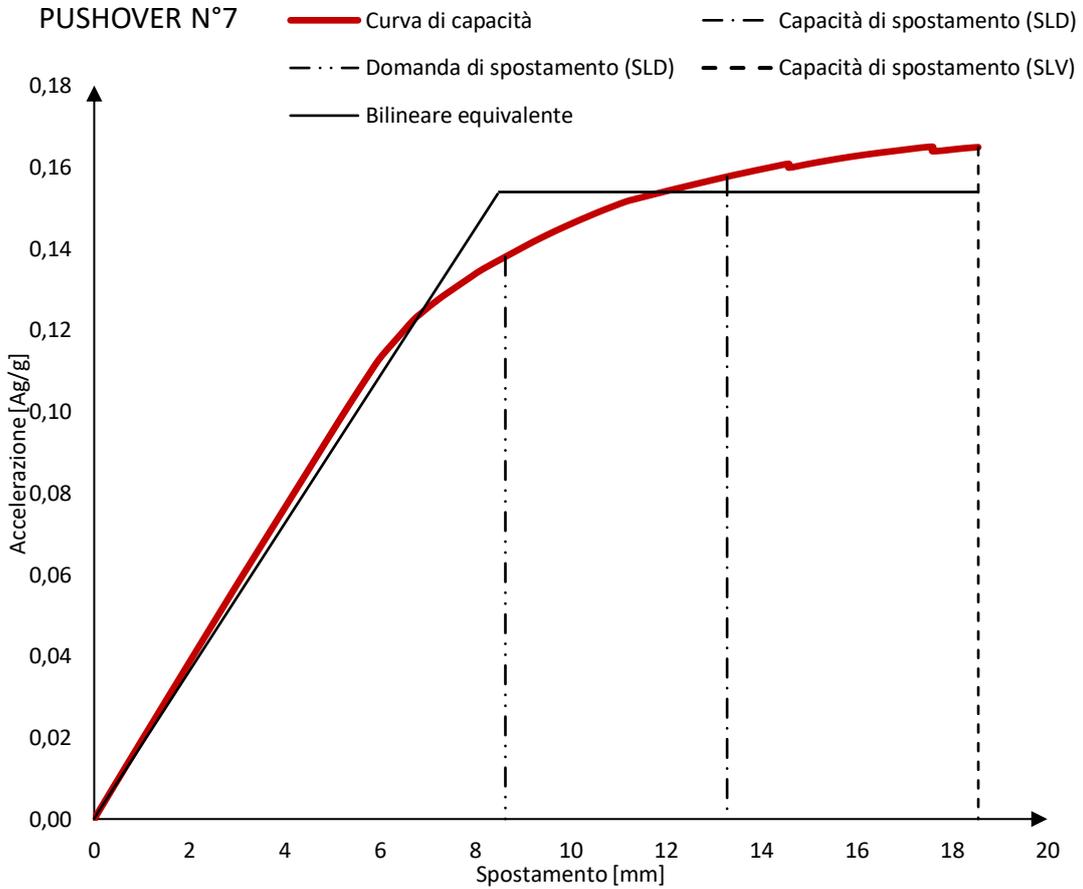
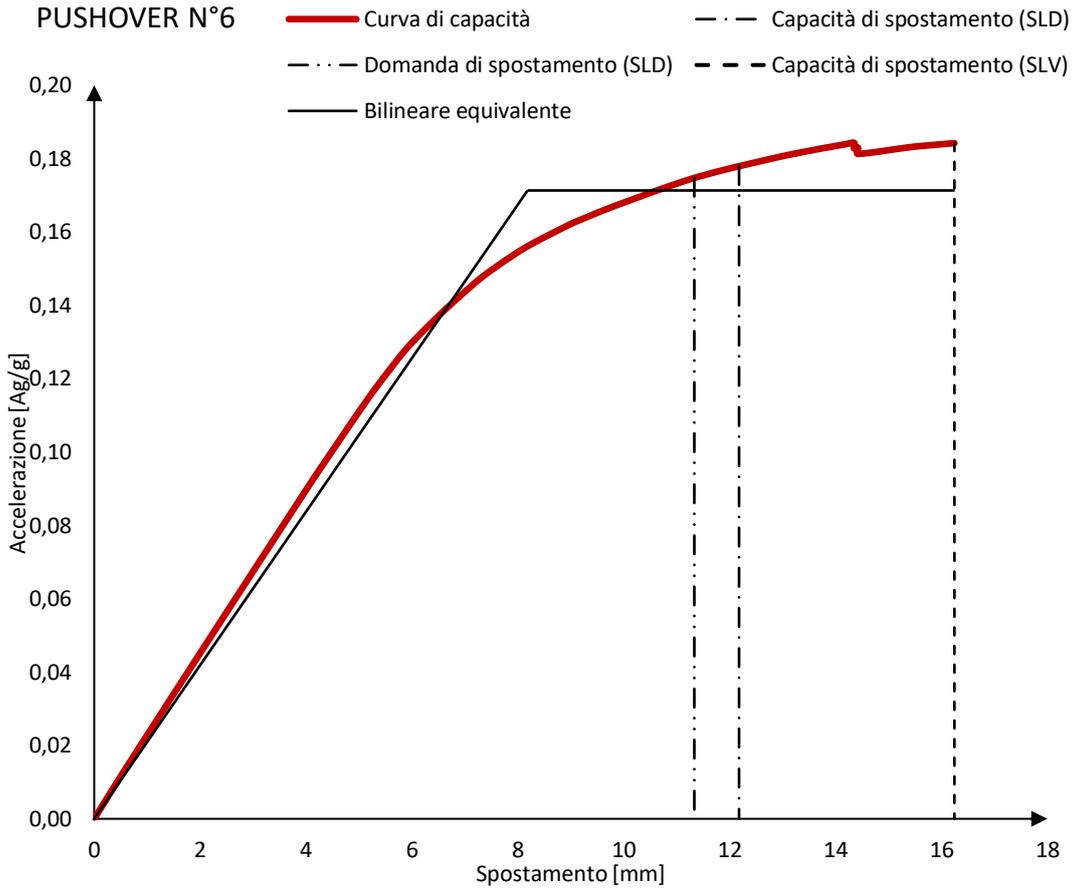
Pushover	Direzione	Carico	Eccentricità	Domanda (mm)	Capacità (mm)	PGA	$\zeta$ -SLV	Verifica
1	Fx(+)	Modo	5%	31,96	13,11	0,119	0,456	NO
2	Fx(-)	Modo	5%	32,52	14,26	0,125	0,482	NO
3	Fy(+)	Modo	5%	34,54	15,91	0,128	0,490	NO
4	Fy(-)	Modo	5%	36,10	14,80	0,115	0,443	NO
5	Fx(+)	Massa	5%	34,74	18,10	0,146	0,563	NO
6	Fx(-)	Massa	5%	35,15	16,24	0,132	0,509	NO
7	Fy(+)	Massa	5%	38,53	18,55	0,139	0,535	NO
8	Fy(-)	Massa	5%	41,61	15,67	0,114	0,437	NO
9	Fx(+)	Modo	-5%	33,03	17,83	0,151	0,583	NO
10	Fx(-)	Modo	-5%	31,87	14,41	0,130	0,499	NO
11	Fy(+)	Modo	-5%	37,67	14,61	0,114	0,440	NO
12	Fy(-)	Modo	-5%	34,50	14,99	0,125	0,482	NO
13	Fx(+)	Massa	-5%	35,59	16,20	0,130	0,501	NO
14	Fx(-)	Massa	-5%	34,55	16,82	0,138	0,530	NO
15	Fy(+)	Massa	-5%	41,69	17,37	0,123	0,474	NO
16	Fy(-)	Massa	-5%	38,40	18,24	0,138	0,530	NO

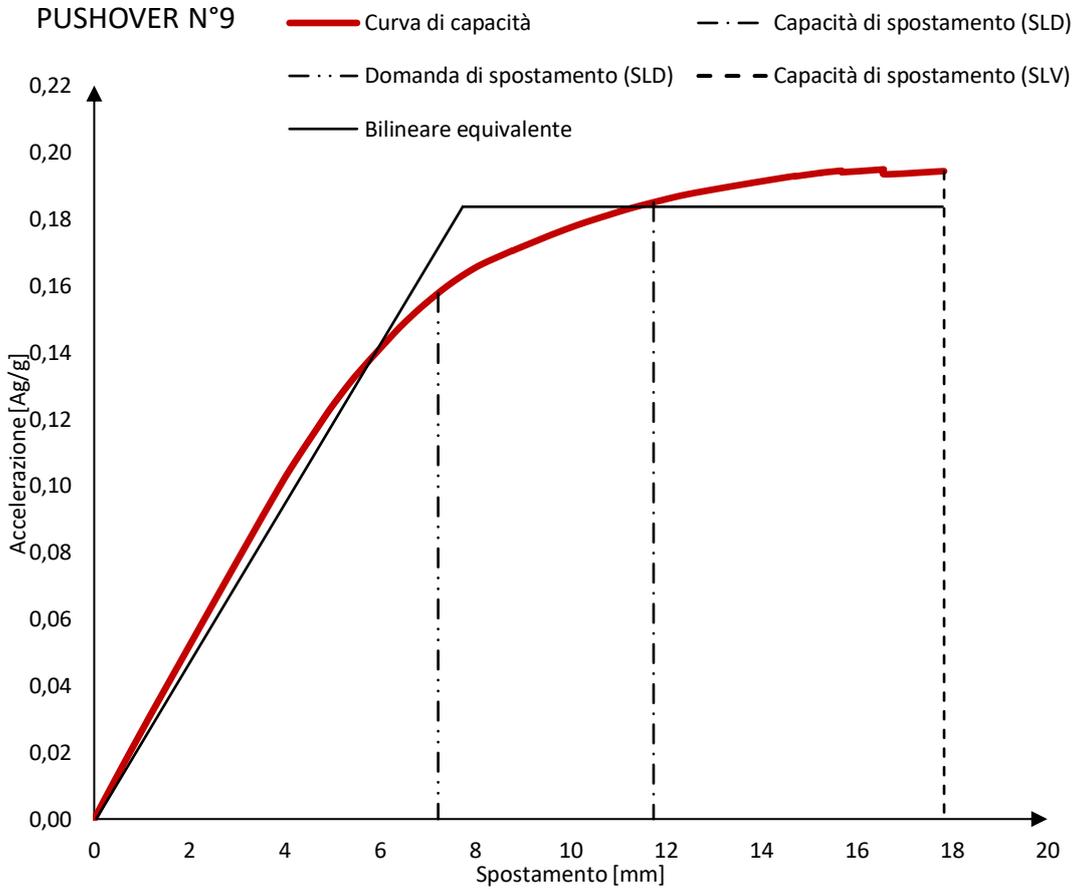
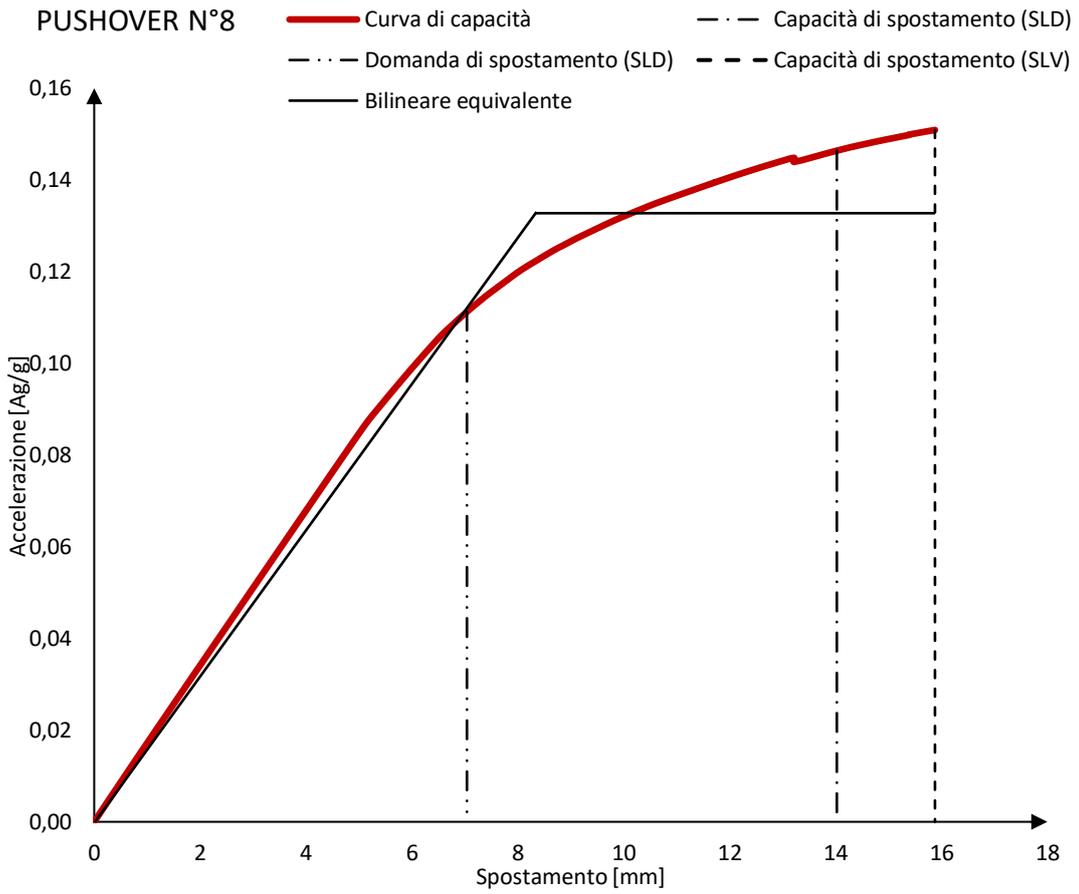
- Curve di capacità (SLV) relative al sistema equivalente SDOF

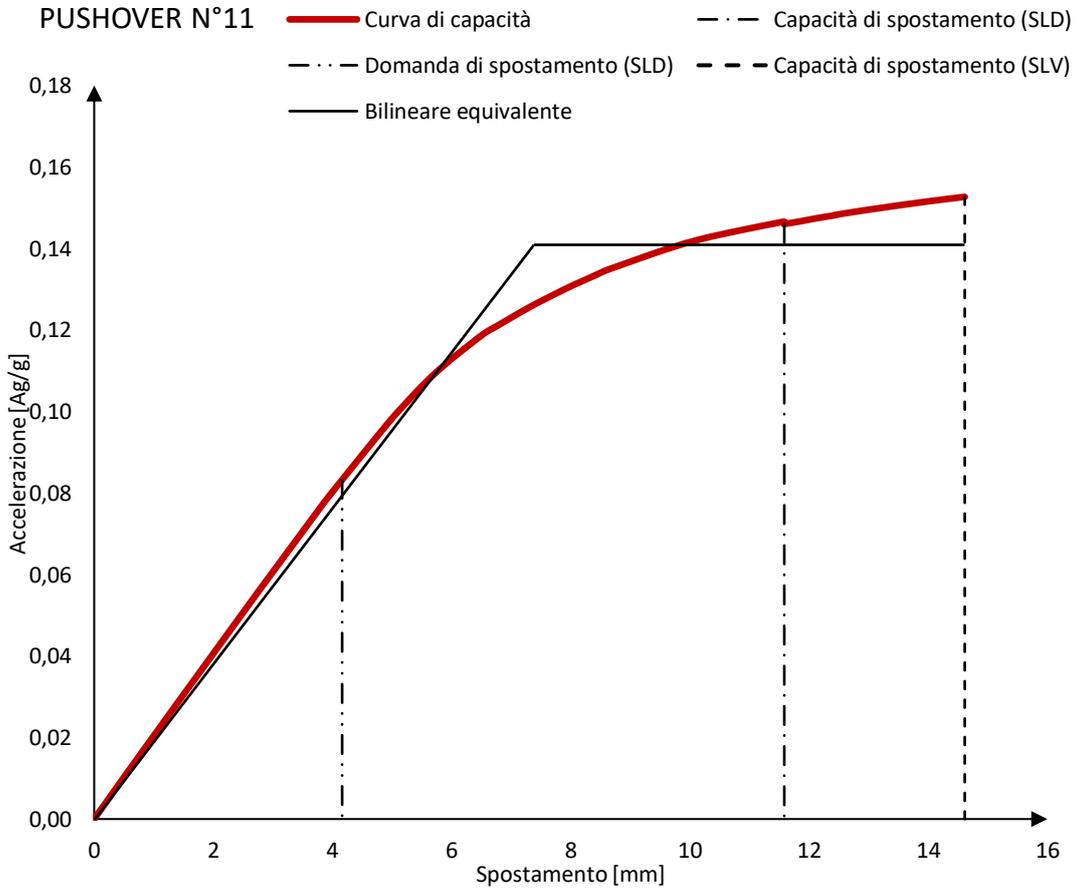
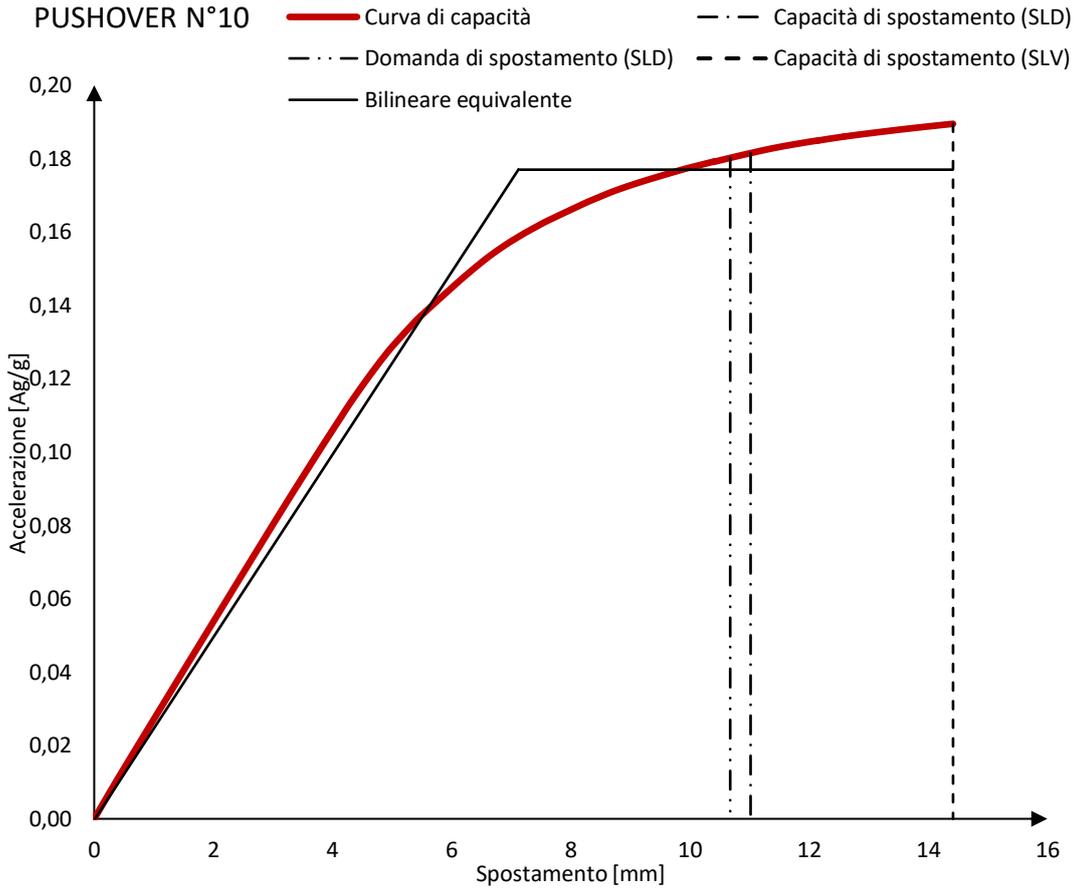


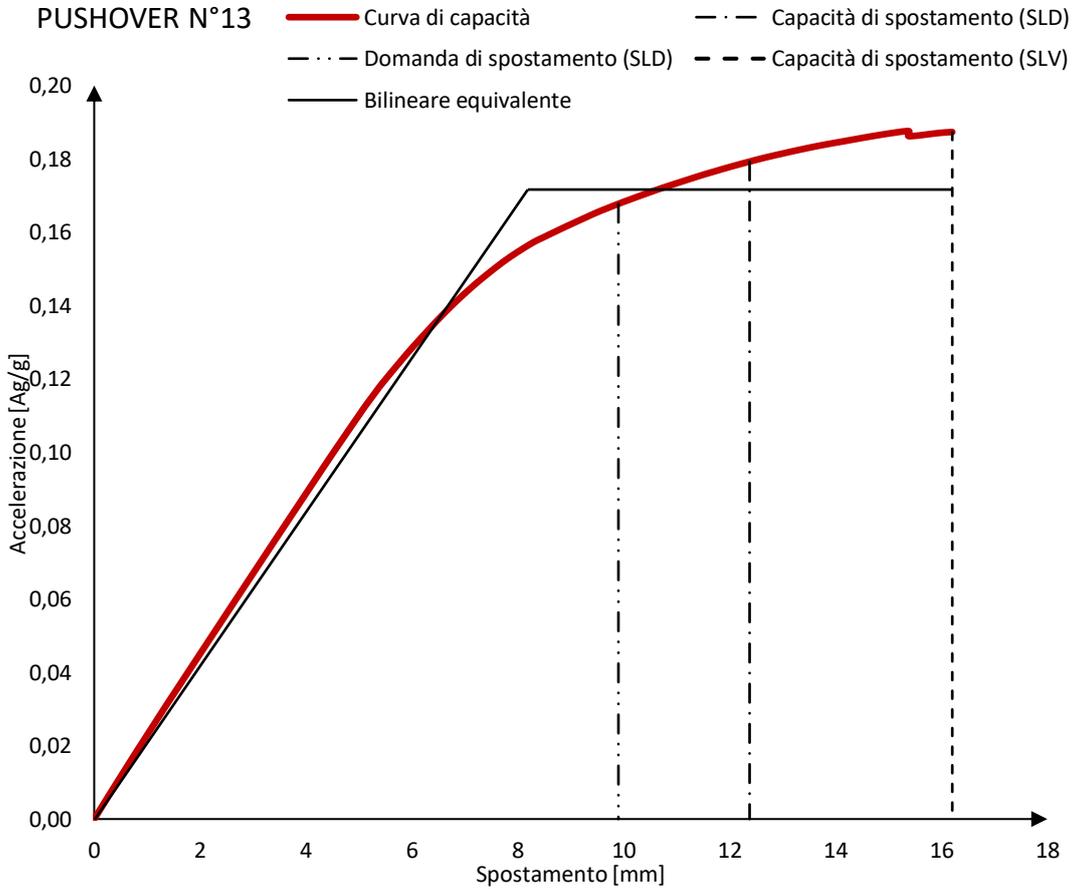
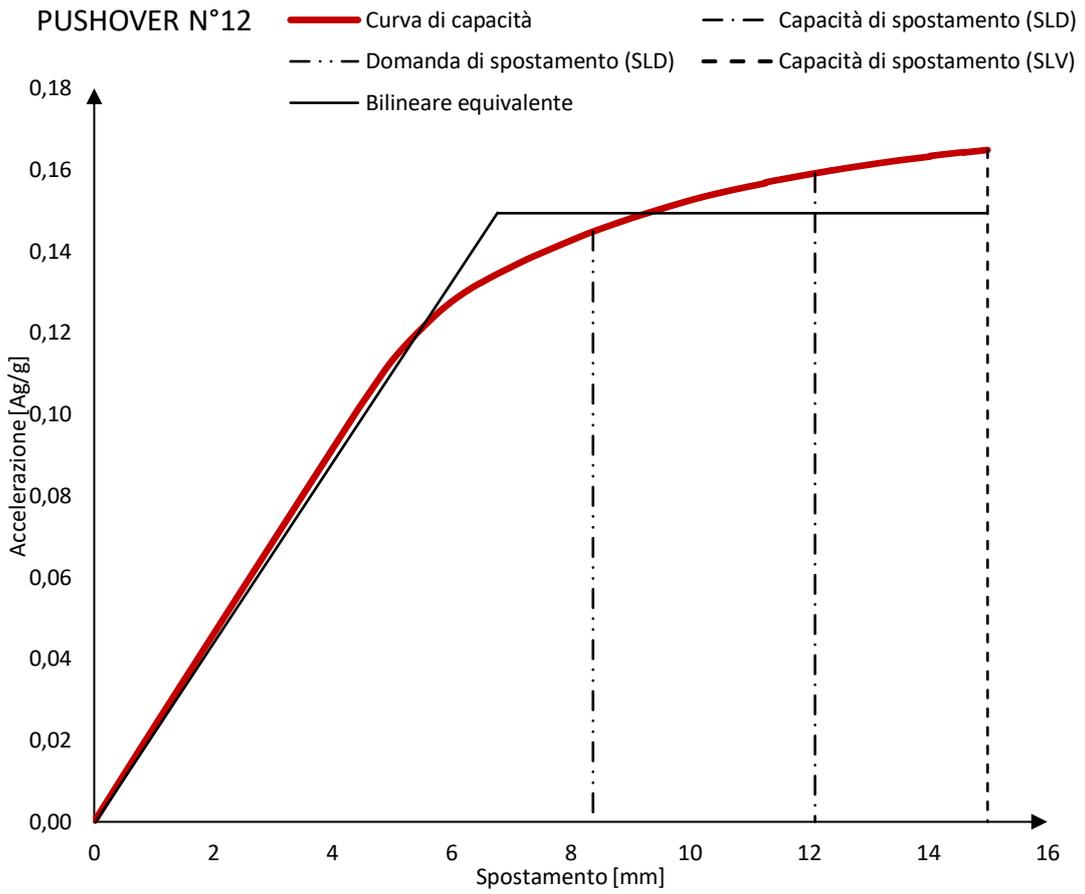


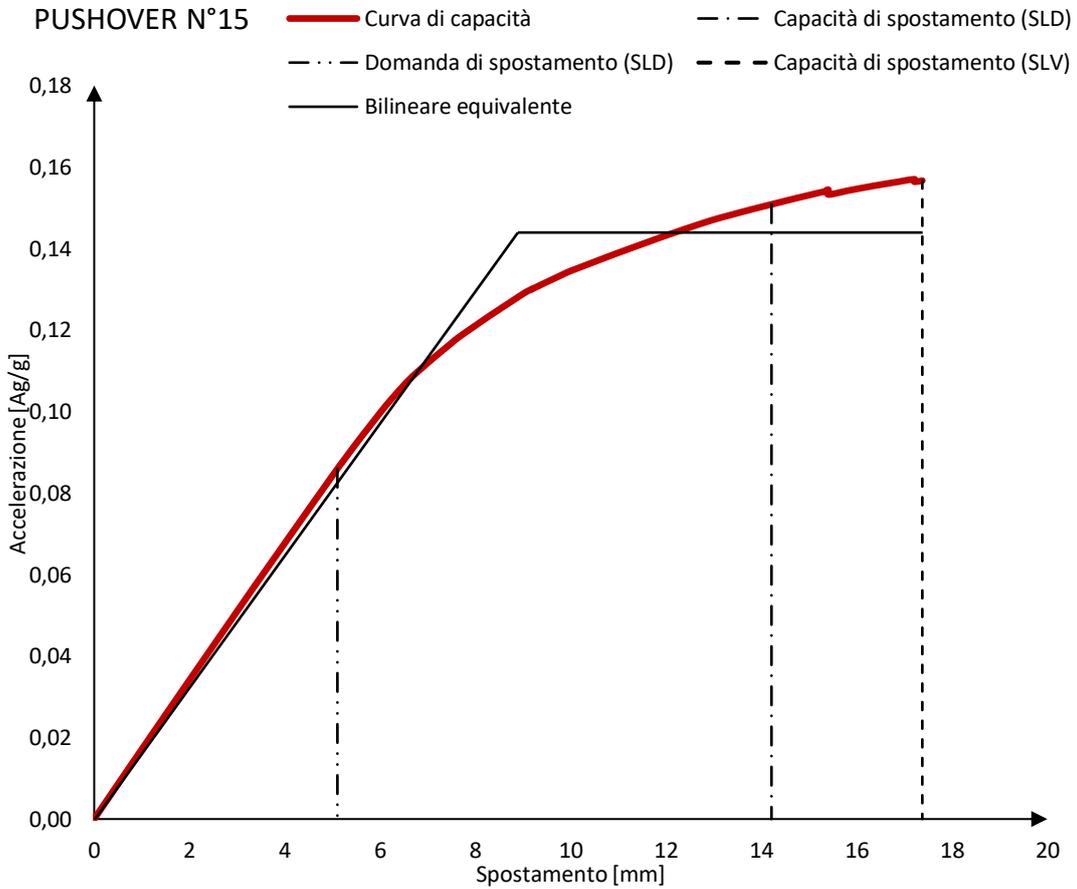
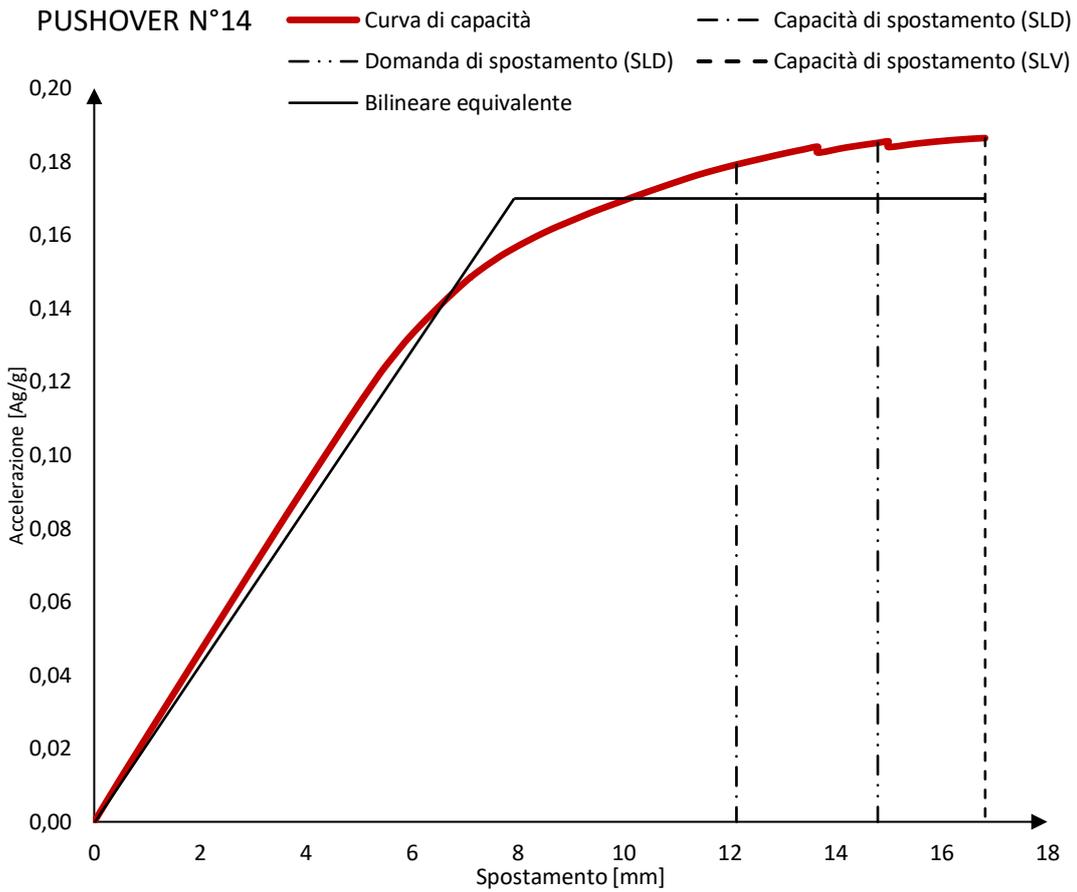


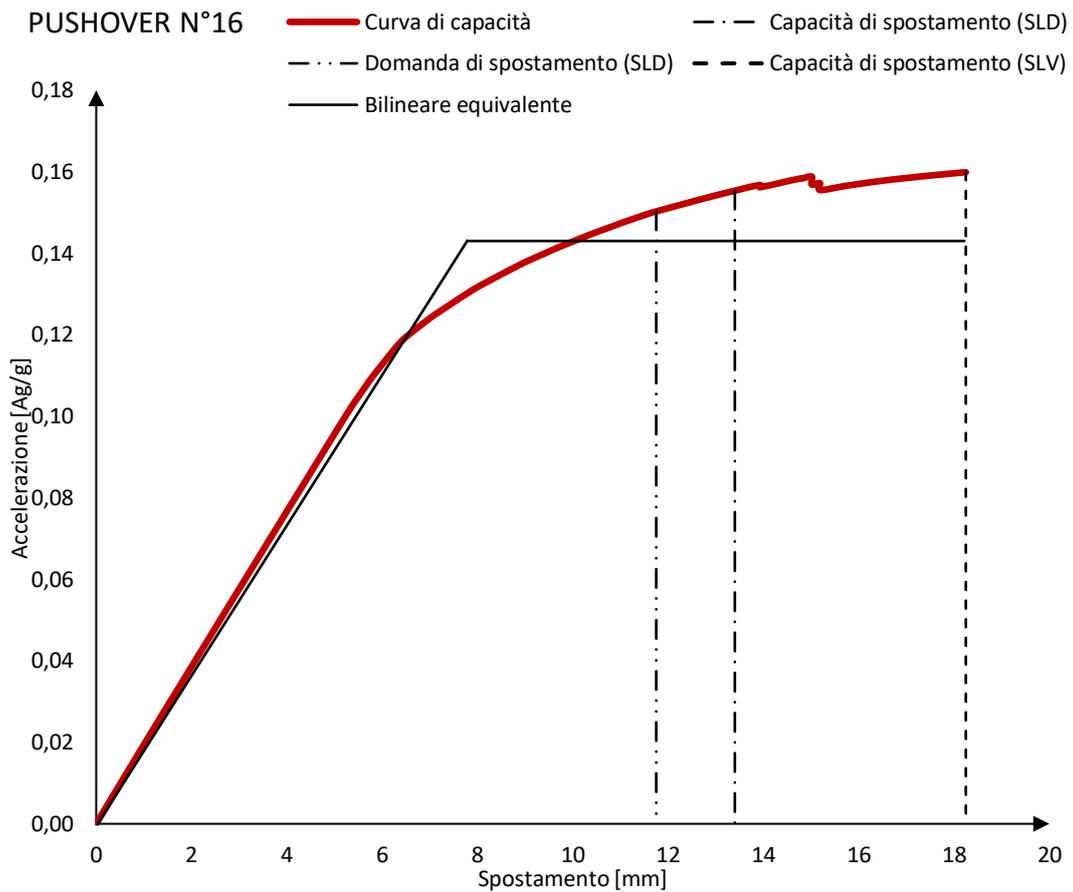












Esaminando le curve di capacità possiamo notare un comportamento globale della struttura molto fragile; questo è dato dal fatto che il valore delle domande di spostamento risultano quasi il doppio della capacità e di conseguenza i valori di  $\zeta_E$  risultano non sufficienti secondo i minimi di normativa.

Quindi, per le suddette considerazioni, il palazzo Pietropaoli necessita di opere di rinforzo volte a migliorare o raggiungere i livelli di sicurezza prestabiliti.

# 7 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Per interventi di consolidamento si intendono tutti quei processi di conoscenza, di progetto e di intervento che servono per recuperare le caratteristiche strutturali di un edificio.

Gli obiettivi di un intervento di consolidamento sono molteplici ma di fondamentale importanza sono i lavori atti ad aumentare la resistenza globale della struttura, attraverso il miglioramento delle prestazioni del materiale o l'inserimento di nuovi elementi resistenti, e la riduzione delle sollecitazioni attraverso la diminuzione dei carichi verticali, distribuzione forze orizzontali o l'inserimento di elementi smorzanti o isolanti.

I possibili interventi realizzabili su un edificio esistente possono essere divisi, in funzione dell'obiettivo da raggiungere e della grandezza dell'intervento, in tre categorie:

- Adeguamento: raggiungere livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente;
- Miglioramento: incrementare la sicurezza senza raggiungere i livelli richiesti dalla normativa vigente;
- Riparazione: interventi locali per elementi isolati per migliorare la sicurezza.

Il progetto di una tipologia di rinforzo può essere effettuato attraverso le seguenti fasi di studio:

- Conoscenza iniziale sia a livello degli elementi costituenti la struttura sia a livello globale, attraverso indagini in laboratorio sui campioni ed in situ;
- Conoscenza del comportamento della struttura ante e post operam in modo da individuare eventuali carenze e scegliere il rinforzo più idoneo;
- Scelta dell'intervento mirata a non modificare in maniera eccessiva il comportamento originario della struttura;
- Applicazione del rinforzo eseguito in maniera corretta in base alla tipologia scelta;
- Verifica dell'efficacia dell'intervento.

Come descritto nei precedenti capitoli, il Palazzo Pietropaoli è una costruzione antica colpita dal sisma de L'Aquila il 6 Aprile 2009 che ha reso inagibile la struttura.

Si riporta una documentazione fotografica della situazione attuale:



*Fig. 7.1: documentazione fotografica stato di fatto.*

Come si può notare dalla foto l'edificio risulta fortemente danneggiato tanto da utilizzare una maglia in acciaio per evitare il ribaltamento delle pareti perimetrali.

Internamente si sono potuti riscontrare vari tipi di collasso locale, tra cui danneggiamenti a maschi murari, il crollo di solai ed un forte indebolimento delle volte in muratura.

Tenendo conto delle lesioni e del comportamento globale della struttura gli interventi progettati sono i seguenti:

- Iniezione di leganti nelle murature;
- Ammorsature scuci e cucì;
- Consolidamento delle volte murarie;
- Inserimento di catene metalliche;
- Consolidamento solai di piano;
- Rinforzo maschi murari.

## 7.1 Iniezione leganti

Il tipo di consolidamento attraverso le iniezioni di miscele leganti all'interno dei vuoti della muratura al fine di aumentare le caratteristiche meccaniche con la riduzione della percentuale di vuoti e il rafforzamento del legame delle pareti.

Questo tipo di intervento è adatto a murature in pietrame caratterizzate da una percentuale elevata di vuoti o per murature lesionate.

La tipologia di rinforzo utilizza una malta di calce e può essere effettuata a gravità o a pressione, dove la seconda scelta è preferibile perché riesce a chiudere una maggiore percentuale di vuoti.

I vantaggi di questa tipologia di rinforzo strutturale sono:

- Nessuna alterazione dell'aspetto esteriore della struttura;
- Incremento della resistenza nel piano;
- Elimina gli effetti delle lesioni diffuse;
- Nessuna alterazione dello stato tensionale della struttura;
- Economicità.

La Normativa Tecnica 2018 fornisce, per le diverse tipologie murarie e tipi di interventi, i coefficienti correttivi da applicare nella seguente tabella:

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,35}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

\*\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Fig. 7.2: coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

### 7.1.1 Tipologie di miscele da utilizzate

Le miscele utilizzate per questo tipo di intervento devono avere caratteristiche di resistenza e moduli elastici simili a quelli della muratura da rinforzare.

Il composto deve essere il più omogeneo possibile e non deve presentare elementi di grosso diametro, per evitare l'ostruzione dei canali, e devono presentare tempi di presa ed indurimento adeguati.

Tra le miscele possiamo distinguerne due tipo, le miscele inorganiche e le miscele a base di resine sintetiche.

Per quanto riguarda le miscele inorganiche possiamo elencare:

- Miscela a base di calce utilizzata per avere alti valori di resistenza;
- Miscela a base di cemento utilizzata per avere un'elevata resistenza a compressione.

Le miscele a base di resine sintetiche sono:

- Miscela a base di resine organiche caratterizzata da tempi di ripresa molto bassi;
- Miscela reoplastiche caratterizzate da elevata fluidità e buone proprietà antiritiro.

### 7.1.2 Esecuzione del rinforzo

La realizzazione del rinforzo deve essere eseguita attraverso questi processi:

- Pulitura della muratura attraverso la rimozione dell'intonaco e getti d'acqua ad alta o bassa pressione;
- Sigillatura dei giunti e fessure con malte di calce e sabbia o calce e cemento per evitare la fuoriuscita della miscela iniettata nella muratura;
- Realizzazione dei fori posizionati in maniera tale da ridurre la porzione di parete non raggiunta dalla miscela.

La foratura viene effettuata su un solo lato della parete con lunghezza dei fori pari a  $2/3$  o  $3/4$  dello spessore.

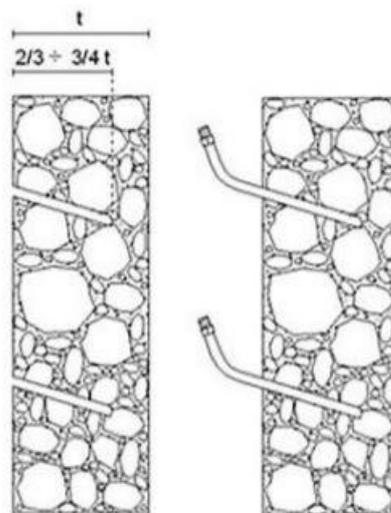


Fig. 7.3: realizzazione dei fori e posizionamento dei tubetti di rabbocco.

- Posizionamento dei tubetti di rabbocco che sono collocati all'interno dei fori in maniera ben salda per evitare fuoriuscite;

- Lavaggio e saturazione della parete: attraverso i tubetti di rabbocco si procede con il lavaggio della parete per rimuovere eventuali detriti formati durante la realizzazione dei fori.  
Se si intendono utilizzare miscele a base di calce o cemento è consigliato portare a saturazione la parete per evitare l'assorbimento dell'acqua della miscela da parte della muratura.
- Esecuzione delle iniezioni che possono essere di diverso tipo in base al grado di danneggiamento della parete.

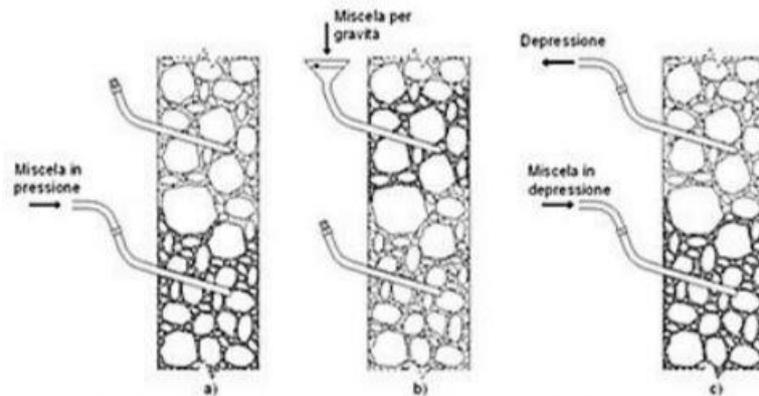


Fig. 7.4: tipologie di iniezione: a) a pressione, b) a gravità, c) in depressione.

## 7.2 Ammorsature cucì e scuci

Questo tipo di intervento risolve solo il degrado locale ripristinando la muratura danneggiata lungo le linee di fessurazione.

Il procedimento da seguire nel caso di una lesione prevede le seguenti operazioni:

- Sostituzione della muratura per una larghezza di 40-50 cm al di sopra della lesione;
- Si opera lavorando a tratti, dal basso verso l'alto;
- Raschiare e bagnare i due bordi del setto;
- Si murano elementi simili a quelli originali con malte di calce ammorsando bene i due lati dell'elemento.

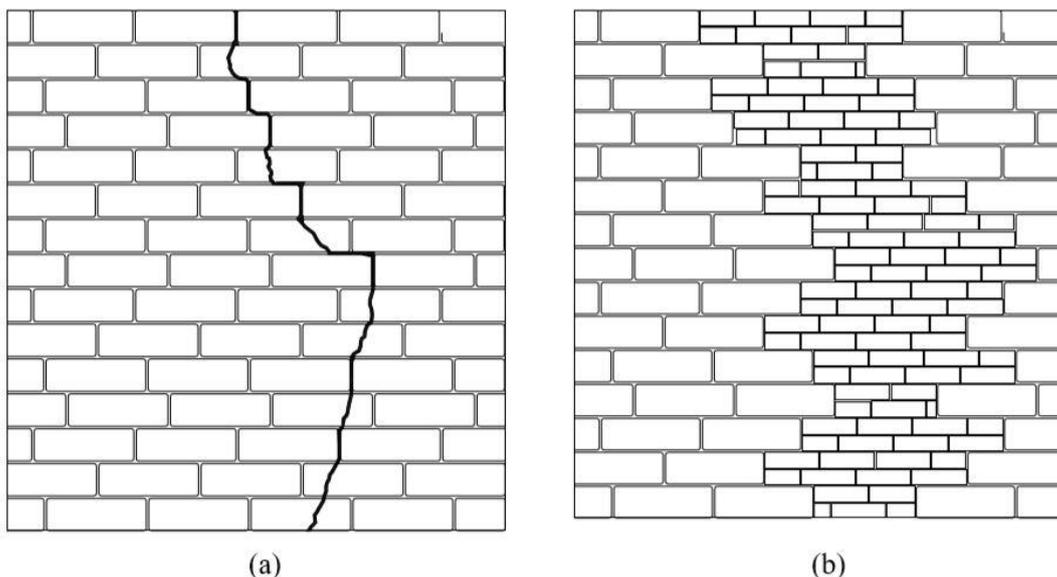


Fig. 7.5: paramento murario oggetto di intervento di scuci e cucì: a) prima dell'intervento; b) dopo l'intervento.

## 7.3 Consolidamento delle volte murarie

Gli archi e le volte sono forme strutturali in cui un materiale non resistente a trazione come la muratura acquisisce la capacità di resistere a sollecitazioni di flessione grazie alla compressione prodotta dalla forma.

Un arco in muratura raggiunge una condizione di crisi con 4 modalità:

- Per formazione di un meccanismo;
- Per spostamento delle imposte;
- Per scorrimenti tra i conci;
- Per schiacciamento della muratura compressa.

I procedimenti tradizionali di consolidamento sono essenzialmente rivolti a contrastare le prime due modalità di crisi che risultano più frequenti.

### 7.3.1 Interventi di riparazione

Questo tipo di intervento è atto a ripristinare la condizione strutturale venuta meno a causa di eventi accidentali, ad esempio scosse sismiche.

Il procedimento di riparazione di una volta danneggiata consiste nella ricostruzione cucì e scuci descritta nel precedente paragrafo.

Poiché la struttura è soggetta a compressione, prima di attuare la scucitura bisogna mettere in sicurezza la volta muraria con adeguate puntellazioni.

### 7.3.2 Procedimenti di contrasto allo spostamento delle imposte

Per poter contrastare lo spostamento delle imposte si ricorre ad un tipo di intervento che consiste nell'inserimento di tiranti in acciaio che hanno il ruolo di raccogliere la spinta dell'arco e contrastare l'allontanamento dei piedritti di appoggio.

Il buon inserimento dei tiranti, detti anche catene, dovrebbe essere alla quota della spinta dell'arco.

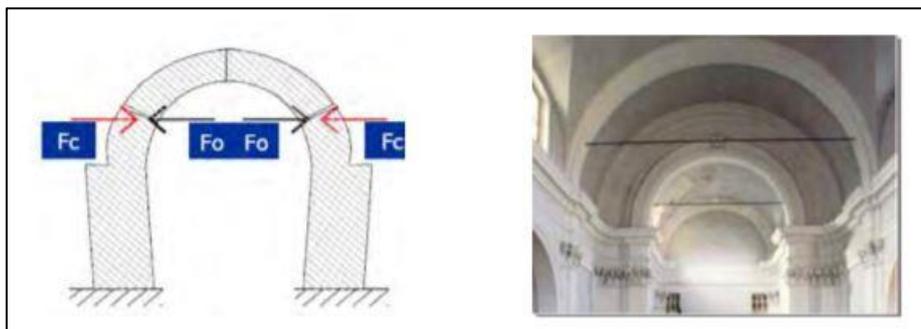


Fig. 7.6: posizionamento del tirante alla quota della spinta.

Inoltre, è opportuno che il tirante inserito sia in pretensione, pari alla spinta dell'arco, in modo tale da eliminare tutti i giochi di montaggio e gli assestamenti dei piani.

Nel caso in cui ci sia la presenza di un sufficiente carico verticale al di sopra dell'imposta dell'arco o della volta è possibile inserire i tiranti all'estradosso.

In questo modo i muri di imposta si comportano come delle travi inflesse che vanno dal punto di inserimento della catena al vincolo al piano inferiore.

Se invece di un arco si tratta di una volta, la spinta è distribuita, mentre i tiranti applicano forze concentrate poste ad una certa distanza tra loro.

Quindi i muri laterali sono inflessi anche nel piano orizzontale, e la stabilità è assicurata da un effetto arco all'interno del loro spessore. Per contrastare la spinta che ne deriva, è opportuno inserire tiranti longitudinali immediatamente accanto ai muri stessi.

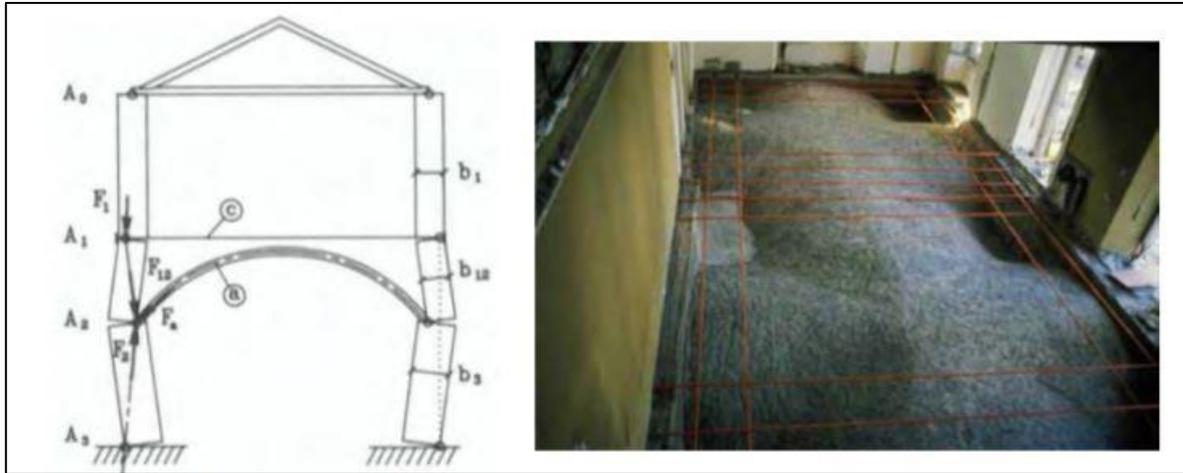


Fig. 7.7: inflessione dei muri laterali in caso di tiranti estradossali e tiranti all'estradosso di una volta.

### 7.3.3 Procedimenti di rinforzo della struttura voltata

Il procedimento di rinforzo più comune consiste nel porre a nudo l'estradosso della volta e nel gettare una cappa in calcestruzzo al di sopra della struttura esistente.

Questo getto in calcestruzzo è armato con uno o due strati di barre d'acciaio collegate alla struttura muraria.

Molto importante è garantire un'adeguata aderenza tra la muratura e il getto in c.a. in modo da avere una struttura composta da due materiali che collaborano insieme.

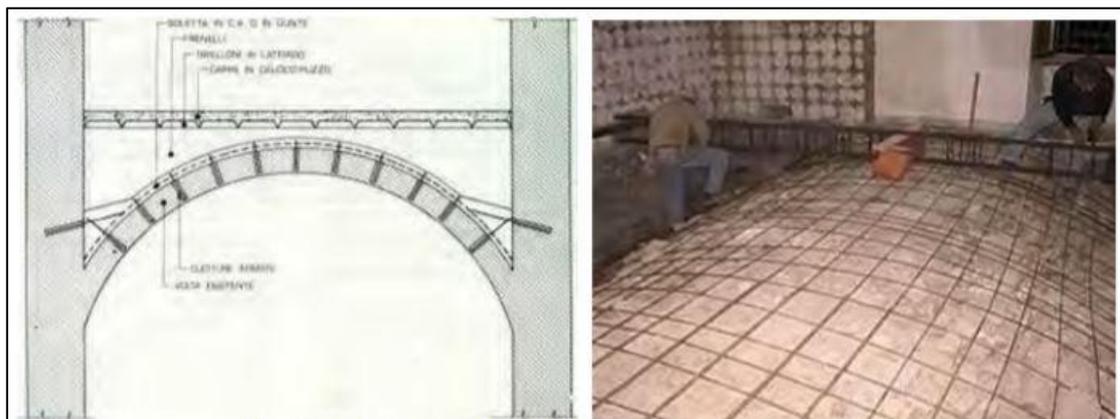


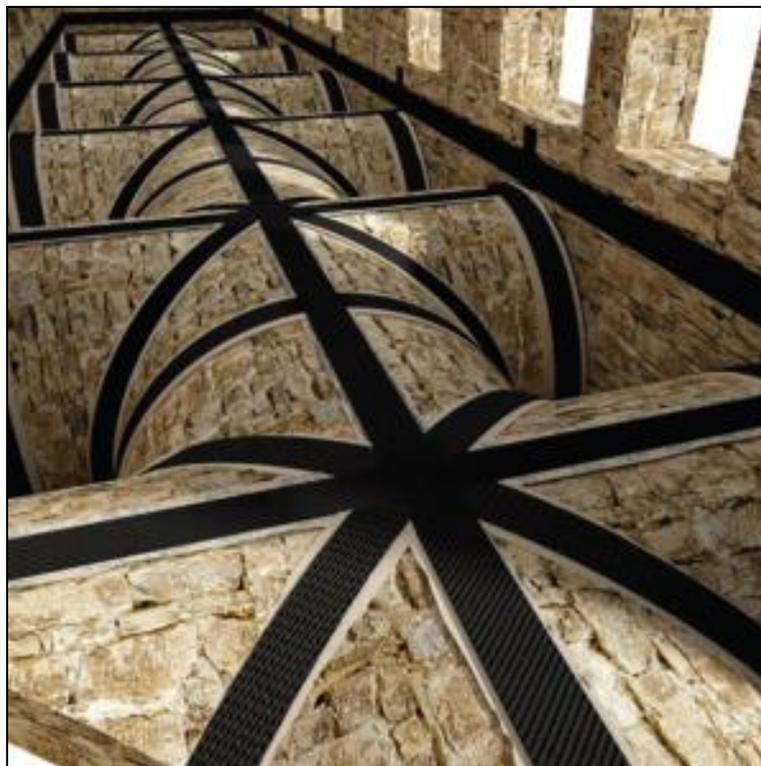
Fig. 7.8: rinforzo estradossale con cappa in calcestruzzo armato.

Questa lavorazione permette che lo sforzo normale ed il momento flettente negativo sono supportati dalla struttura composta mentre il momento flettente positivo risulta assorbito dalla cappa armata in calcestruzzo.

Per quanto riguarda i beni architettonici vincolati, il rinforzo delle volte con calcestruzzo armato risulta sconsigliato essendo irreversibile e per "l'impovertimento che induce, in termini di valori culturali e testimoniali, nel manufatto storico."

Il seguente lavoro di tesi è riguarda una struttura appunto vincolata a livello architettonico quindi la scelta progettuale per il rinforzo delle volte è orientata verso l'utilizzo di tecniche innovative. È ben noto come siano oggi disponibili sul mercato materiali aventi elevatissime prestazioni in termini di resistenza a trazione, ottenuti inserendo fibre appropriate (di carbonio, di basalto, d'acciaio, ecc.) in una matrice polimerica: si parla allora di FRP (fiber reinforced polymers). Questo tipo di consolidamento delle volte segue le seguenti fasi:

- Rimozione pavimentazione e massetto;
- Svuotamento fino alla muratura della volta;
- Riparazione delle lesioni attraverso iniezioni e/o cucì e scuci localizzato;
- Rinforzo con nastri in fibra di carbonio (CFRP) collegati alla muratura con piastre in acciaio;
- Ripristino del riempimento della volta;
- Realizzazione di una soletta in calcestruzzo alleggerito con rete elettrosaldata.



*Fig. 7.9: rinforzo con nastri in fibre di carbonio.*

## 7.4 Consolidamento solai di piano

Il solaio in una struttura in muratura rappresenta un elemento fondamentale per il comportamento globale della struttura, difatti se sufficientemente resistente e ha un'adeguata rigidità riesce a ridistribuire le forze di inerzia sugli elementi verticali presenti favorendone la collaborazione nel corso del sisma.

Quindi se gli orizzontamenti presentano queste caratteristiche, il comportamento della struttura può essere definito "scatolare".

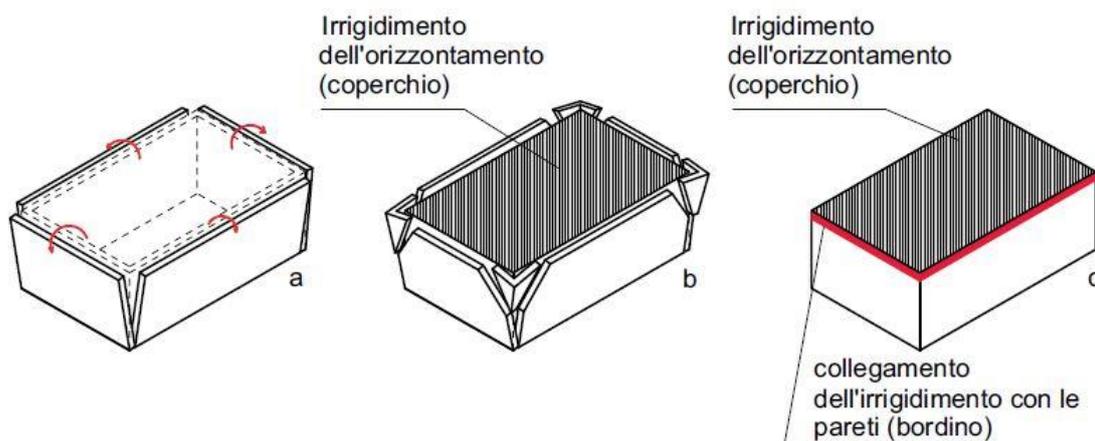


Fig. 7.10: definizione del comportamento scatolare.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) definiscono sinteticamente le situazioni in cui puoi considerare il solaio come un diaframma rigido di piano:

- Solaio in latero-cemento con una cappa collaborante armata di almeno 4 cm di spessore;
- Solaio in struttura mista acciaio-calcestruzzo oppure in legno-calcestruzzo con uno spessore della cappa collaborante di almeno 5 cm che deve essere collegata alle strutture esistenti mediante sistemi di connessione a taglio opportunamente dimensionati.

In generale per consolidare e trasformare un solaio esistente in un diaframma rigido di piano si interviene eseguendo una soletta alleggerita completa di connessioni sopra l'impalcato già presente.

Questo tipo di intervento però, per strutture vincolate, risulta alquanto inadeguato a causa dell'aumento di carichi verticali su solai poco resistenti.

Il Palazzo Pietropaoli presenta al suo interno varie tipologie di orizzontamento che dopo il sisma de L'Aquila risultano fortemente danneggiati/crollati.

Difatti durante la progettazione dell'intervento di consolidamento sismico si è deciso di procedere con la sostituzione dei solai fortemente danneggiati ed il rinforzo di quelli rimanenti.

## 7.4.1 Consolidamento solaio in legno

I solai in legno del Palazzo Pietropaoli risultano non collegati in modo adatto alle pareti murarie e poco resistenti ai carichi verticali.

Per questo motivo si è deciso di intervenire su questa tipologia di orizzontamenti attraverso una tecnica di consolidamento al fine di irrigidire i solai, aumentare la portata dei carichi verticali e collegare adeguatamente le pareti murarie al suddetto elemento.

Il rinforzo è composto da tavolati in legno che costituiscono gli elementi portanti dei solai di piano e sistemi di ancoraggio alle murature portanti.

Il collegamento dei solai viene effettuata sia sui lati paralleli all'orditura sia sui lati ortogonali, attraverso la messa in opera di elementi come chivarde, capochiave ed ancoraggi di ammorsamento.

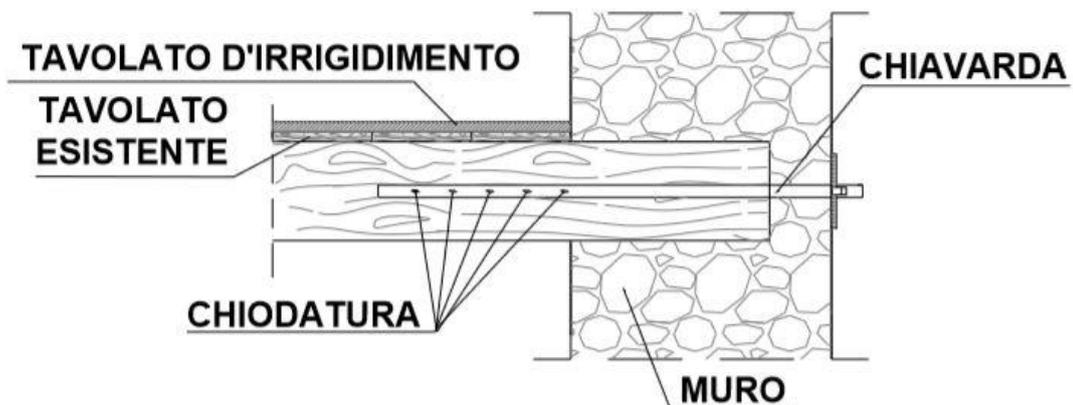


Fig. 7.11: schema di irrigidimento di solaio in legno con tavolato ortogonale e collegamento trave-muro.

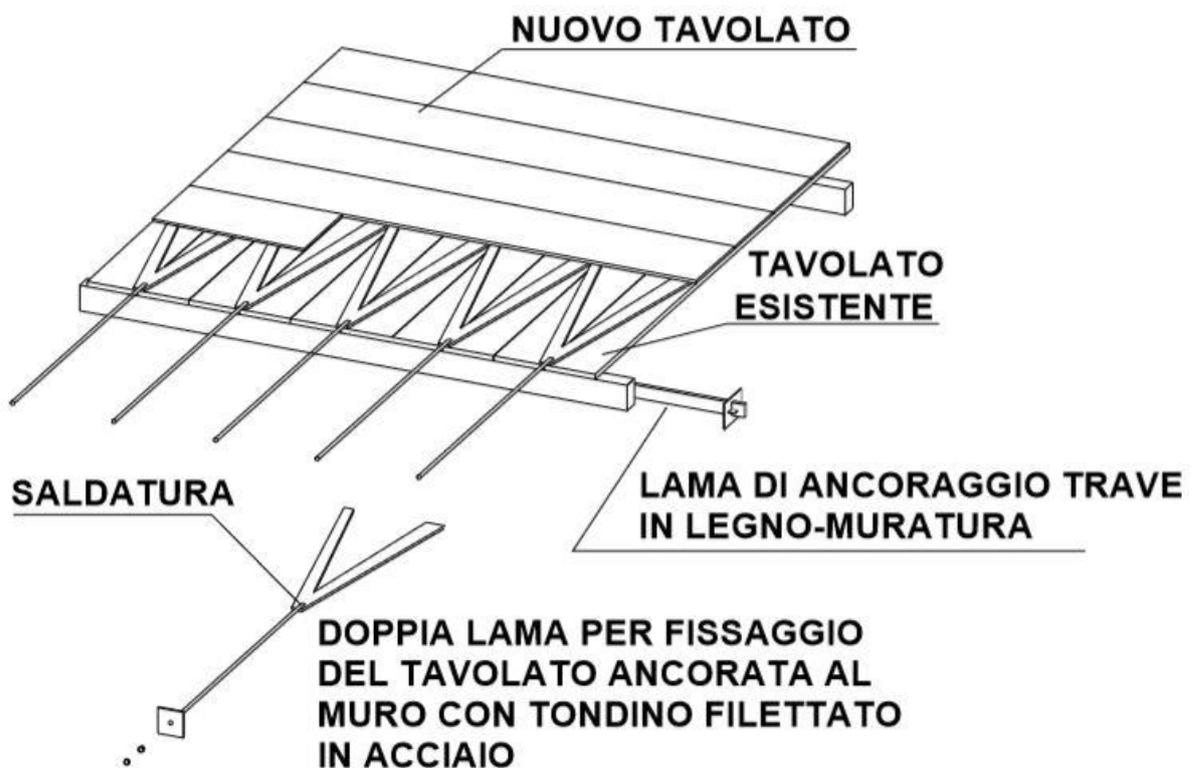


Fig. 7.12: schema di rinforzo di solaio in legno con doppio tavolato e lame metalliche

## 7.4.2 Consolidamento solaio in acciaio

Allo stato di fatto questa tipologia di solaio è caratterizzata da un'assenza di una piastra in calcestruzzo che durante il sisma ha causato la fuoriuscita dei tavelloni in laterizio dal loro piano. L'intervento consiste nell'inserimento di profilati in acciaio perimetralmente al solaio e connessi sia alla muratura sia alla nuova soletta il calcestruzzo alleggerito con rete elettrosaldata.

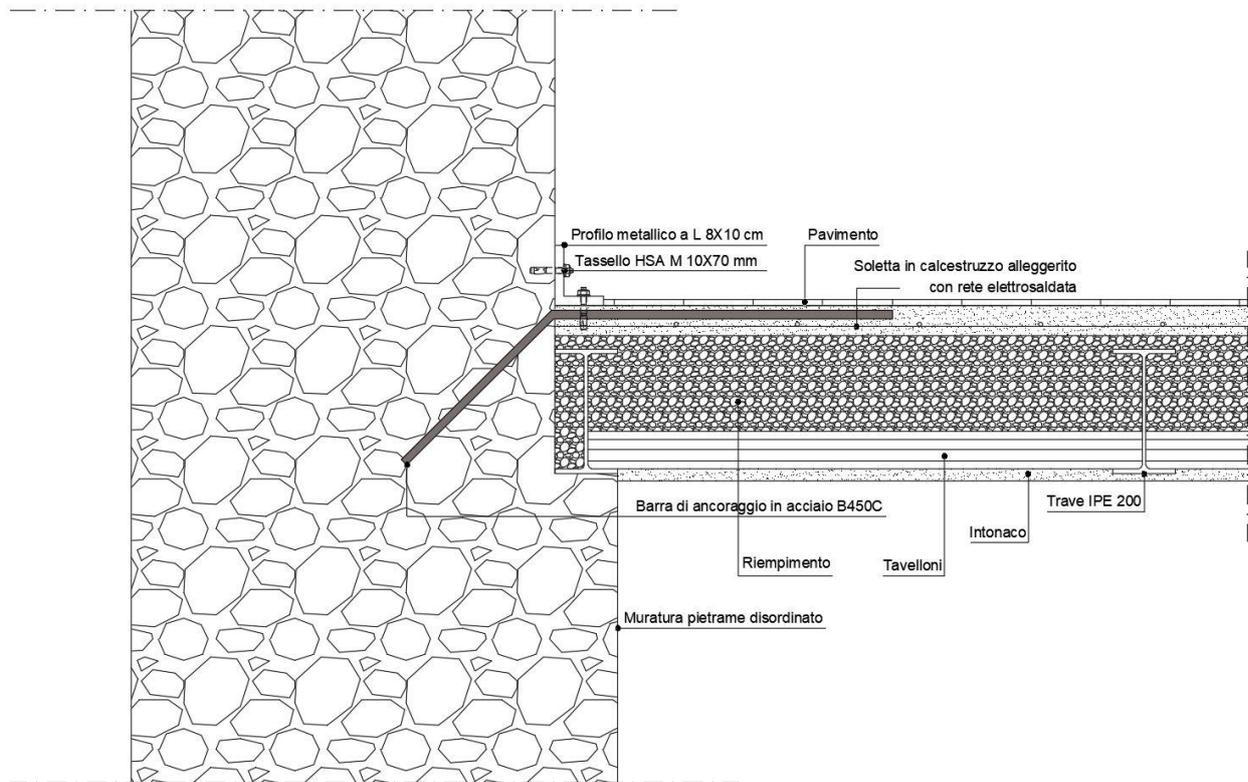


Fig. 7.13: nodo muratura – solaio in acciaio con applicazione rinforzo

Come è possibile individuare dalla figura 7.13, oltre alla collocazione dei profilati metallici, sono stati inserite delle barre di ancoraggio in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C, ammorsata per almeno 35 cm all'interno della muratura con piegatura a 45° e annegata nella soletta per almeno 1 metro.

Il passo delle barre di ancoraggio è di 1 metro e la sigillatura è stata effettuata con malta M15. Questo tipo di intervento, insieme al profilato in acciaio a L, rende il solaio classificabile come rigido.

## 7.5 Rinforzo maschi murari

### - SISTEMA INTONACO ARMATO IN FIBRA DI VETRO GFRP

I maschi murari di un edificio esistente subiscono elevate azioni orizzontali durante un evento sismico che possono portare le pareti al collasso per taglio.

Risulta quindi necessarie intervenire sulle pareti attraverso tecniche che portano un miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura.

Tra le tecniche utilizzate sulla muratura del palazzo Pietropaoli ricordiamo le iniezioni di malta e gli interventi di cucì scucì descritti nei paragrafi 7.1 e 7.2, inoltre introduciamo un intervento aggiuntivo che consiste nella creazione di un intonaco rinforzato con reti in fibra di vetro GFRP.

Questo tipo di rinforzo ha il vantaggio che può essere utilizzato su qualsiasi tipo di muratura e che non vengono utilizzati elementi metallici.

La procedura di rinforzo può essere schematizzata nelle seguenti fasi:

- Rimozione dell'intonaco e della malta nei giunti della muratura;
- Realizzazione di fori passanti per l'inserimento dei connettori;
- Applicazione della rete a maglia quadrata in fibra di vetro GFRP su entrambe le facce;
- Inserimento dei connettori con successiva iniezione di resina per ancorare i connettori;
- Stesura di un nuovo intonaco.

Questa tipologia di rinforzo porta ad un aumento della resistenza a trazione della muratura e a deformazioni minori.

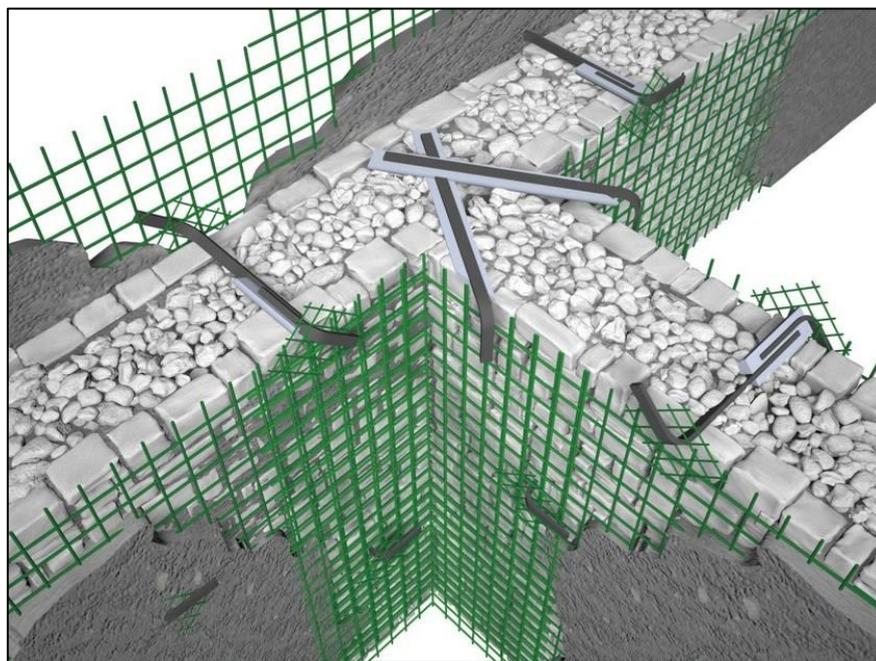


Fig. 7.14: schema di rinforzo intonaco armato con reti in fibra di vetro GFRP.

## - SISTEMA DI CUCITURE ATTIVE PER LA MURATURA CAM

Il sistema di intervento CAM rientra nella quarta tipologia di intervento citate nella Circolare Ministeriale, cioè nella categoria delle “tirature orizzontali e verticali”.

La progettazione del rinforzo consiste nella giusta ubicazione e dimensionamento di nastri che hanno la funzione di “impacchettare” la muratura.

I nastri sono in acciaio inossidabile e sono pretesati in modo da applicare uno stato di precompressione trasversale.

Grazie ad elementi di connessione i nastri in acciaio creano un sistema continuo di tiratura, che si espande lungo tutta la parete da rinforzare cosa da migliorare notevolmente la loro resistenza a taglio ma anche la resistenza flessionale dei singoli machi murari.

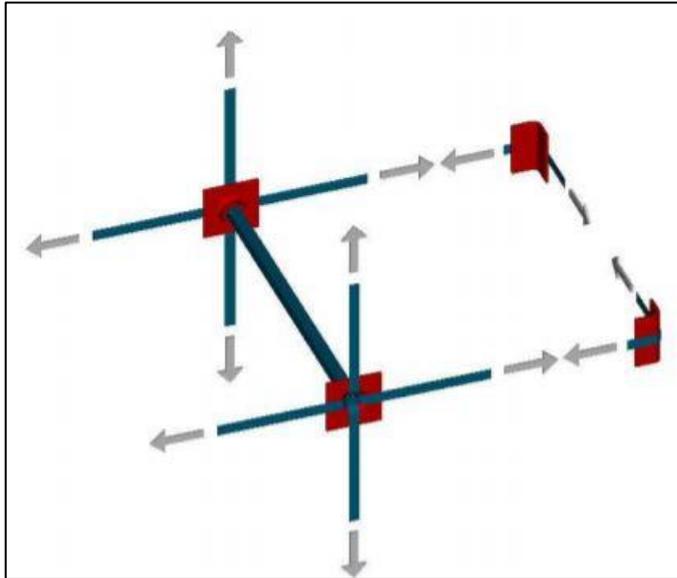


Fig. 7.15: sistema CAM – disposizione base.

I nastri in acciaio inossidabile hanno uno spessore di 0.75-0.8 mm ed una larghezza di 18-20 mm con caratteristiche di resistenza a snervamento e rottura pari a 250-300 e 600-700 MPa.

La cucitura della parete muraria viene realizzata attraverso il passaggio del nastro in due fori, generalmente a distanza di 100-200 cm chiudendo la fascetta ad anello con un macchinario che applica una pretensione regolabile al nastro.

Al di sopra dei fori viene applicata una piastra, anch'essa in acciaio inox, che ha la funzione di distribuzione delle forze di contatto del nastro e di assorbimento delle tensioni di trazione prodotte nella muratura intorno al foro dai due avvolgimenti.

Il sistema di nastri di acciaio inox può essere posto in opera secondo maglie quadrate, rettangolari o triangolari, anche irregolari, con la massima flessibilità, così da realizzare un'imbracatura continua di tutta la parete, sia in orizzontale che in verticale.

Nella seguente figura è riportato un esempio di applicazione del sistema di rinforzo:



*Fig. 7.16: esempio di rinforzo CAM su pareti perimetrali.*

Per quanto riguarda l'oggetto studio della seguente tesi, questo tipo di rinforzo è stato applicato esclusivamente sulle pareti interne al fabbricato a causa del vincolo architettonico che caratterizza la struttura.

# 8 ANALISI SISMICA GLOBALE POST OPERAM

In questo capitolo verranno analizzati i vari tipo di interventi di rinforzo, descritti nel precedente capitolo, al fine di individuare il provvedimento più adeguato per la struttura in questione.

Le tecniche di consolidamento per il rinforzo dei solai hanno reso possibile la formazione di diaframmi rigidi e quindi la struttura può essere calcolata attraverso l'utilizzo di piani rigidi.

Difatti nel programma di calcolo CDSwin i solai sono concepiti esclusivamente come carichi visto che non ci interessa capire il loro contributo di rigidità.

Grazie a queste considerazioni è stato possibile valutare la risposta sismica dell'edificio attraverso analisi Pushover per impalcati rigidi.

Questo tipo di analisi prevede l'applicazione di forze orizzontali, proporzionali alla massa ed ai modi di vibrare, fino ad arrivare al collasso della struttura, il numero di analisi Pushover sono sedici divise in questo modo:

- Forze proporzionali ai modi di vibrare (8 combinazioni);
- Forze proporzionali alla massa (8 combinazioni).

## 8.1 Analisi Pushover - Struttura con intonaco armato GFRP

Il primo intervento di rinforzo della struttura consiste nel rinforzare i maschi murari attraverso un intonaco armato applicato su entrambe le facce della parete.

Lo spessore totale, aggiunto agli elementi da rinforzare, corrisponde a 5 cm per lato.

Di seguito si riporta la pianta dell'edificio con evidenziati i maschi murari rinforzati e le pareti vincolate a livello architettonico:

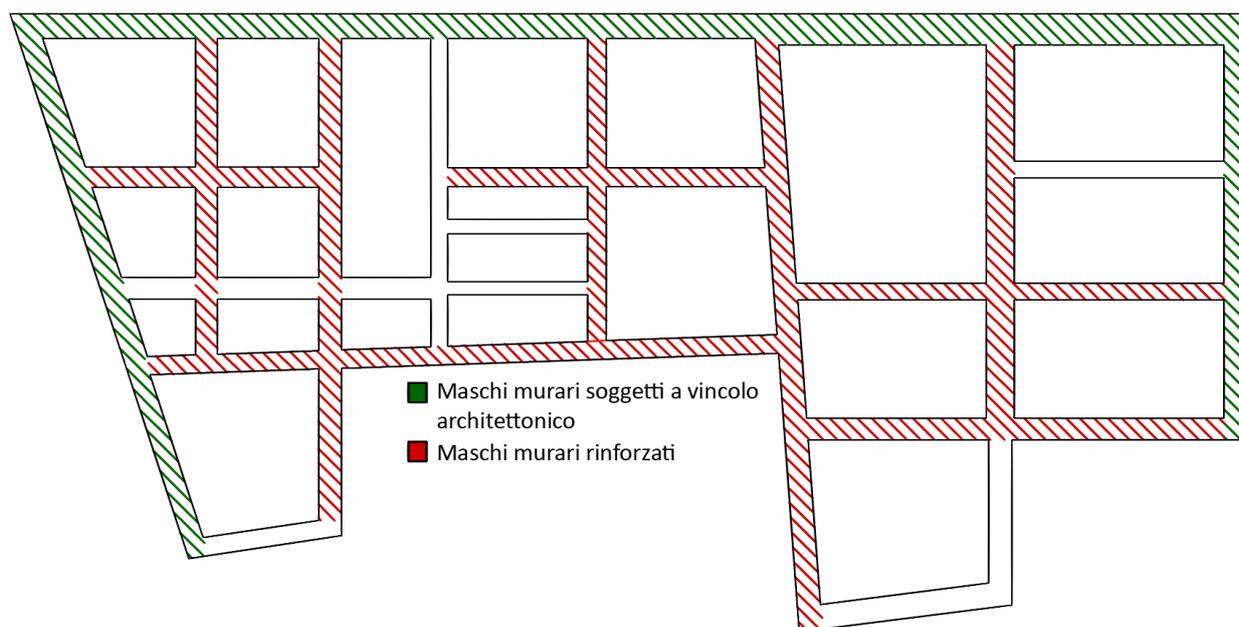


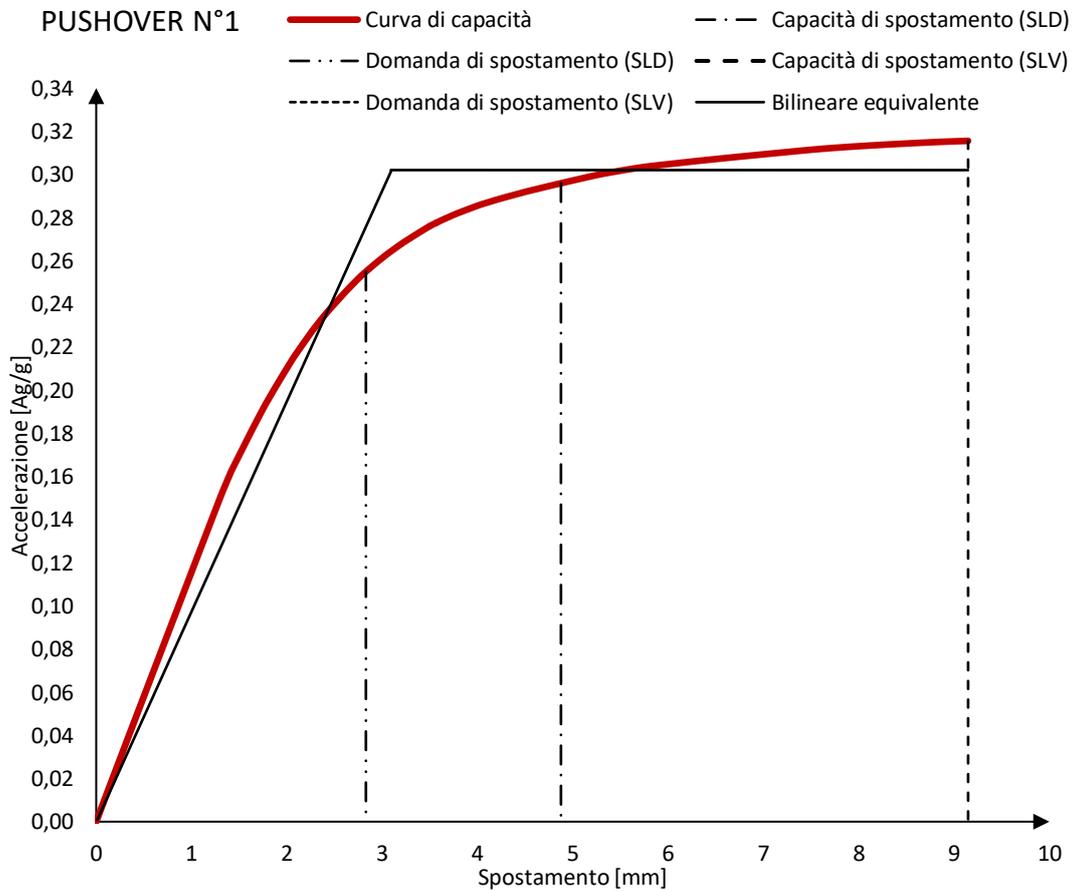
Fig. 8.1: schema di rinforzo maschi murari.

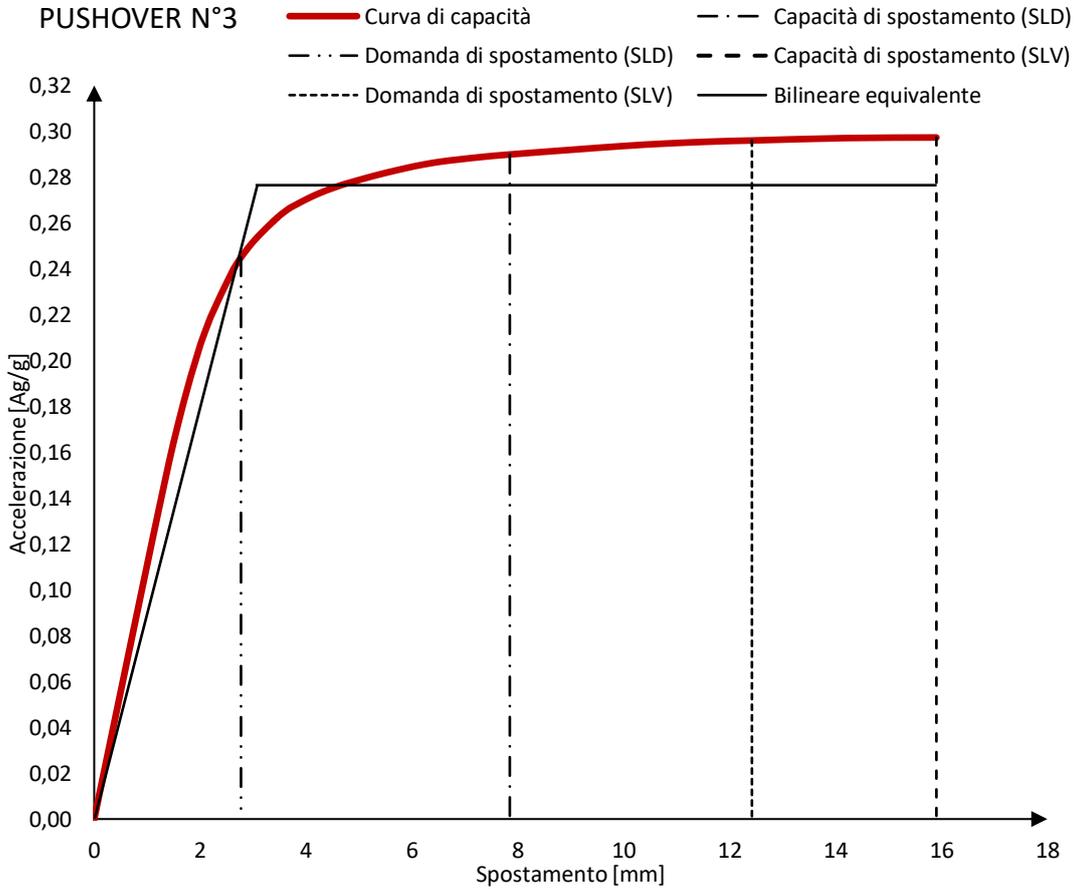
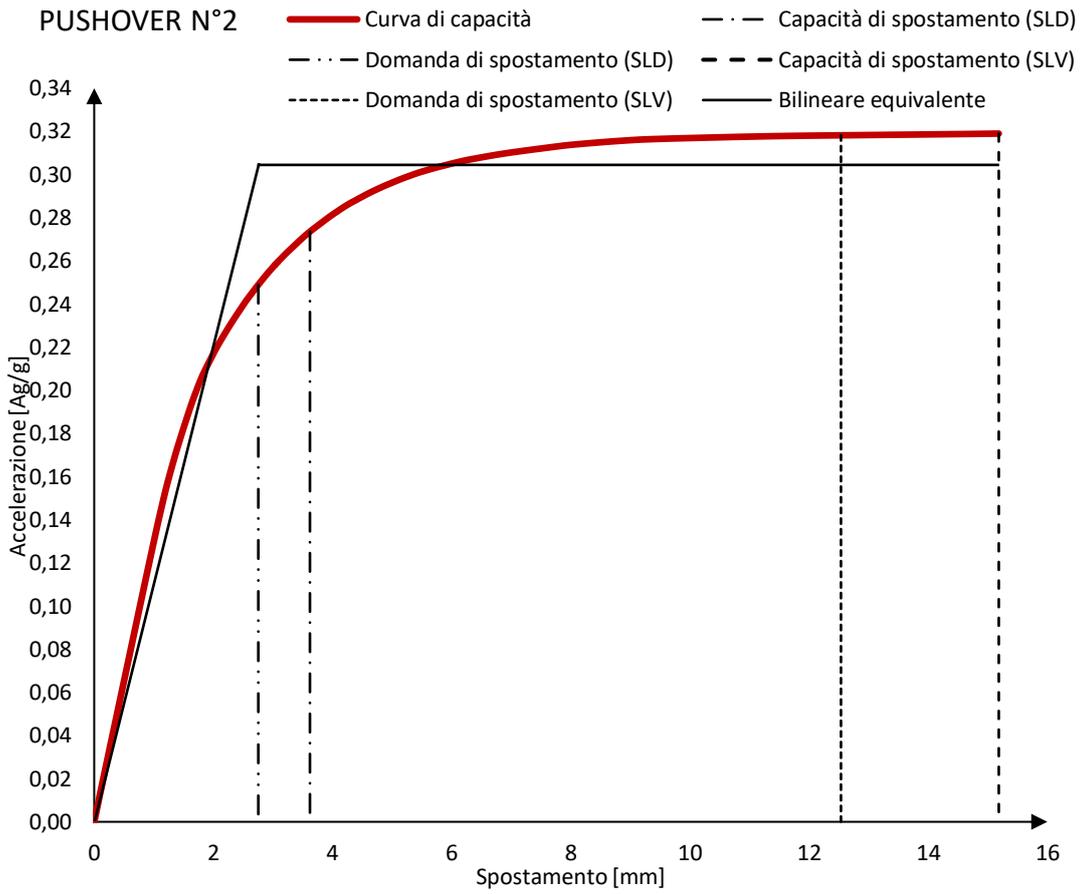
- Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita:

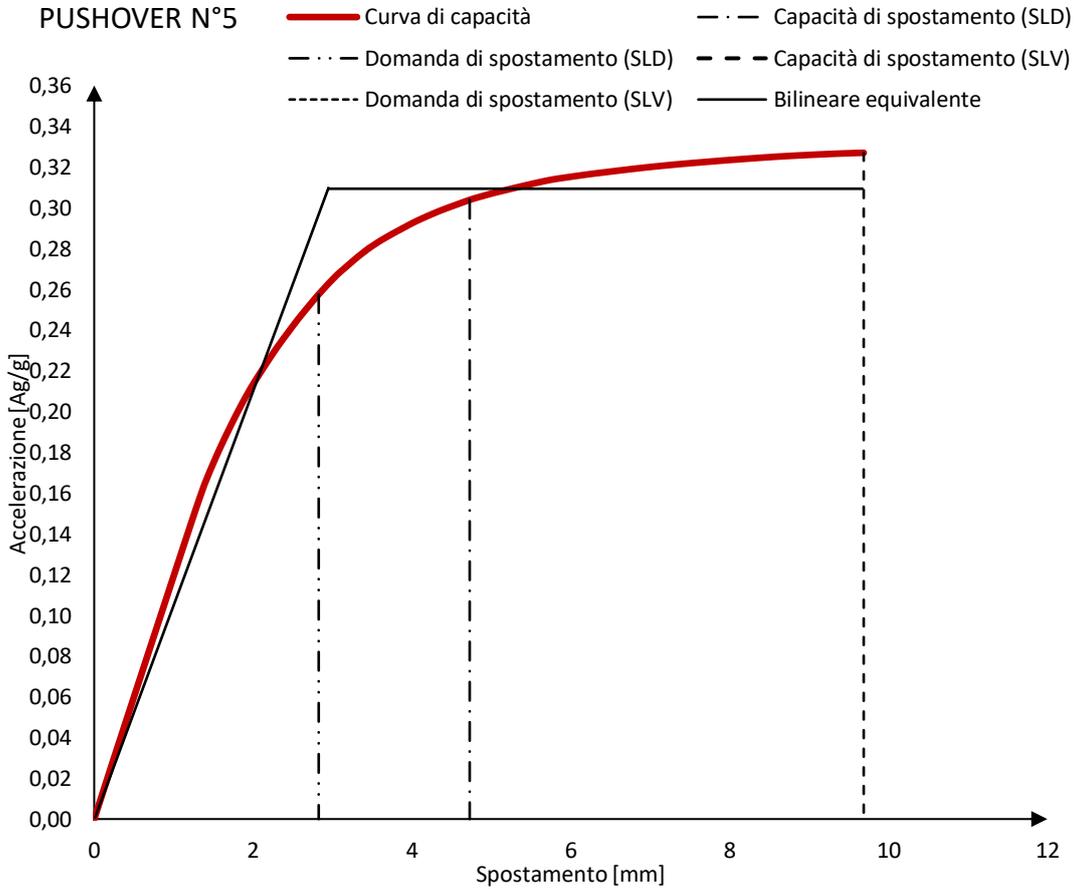
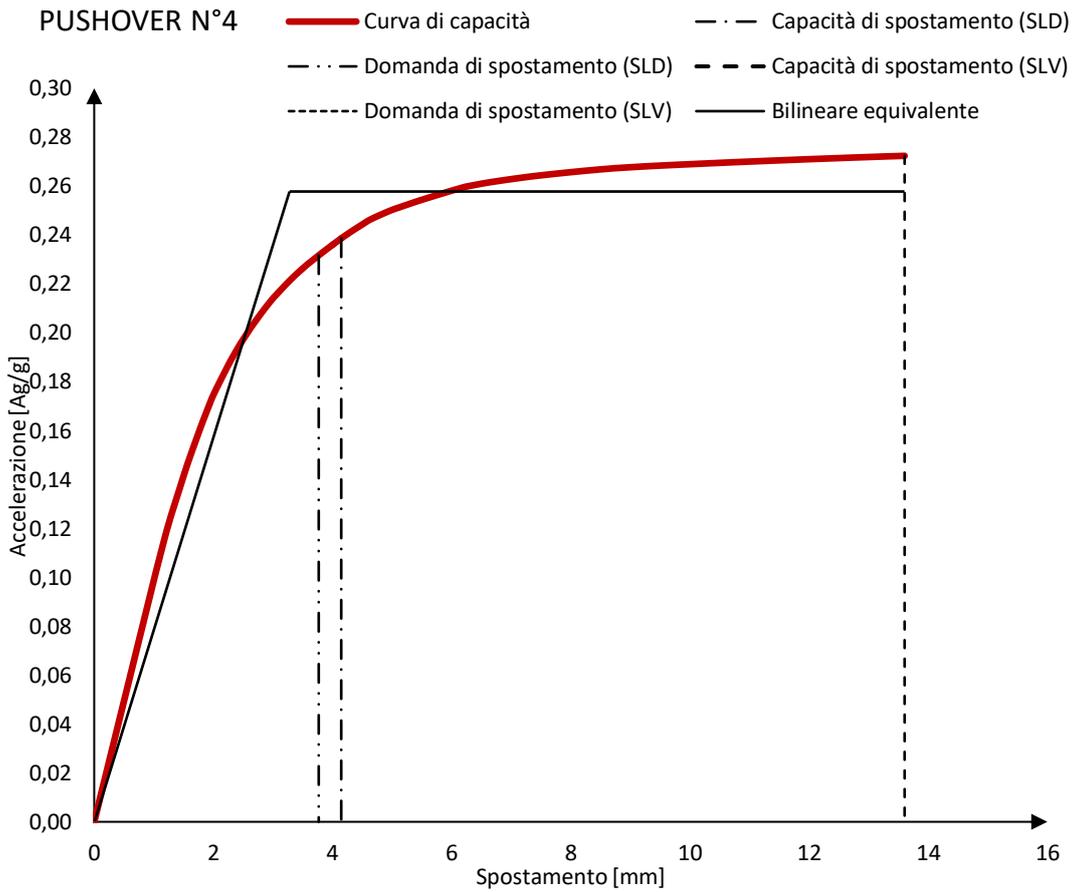
Tabella 8.1: output Pushover SLV.

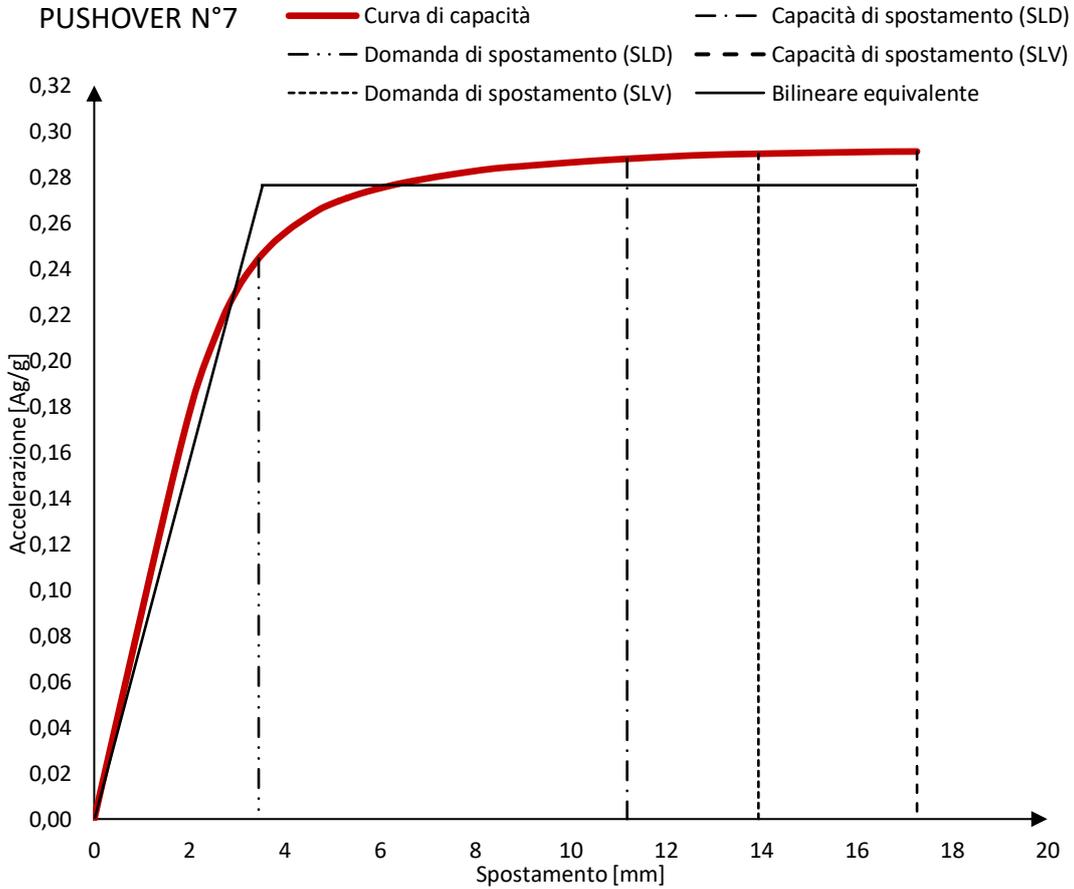
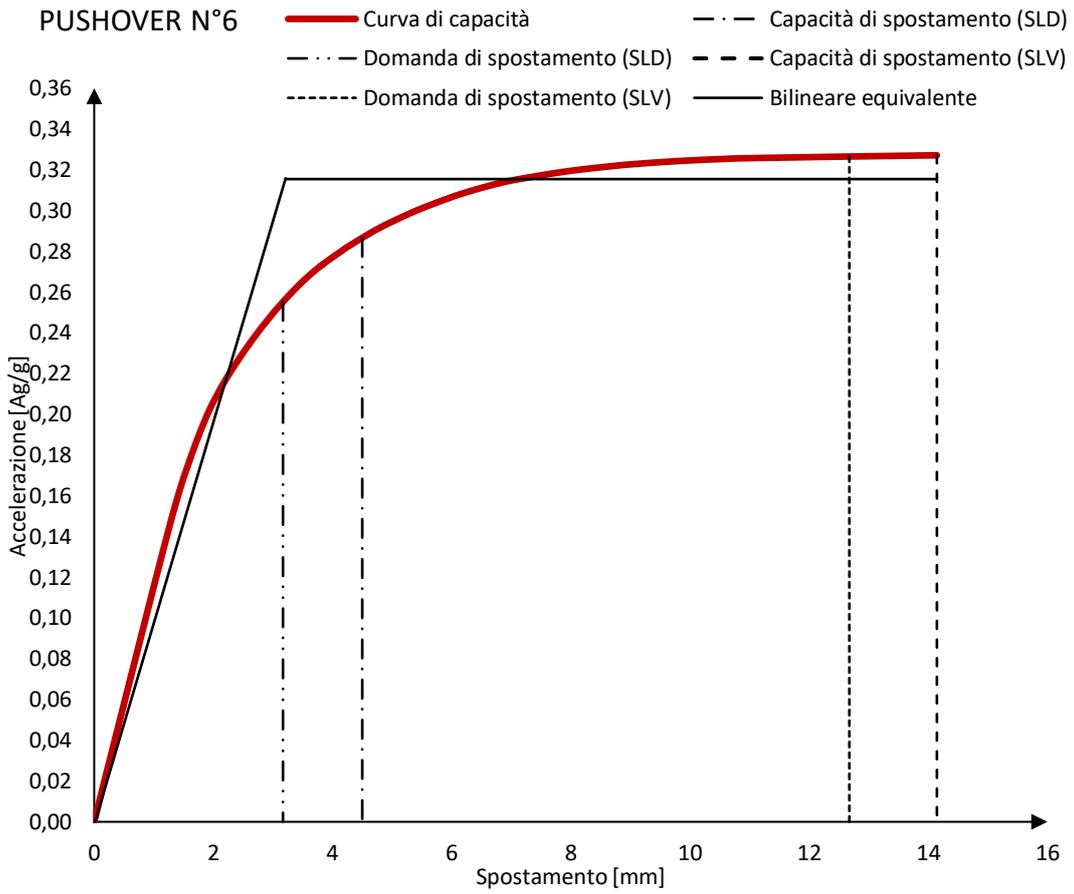
Pushover	Direzione	Carico	Eccentricità	Domanda (mm)	Capacità (mm)	PGA	$\zeta$ -SLV	Verifica
1	Fx(+)	Modo	5%	12,46	9,14	0,210	0,806	NO
2	Fx(-)	Modo	5%	12,15	15,18	0,317	1,220	SI
3	Fy(+)	Modo	5%	12,59	15,90	0,322	1,237	SI
4	Fy(-)	Modo	5%	14,89	13,80	0,243	0,936	NO
5	Fx(+)	Massa	5%	12,35	9,68	0,220	0,848	NO
6	Fx(-)	Massa	5%	13,04	14,14	0,280	1,075	SI
7	Fy(+)	Massa	5%	14,31	17,26	0,310	1,191	SI
8	Fy(-)	Massa	5%	16,64	14,71	0,237	0,912	NO
9	Fx(+)	Modo	-5%	12,76	10,15	0,130	0,855	NO
10	Fx(-)	Modo	-5%	11,92	13,78	0,295	1,138	SI
11	Fy(+)	Modo	-5%	14,81	13,63	0,245	0,942	NO
12	Fy(-)	Modo	-5%	17,69	15,13	0,305	1,173	SI
13	Fx(+)	Massa	-5%	12,55	12,87	0,262	1,008	SI
14	Fx(-)	Massa	-5%	12,79	14,06	0,283	1,090	SI
15	Fy(+)	Massa	-5%	16,67	18,86	0,293	1,126	SI
16	Fy(-)	Massa	-5%	14,57	12,84	0,235	0,903	NO

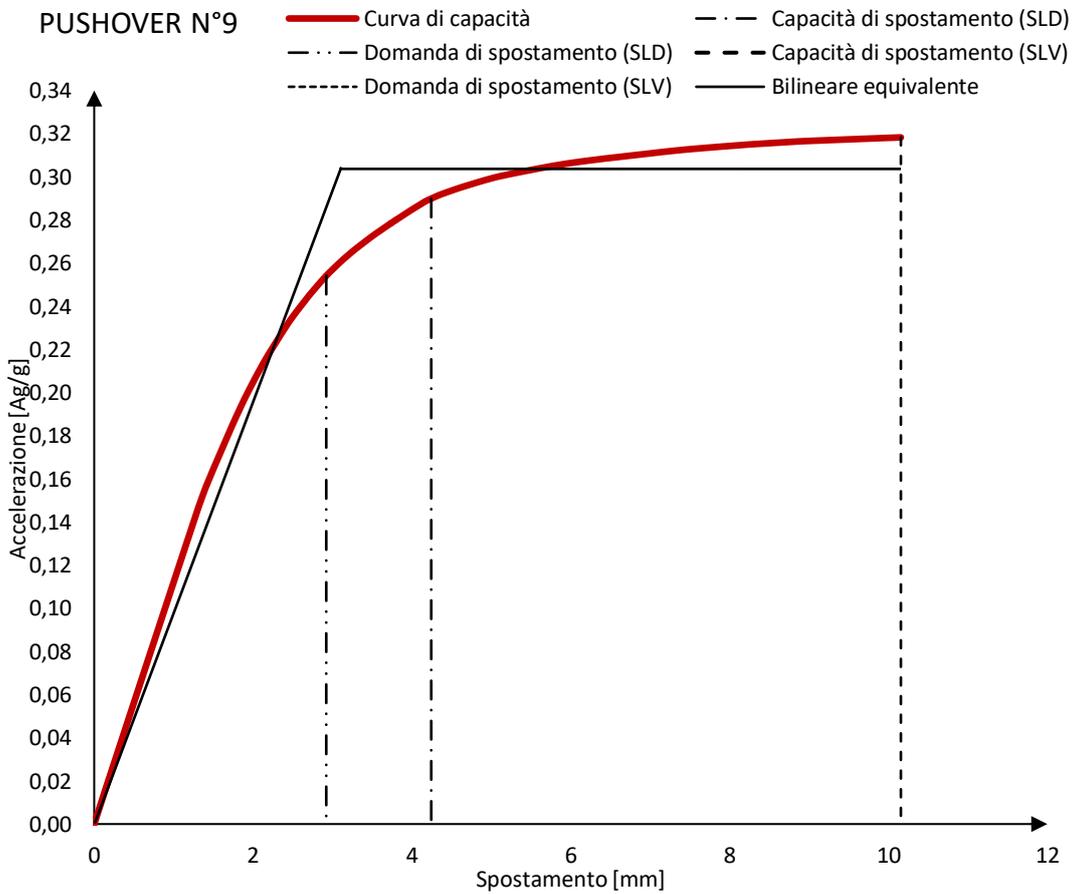
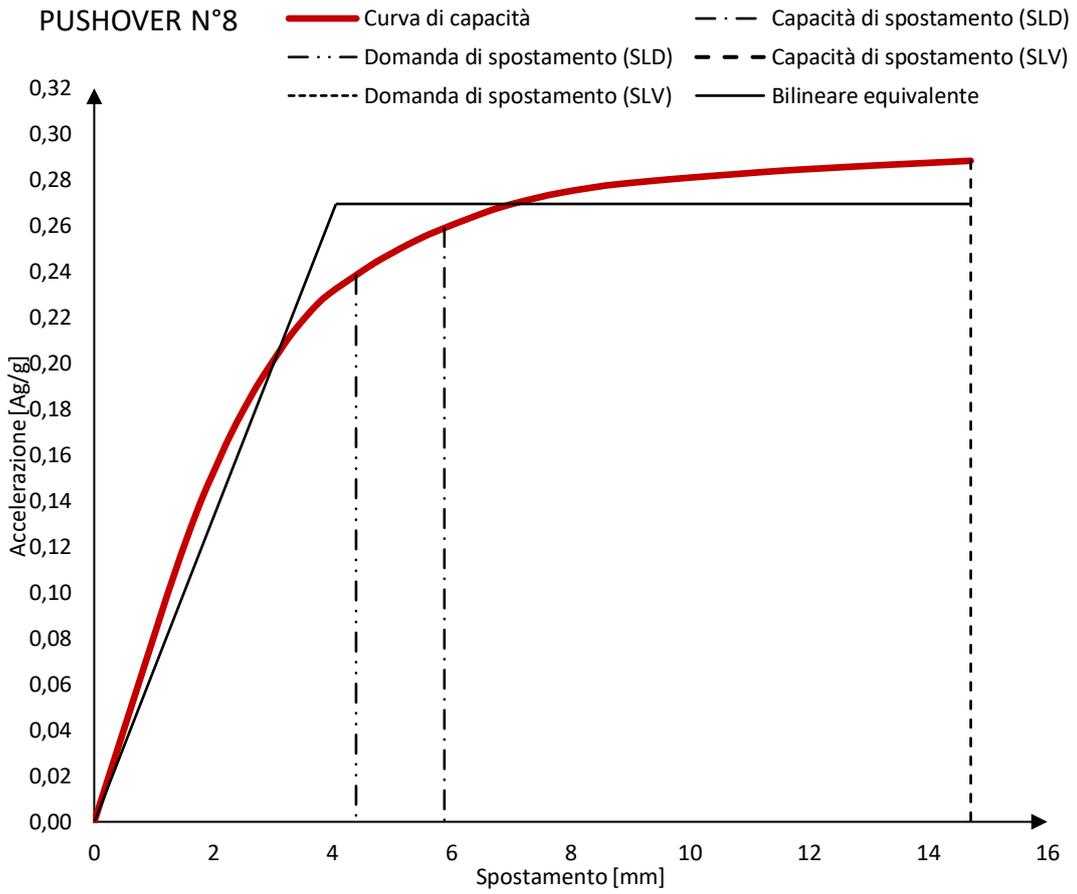
- Curve di capacità (SLV) relative al sistema equivalente SDOF

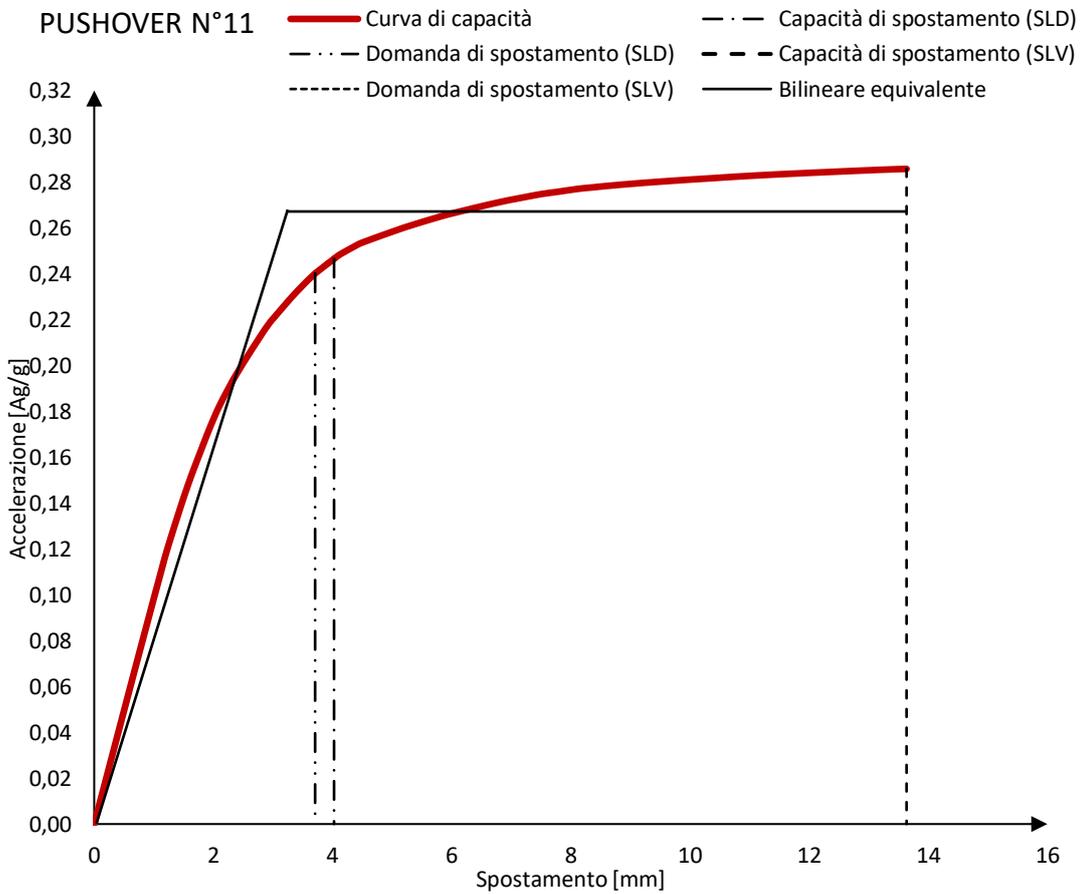
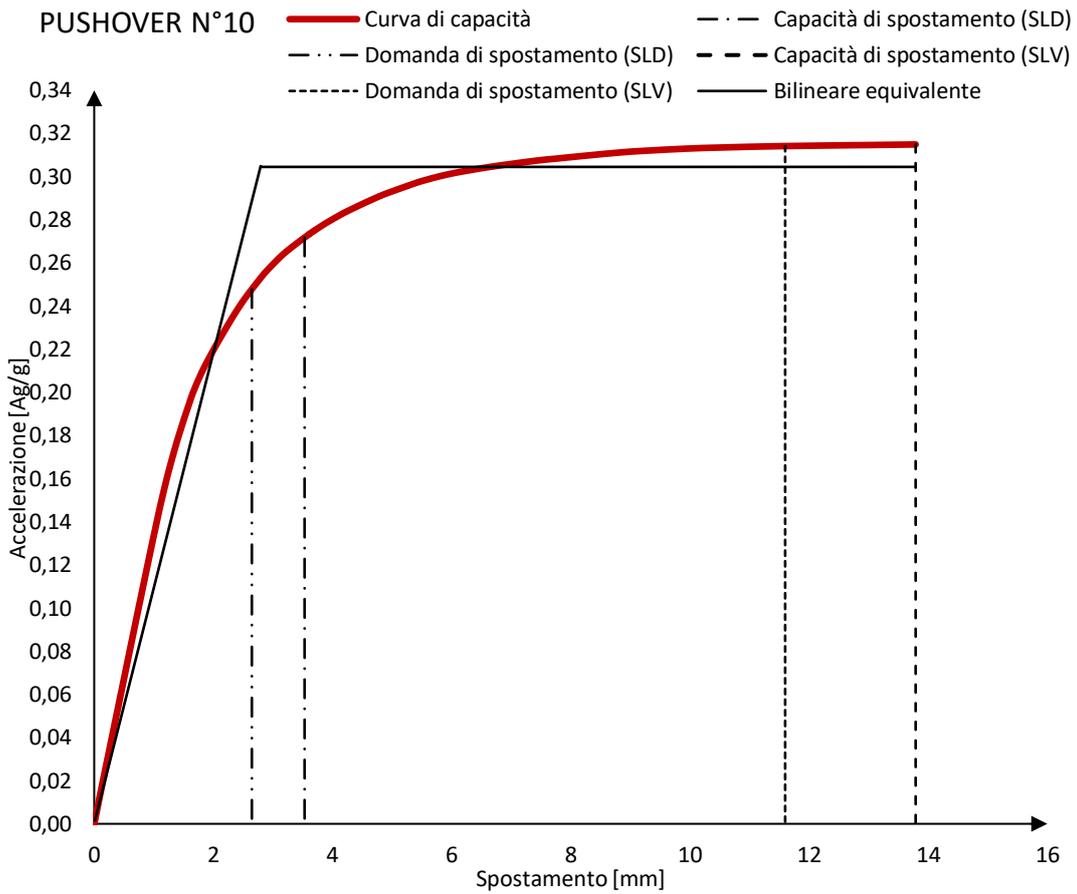


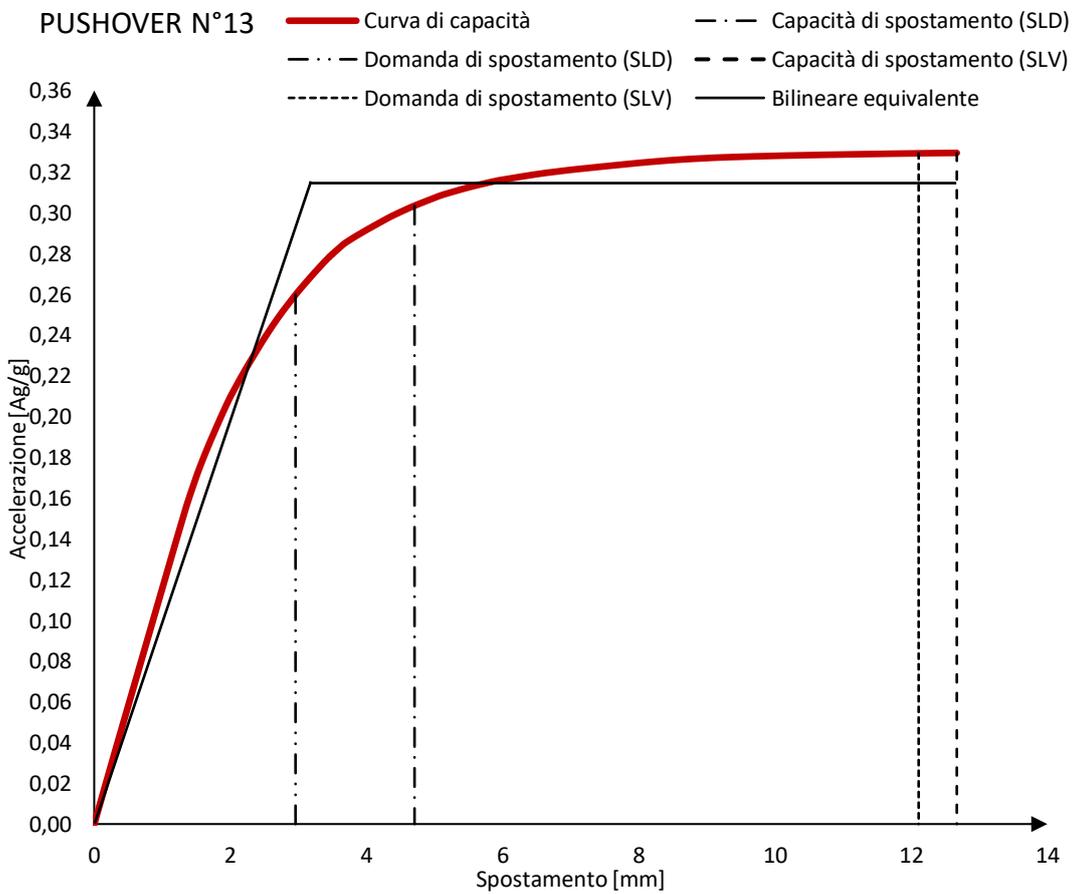
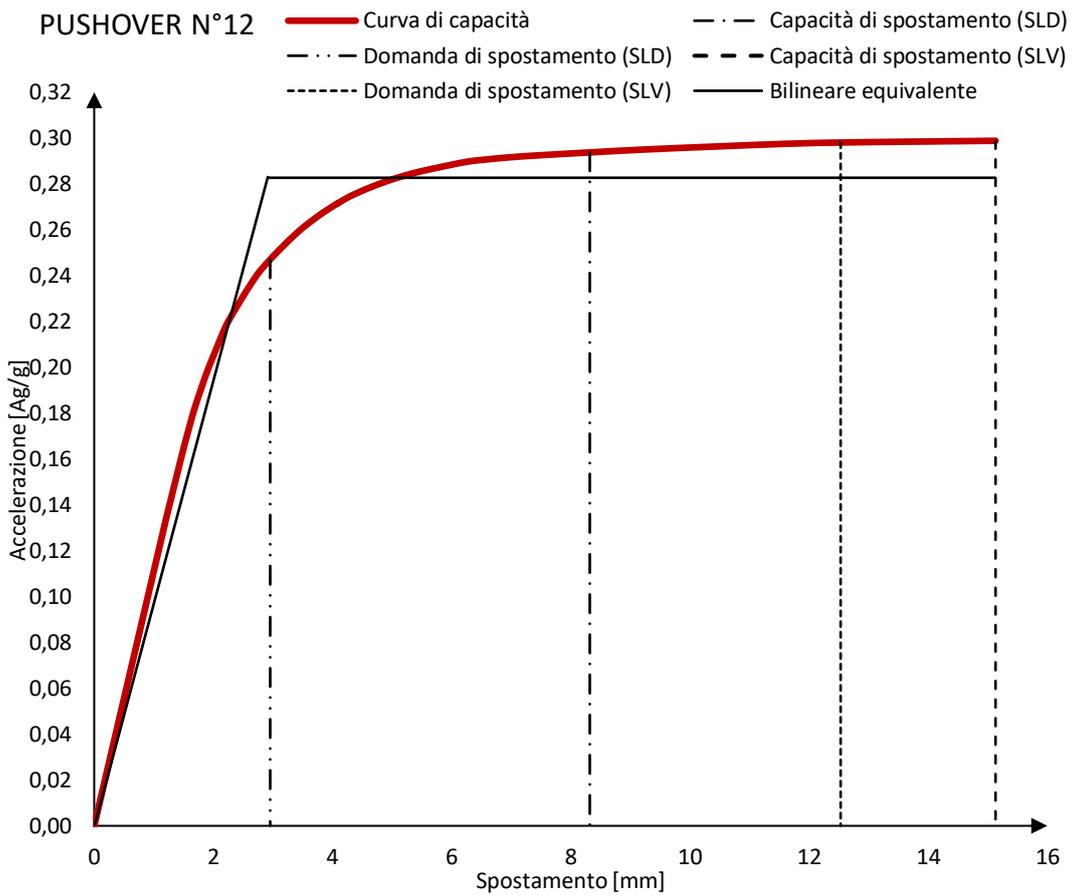


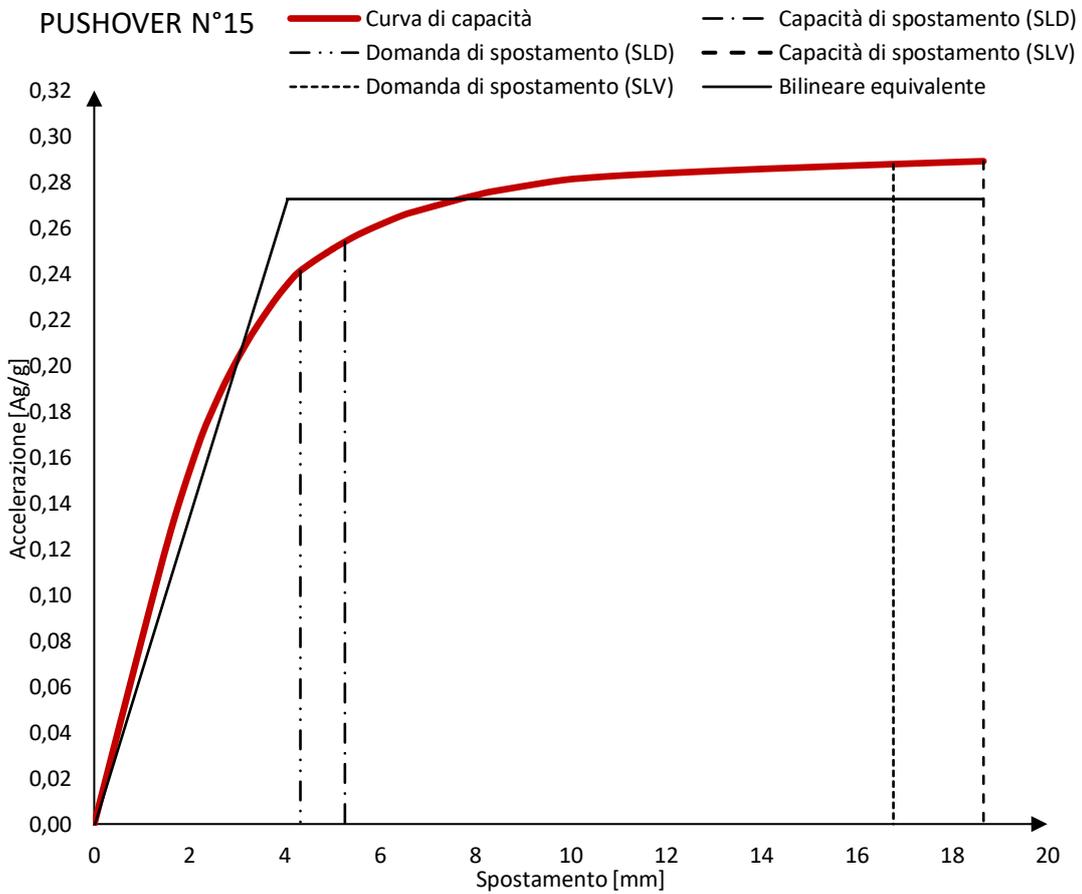
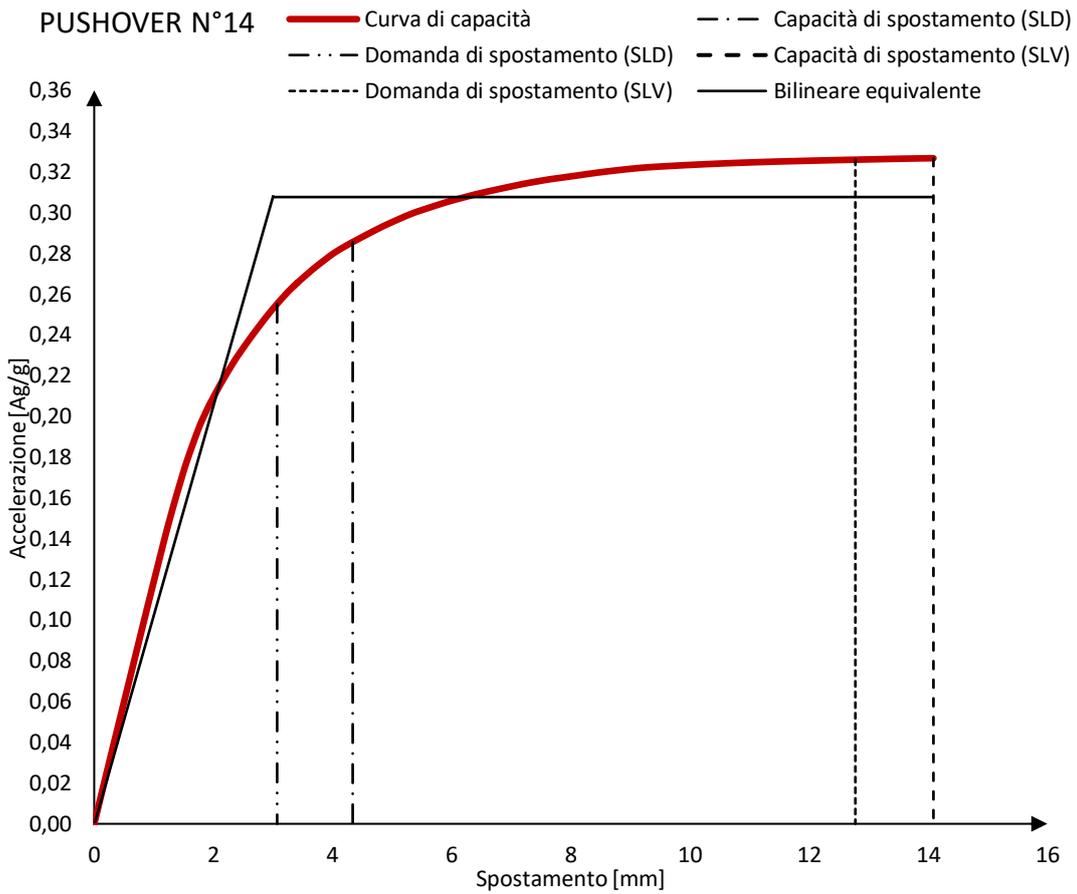




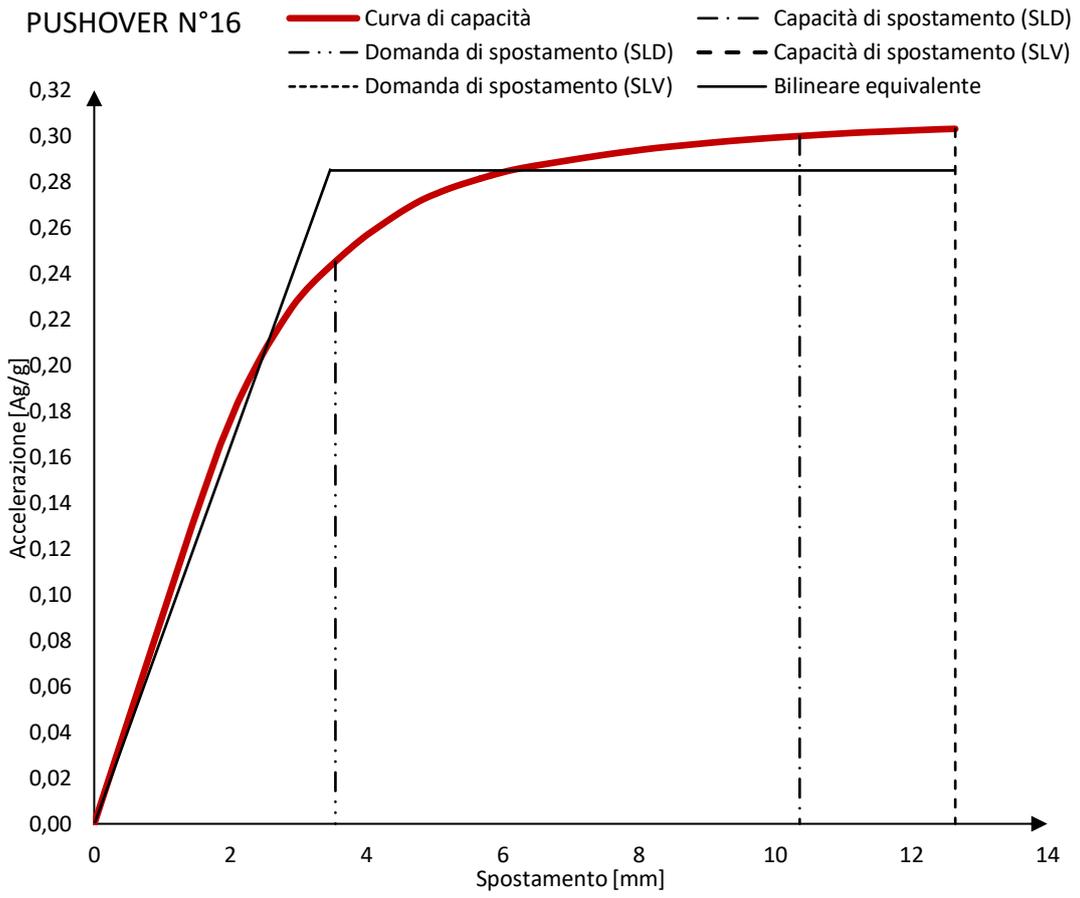








# PUSHOVER N°16



## 8.2 Analisi Pushover - Struttura con nastri metallici pretesi CAM

L'intervento di rinforzo di cucitura attiva delle murature CAM è stato progettato considerando un nastro in acciaio di spessore 1 mm, larghezza di 20 mm e interasse X e Y pari a 1.5 metro. Di seguito si riporta la pianta dell'edificio con evidenziati i maschi murari rinforzati e le pareti vincolate a livello architettonico:

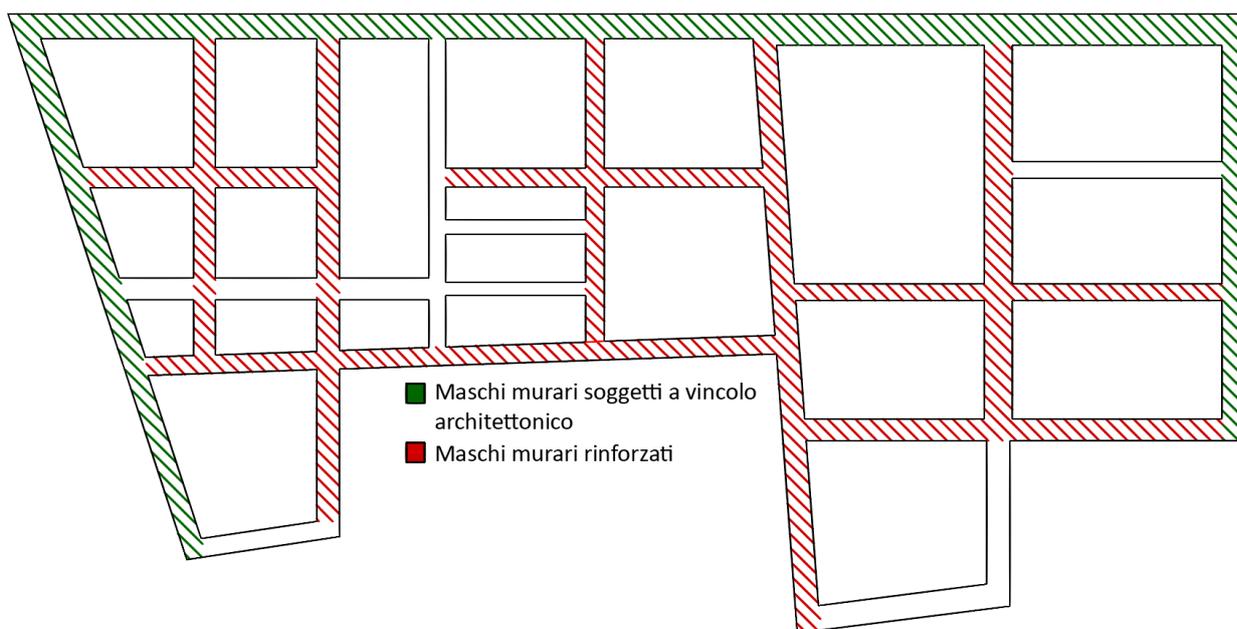


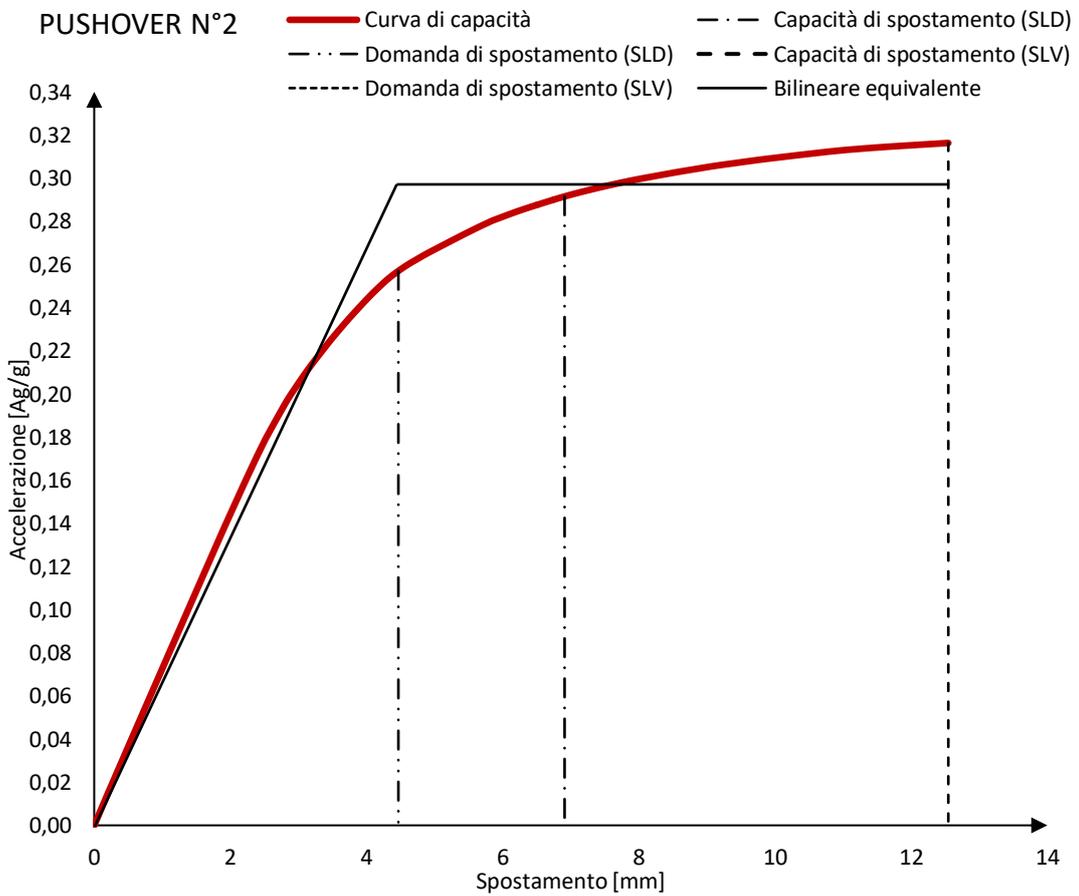
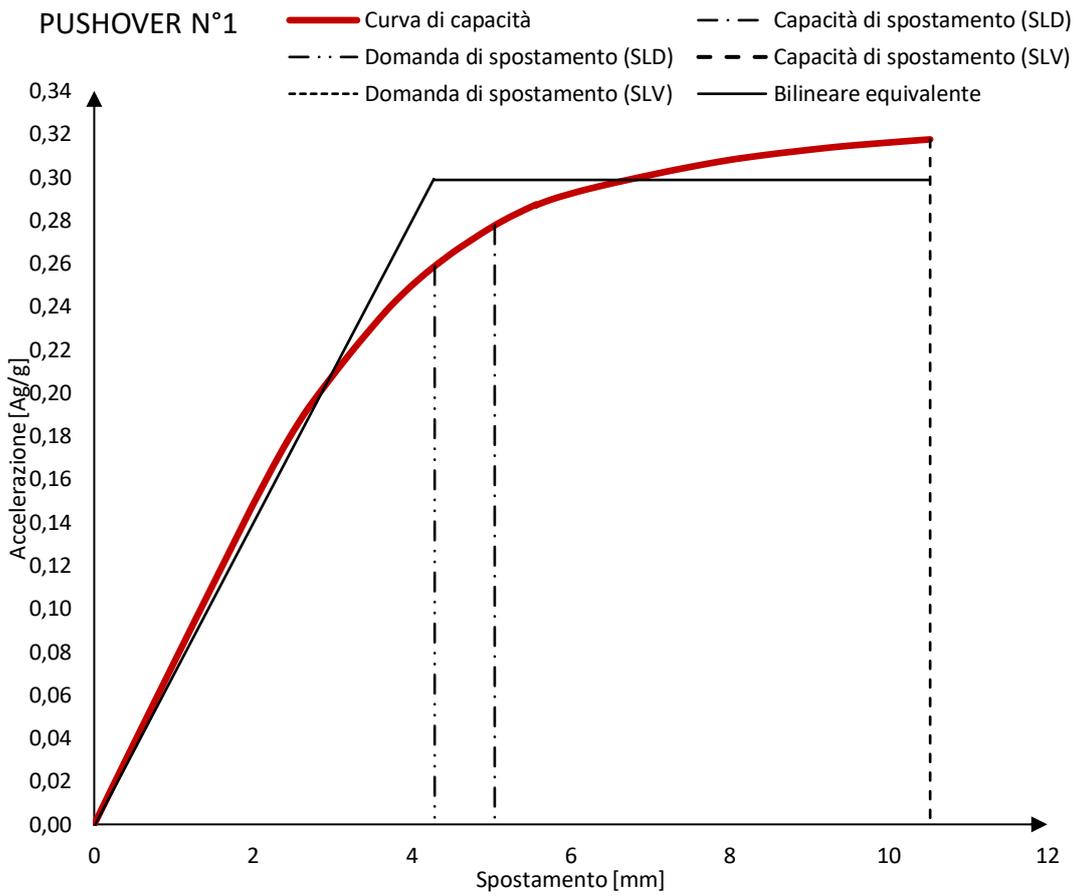
Fig. 8.2: schema di rinforzo maschi murari.

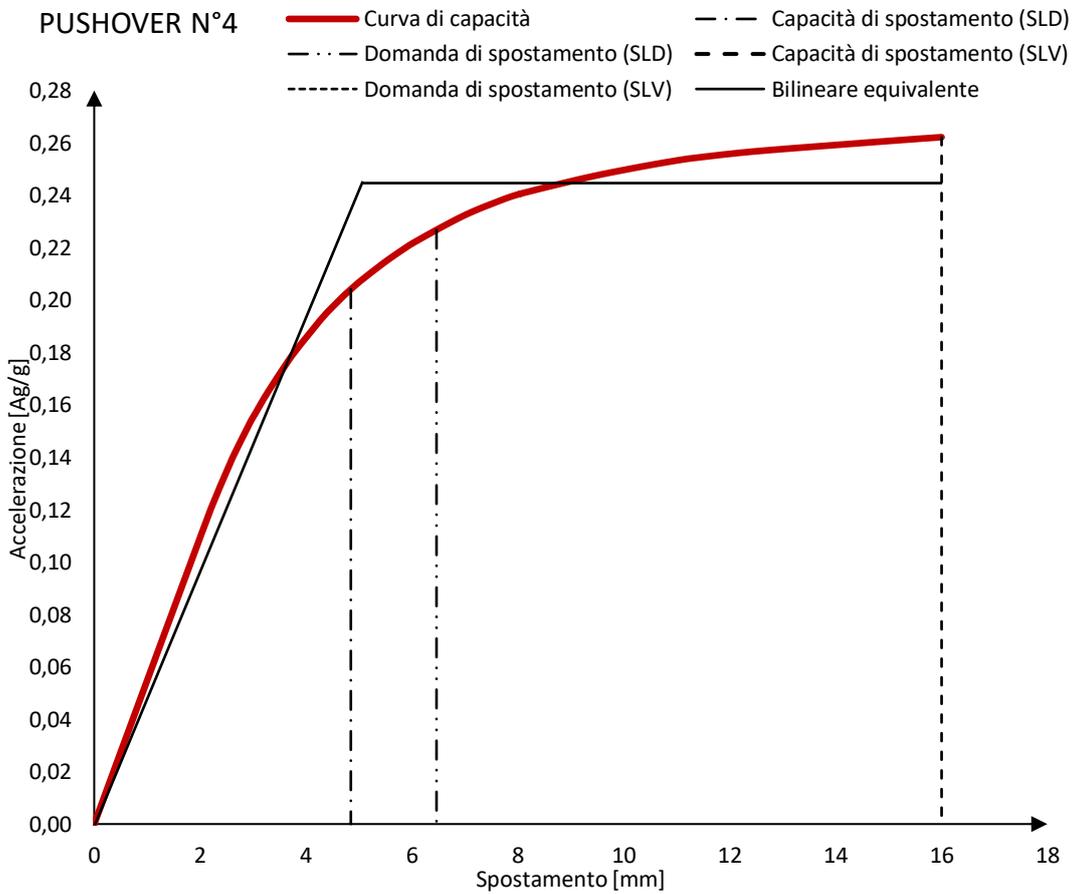
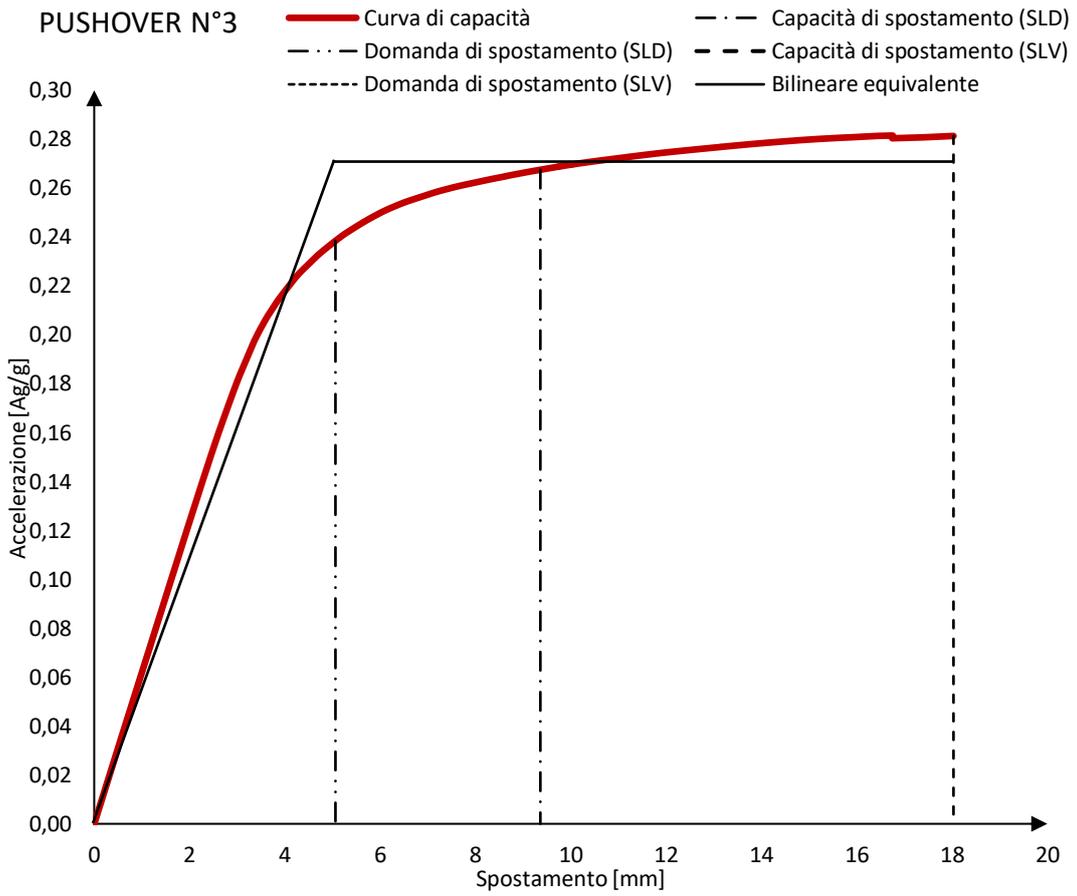
- Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita:

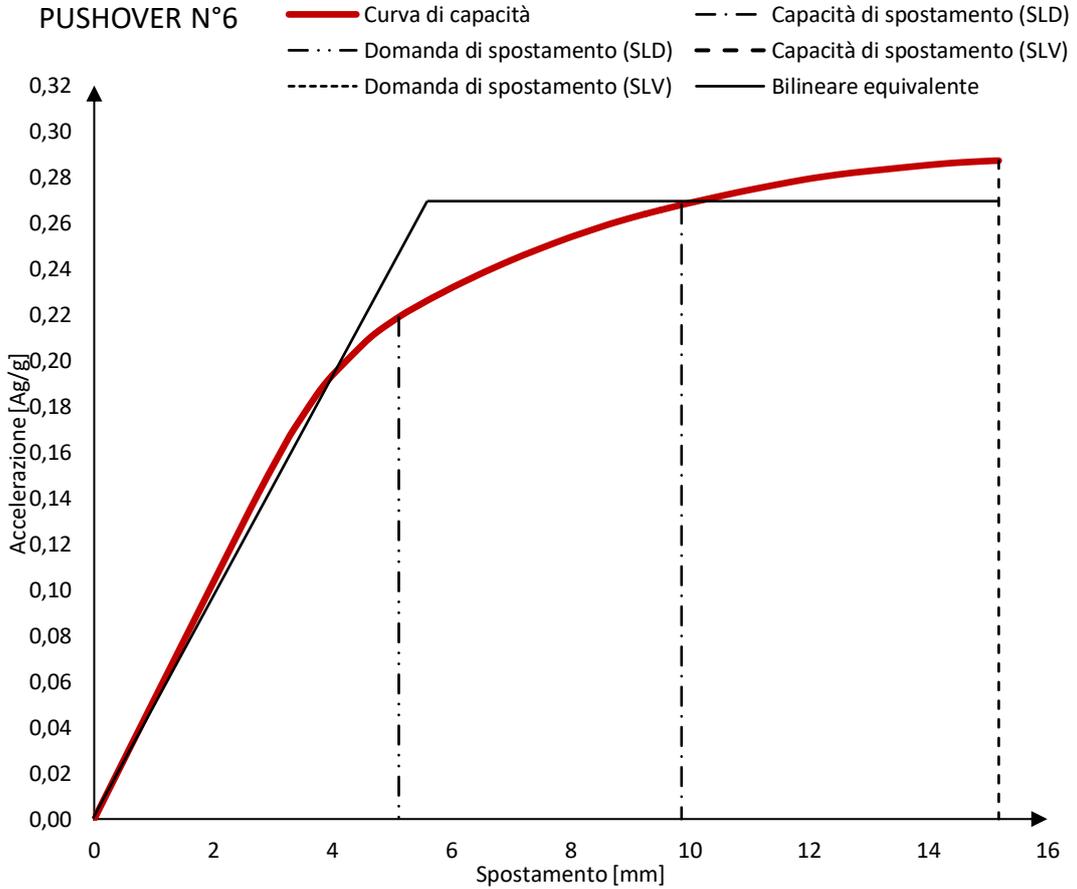
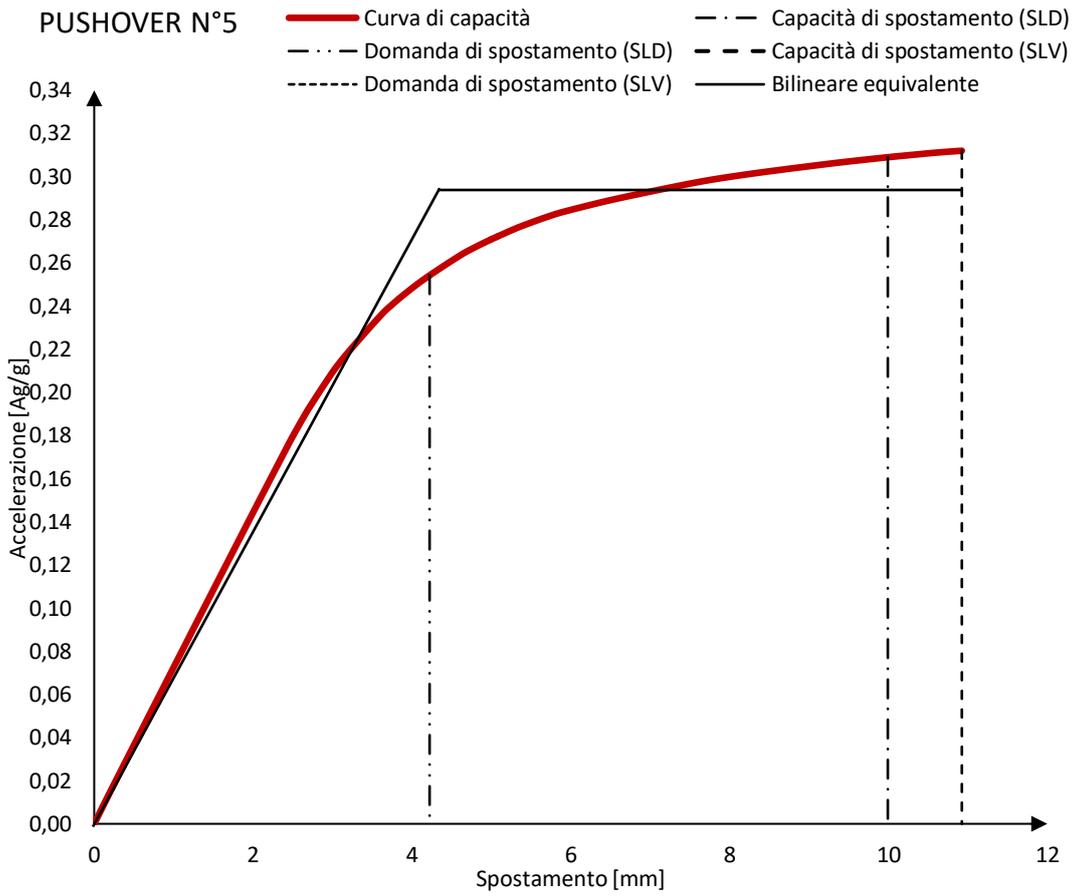
Tabella 8.2: output Pushover SLV.

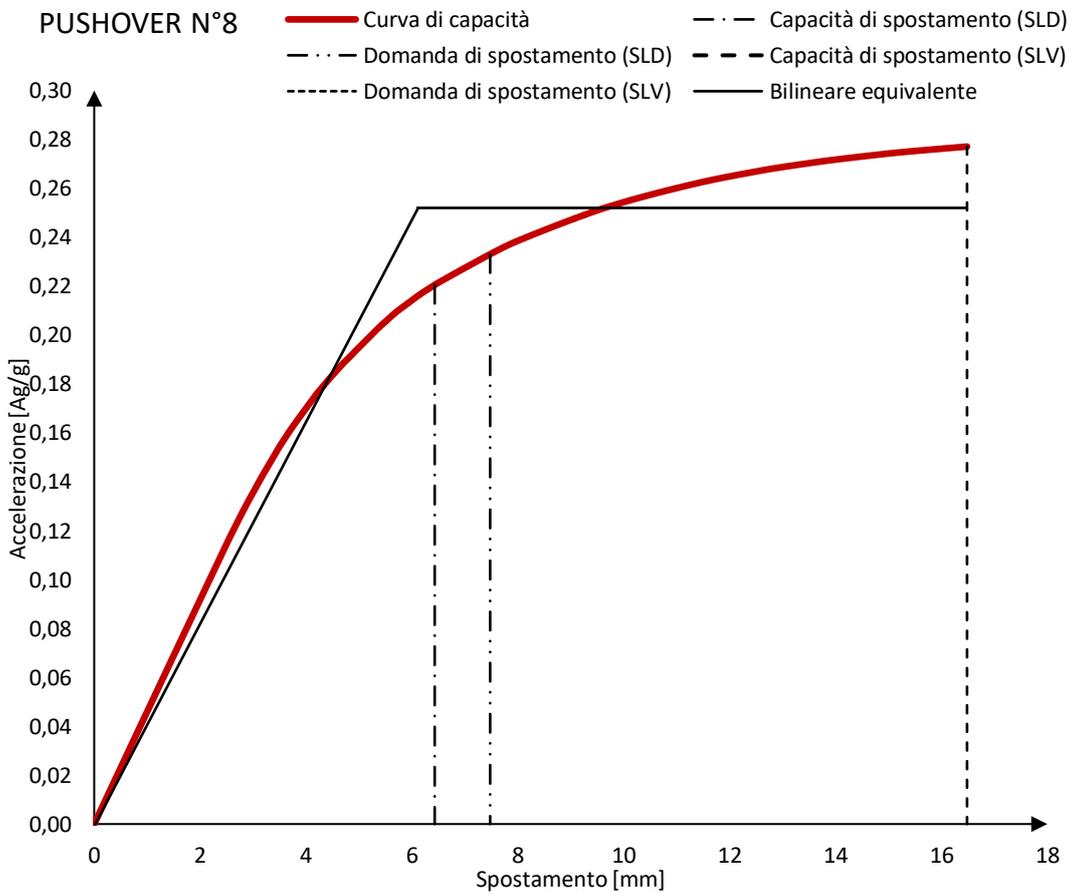
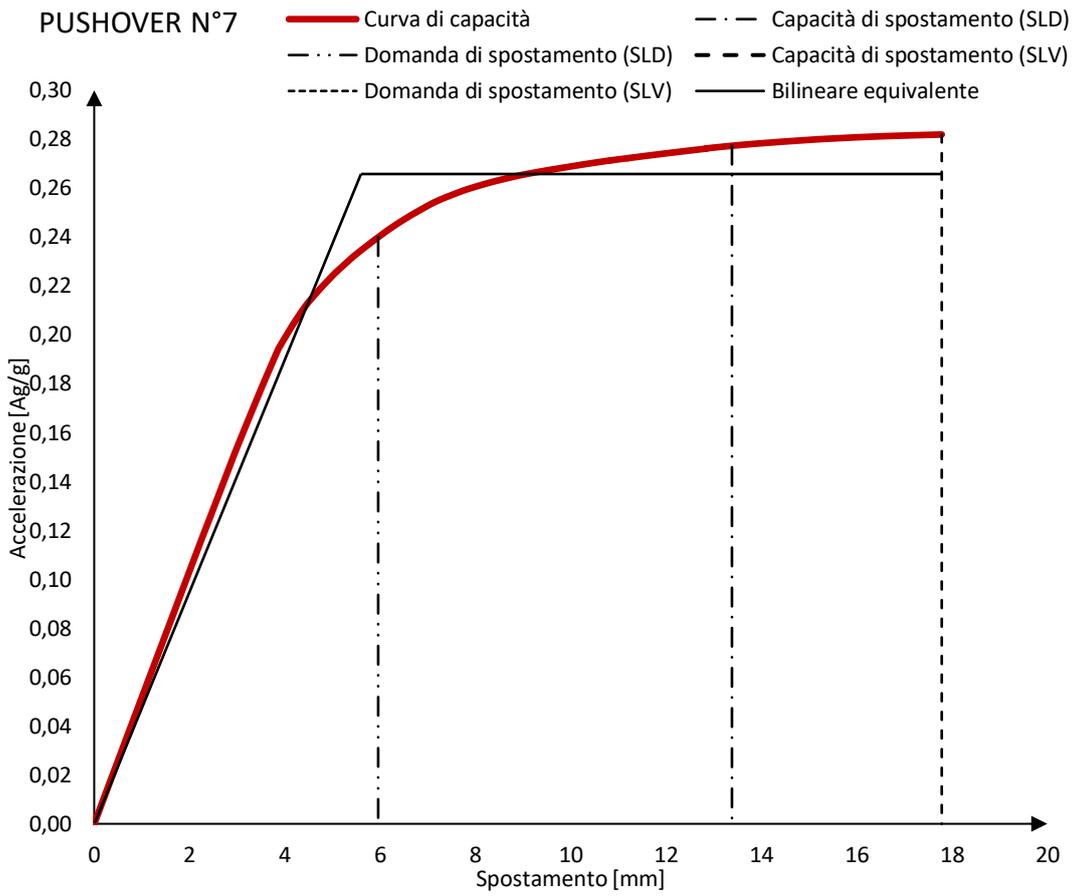
Pushover	Direzione	Carico	Eccentricità	Domanda (mm)	Capacità (mm)	PGA	$\zeta$ -SLV	Verifica
1	Fx(+)	Modo	5%	16,21	10,52	0,190	0,730	NO
2	Fx(-)	Modo	5%	16,53	12,54	0,212	0,816	NO
3	Fy(+)	Modo	5%	18,12	18,03	0,289	0,996	NO
4	Fy(-)	Modo	5%	21,17	16,00	0,208	0,800	NO
5	Fx(+)	Massa	5%	16,15	10,94	0,147	0,750	NO
6	Fx(-)	Massa	5%	18,00	16,95	0,248	0,955	NO
7	Fy(+)	Massa	5%	20,11	17,76	0,236	0,908	NO
8	Fy(-)	Massa	5%	23,57	16,48	0,198	0,746	NO
9	Fx(+)	Modo	-5%	16,45	11,26	0,197	0,757	NO
10	Fx(-)	Modo	-5%	16,27	11,01	0,195	0,750	NO
11	Fy(+)	Modo	-5%	20,50	16,52	0,219	0,844	NO
12	Fy(-)	Modo	-5%	16,34	14,80	0,218	0,840	NO
13	Fx(+)	Massa	-5%	16,46	13,81	0,184	0,879	NO
14	Fx(-)	Massa	-5%	17,67	16,34	0,245	0,943	NO
15	Fy(+)	Massa	-5%	22,69	19,05	0,226	0,863	NO
16	Fy(-)	Massa	-5%	20,89	15,18	0,202	0,777	NO

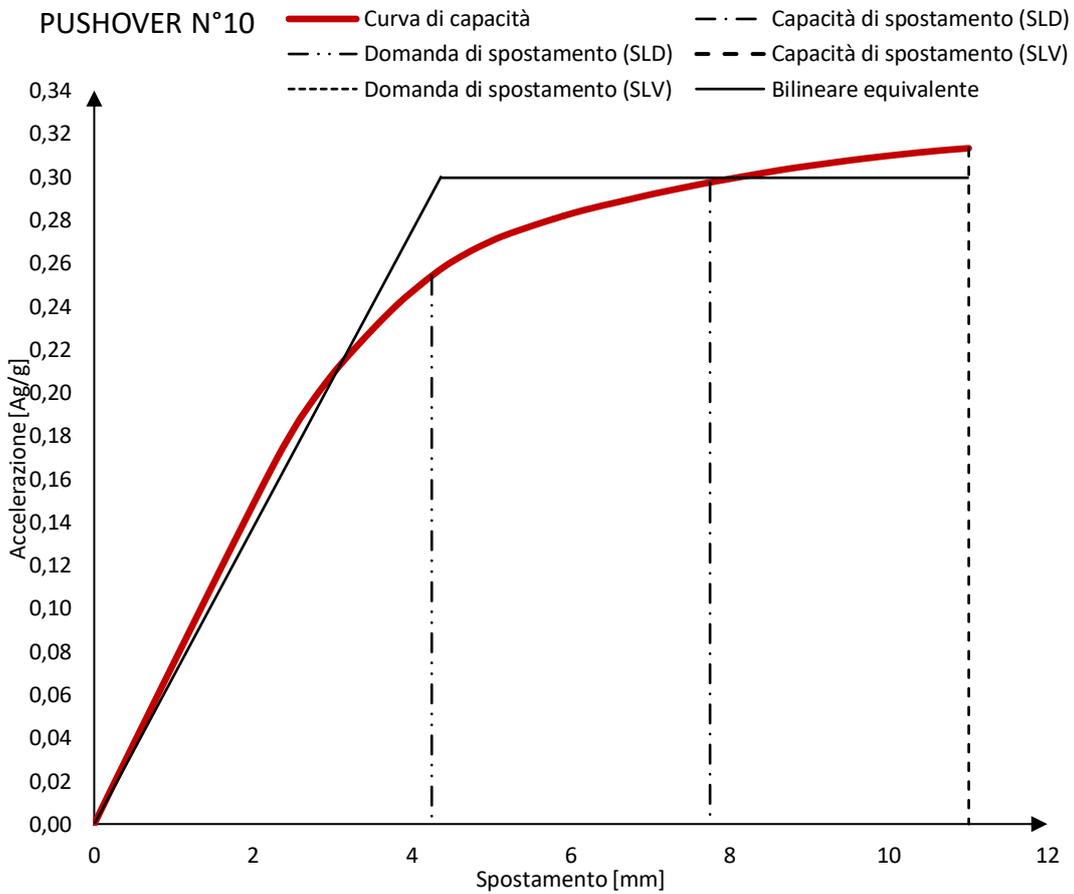
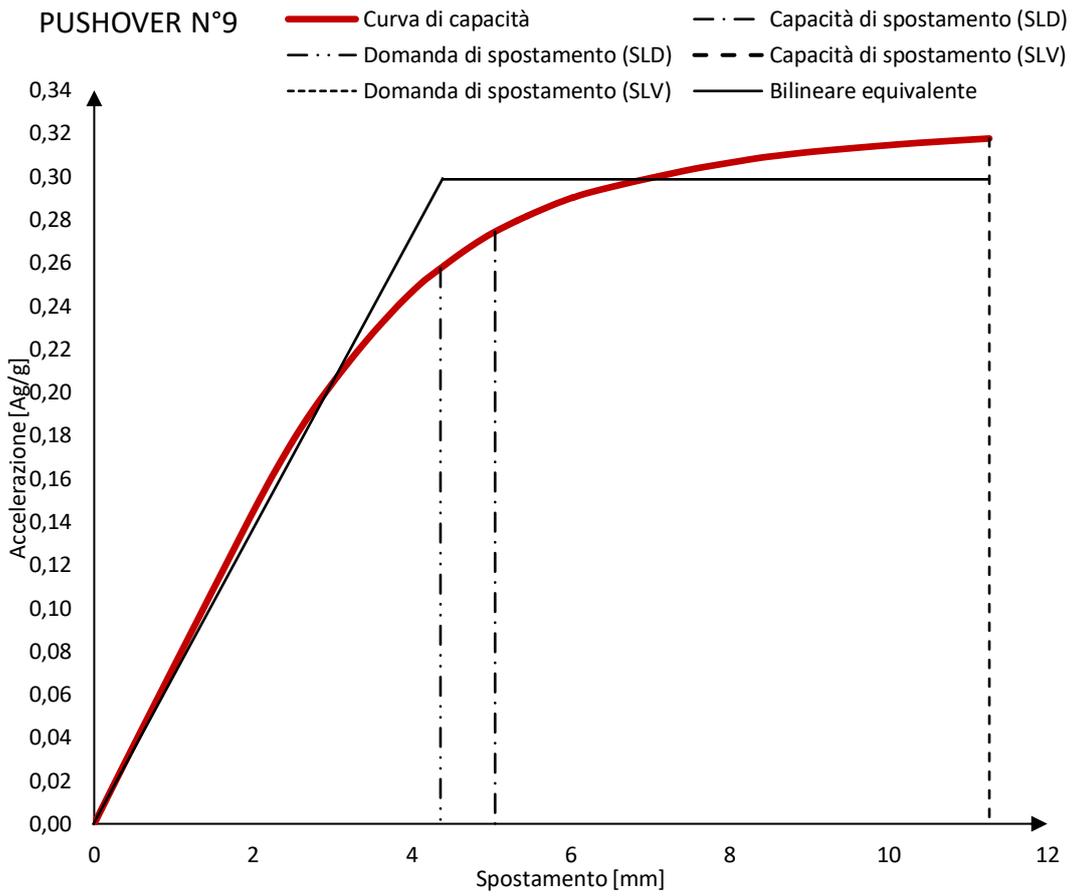
- Curve di capacità (SLV) relative al sistema equivalente SDOF

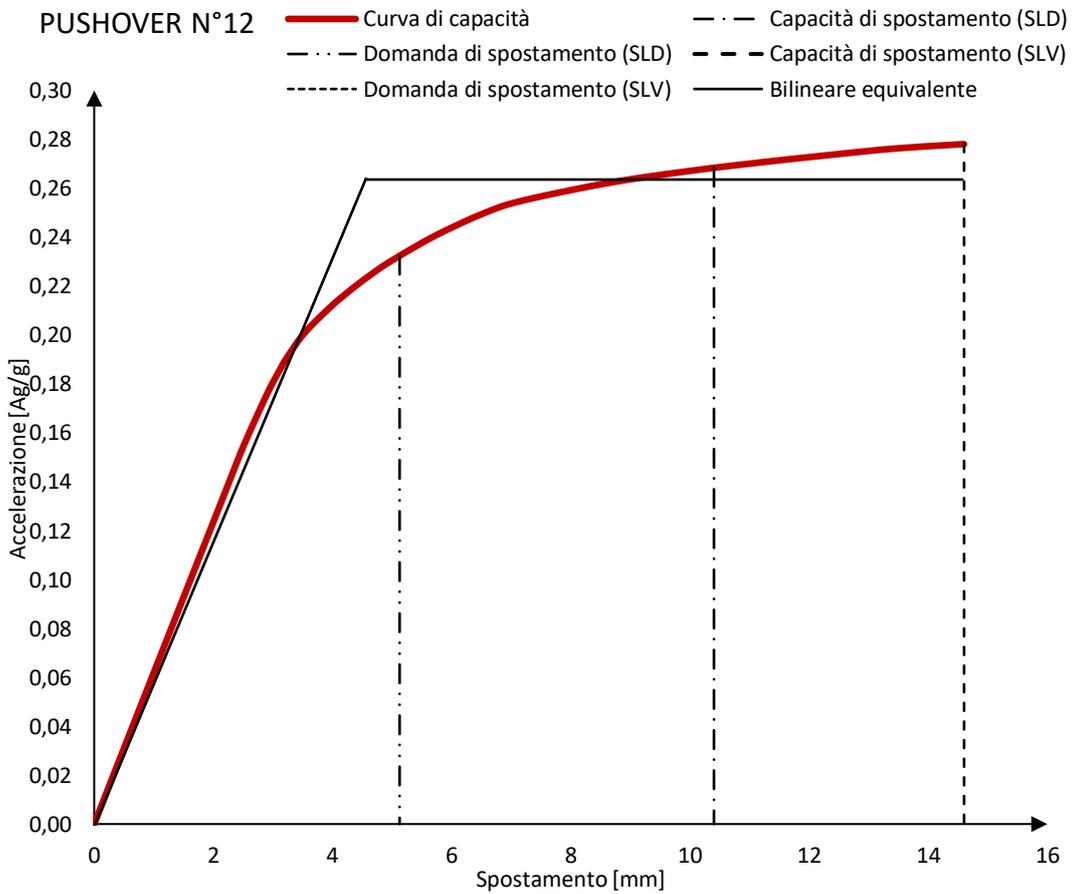
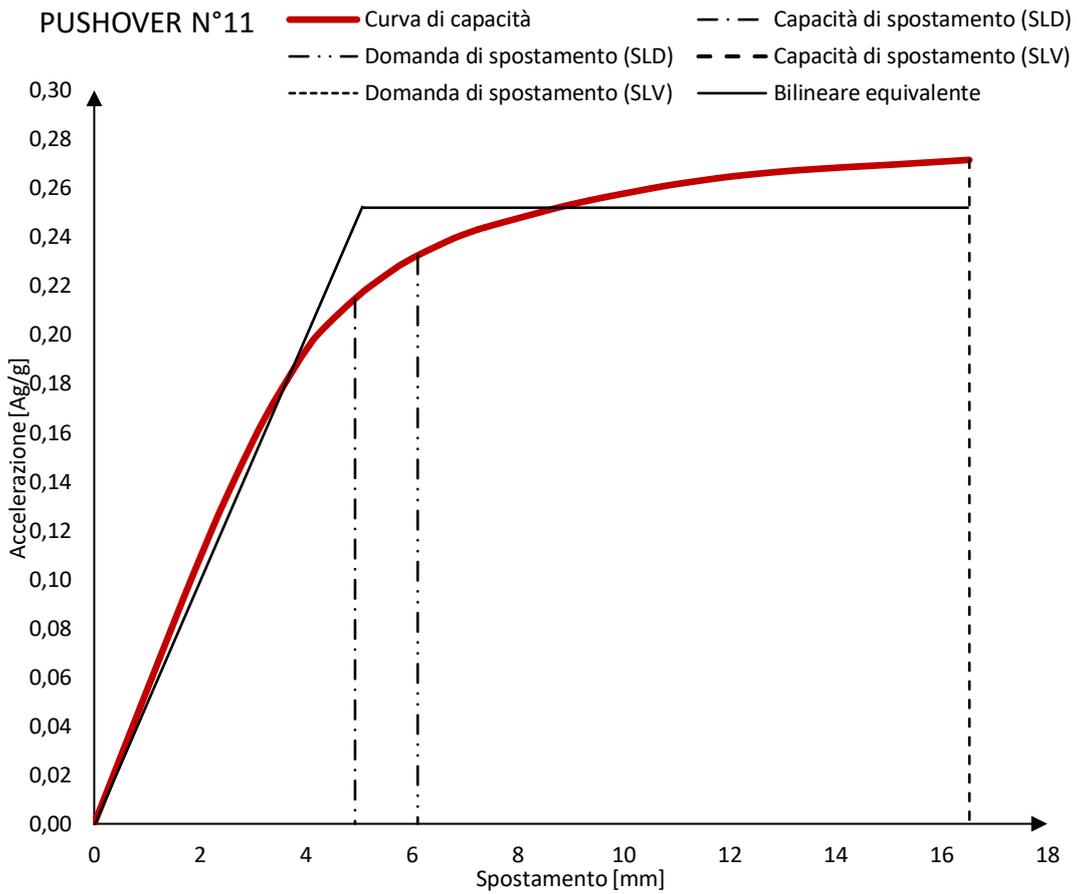


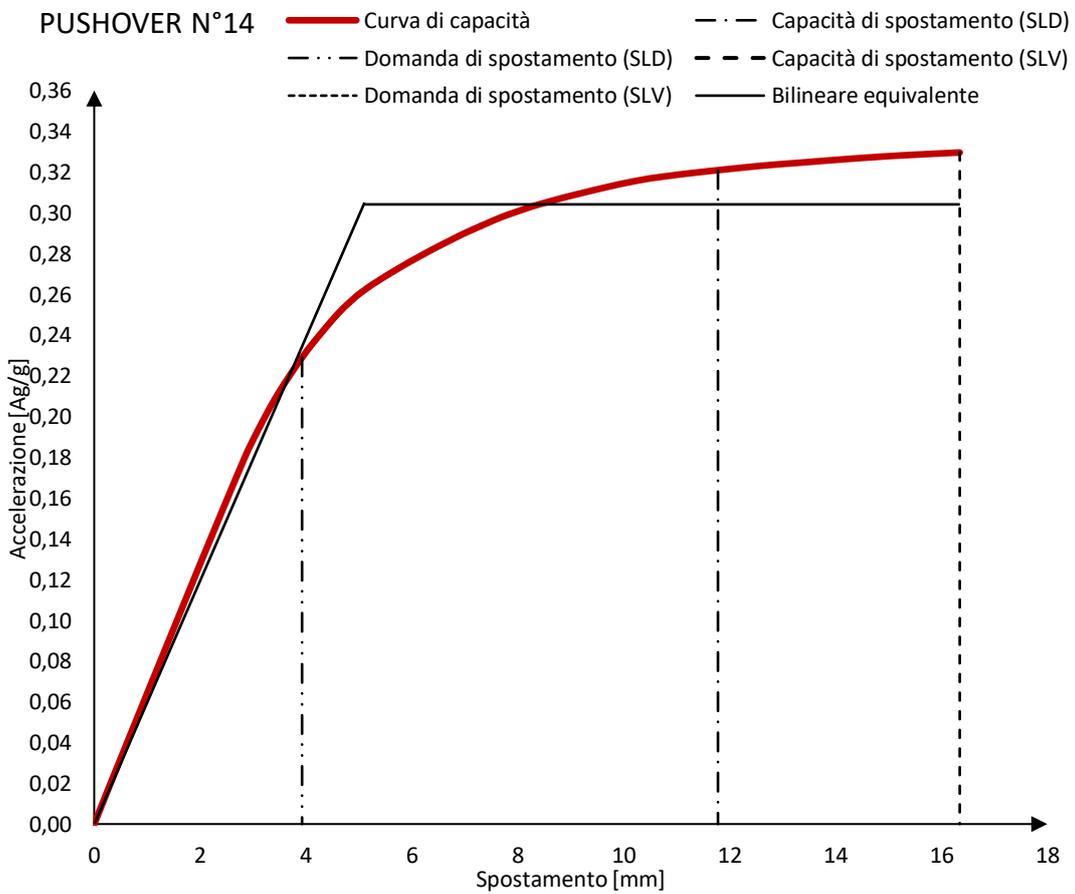
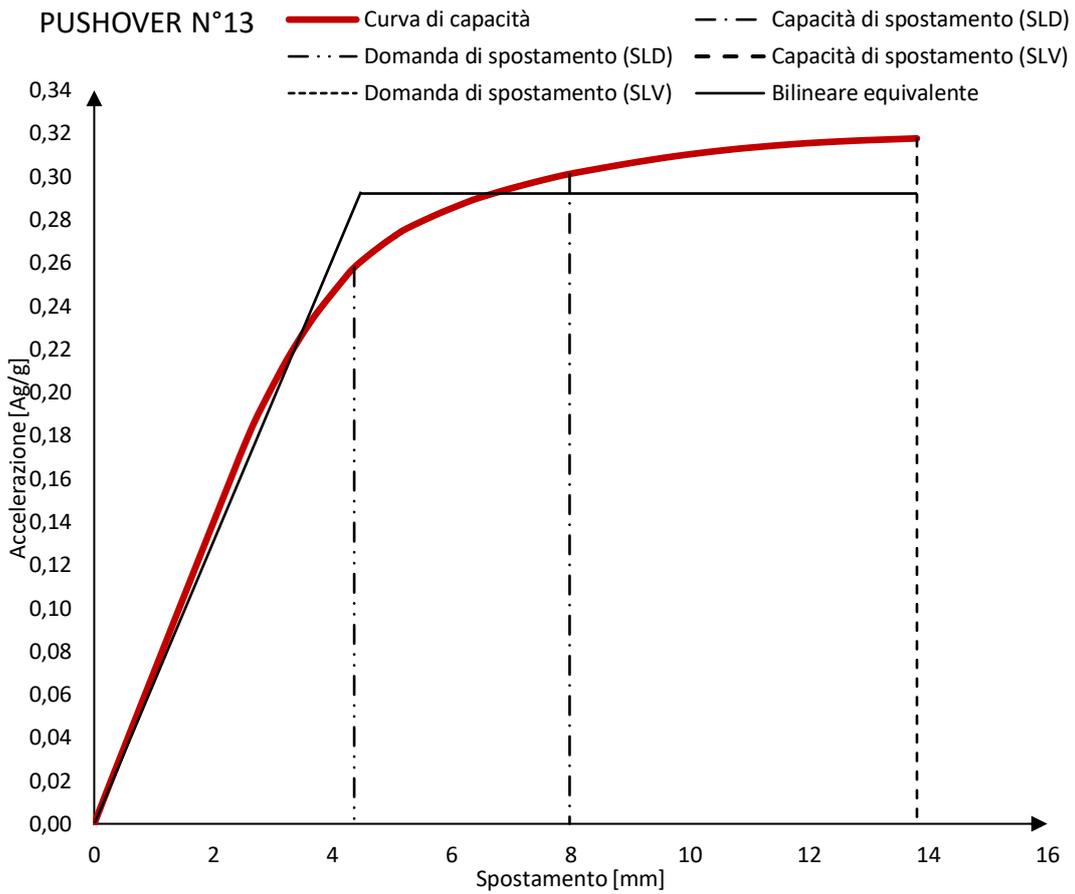


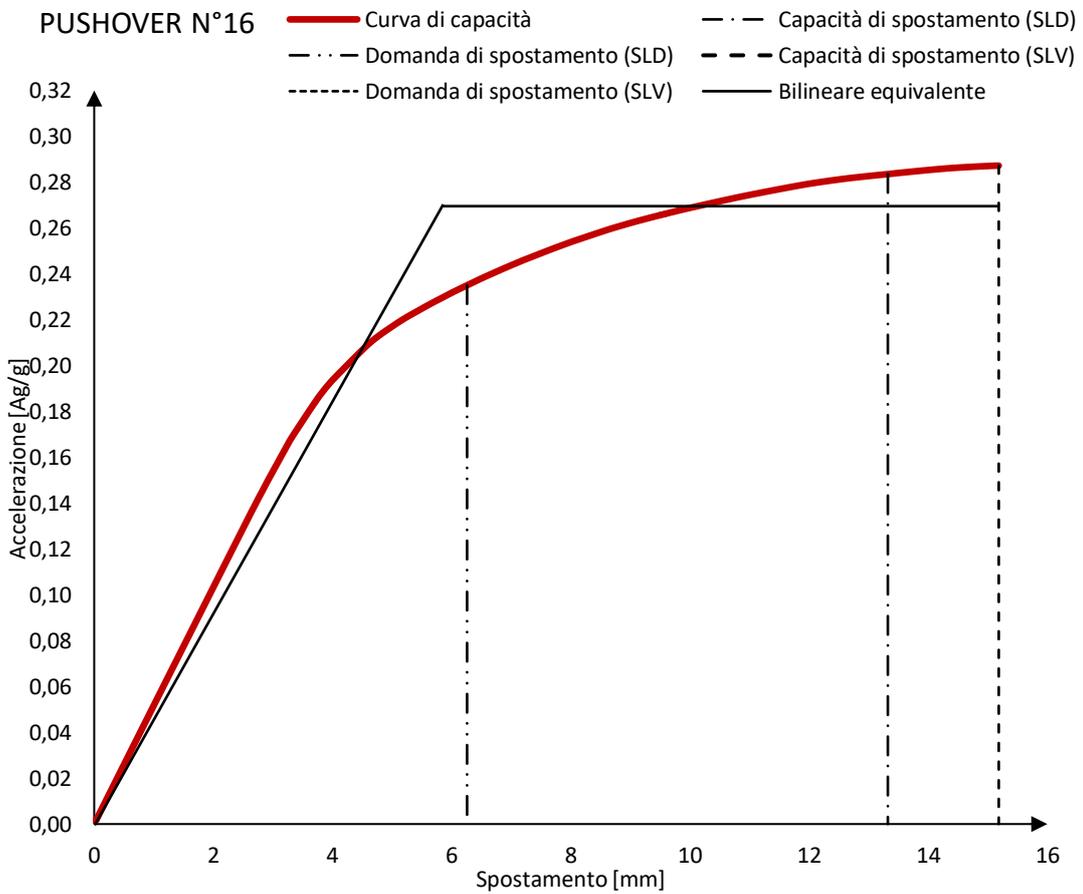
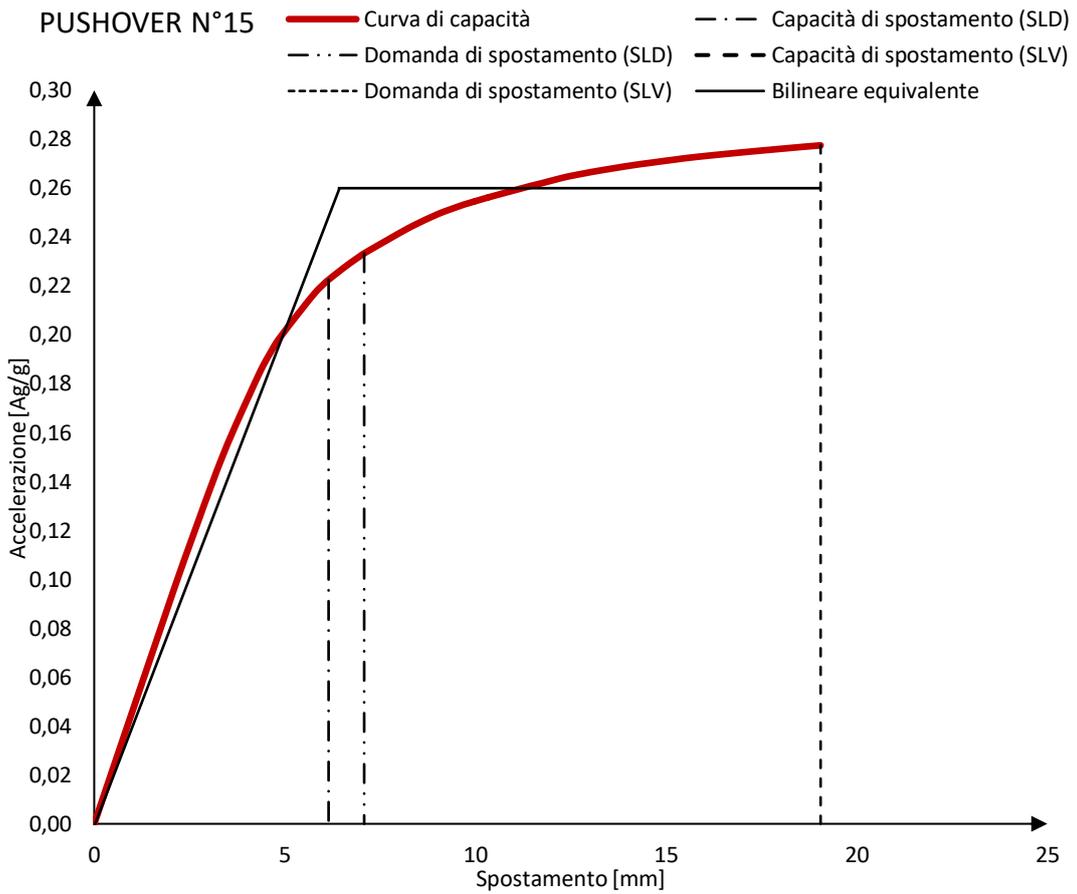












## 8.3 Considerazioni

In questo paragrafo si analizzano le varie tecniche di rinforzo e la loro efficacia sul comportamento globale della struttura.

Le verifiche si riferiscono agli stati limite di salvaguardia della vita come espresso dalla Normativa Tecnica al capitolo 8.3:

“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest’ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6”

Il primo passo effettuato riguarda il confronto delle curve ottenute da ogni analisi pushover, in modo tale da analizzare la domanda e la capacità di spostamento della struttura, come riportato in Fig. 8.3:

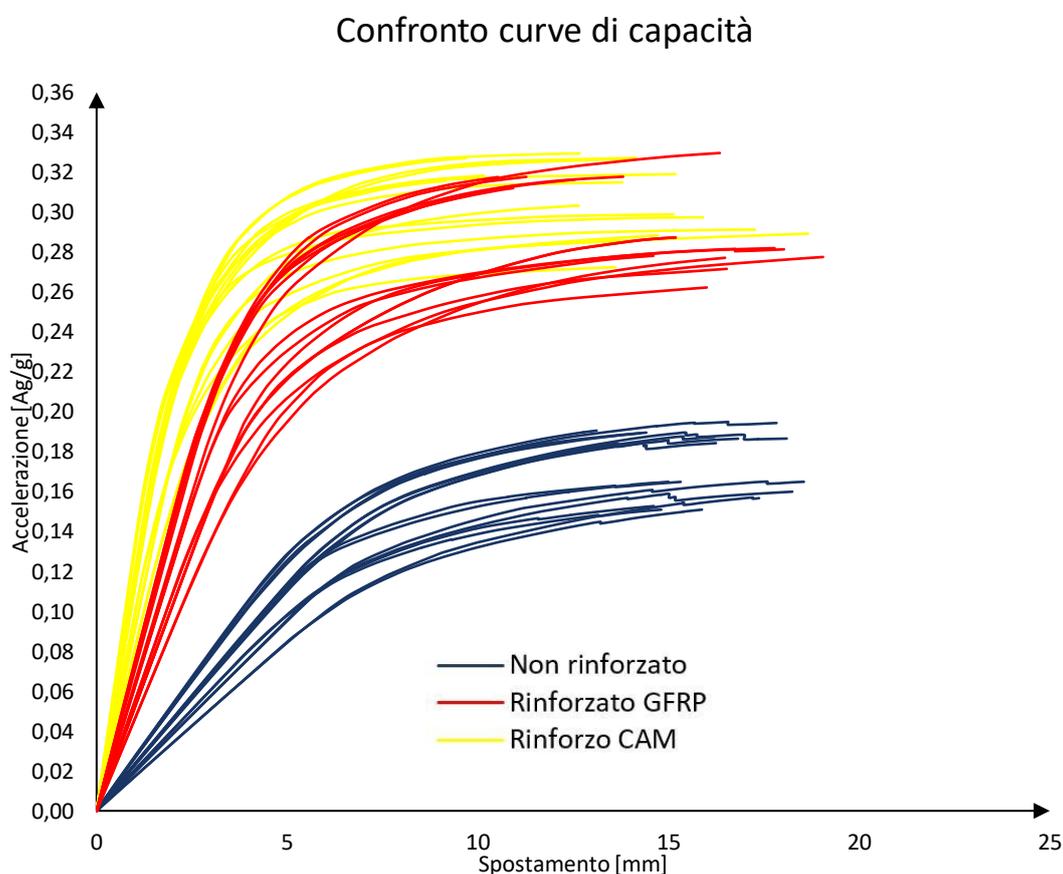


Fig. 8.3: confronto curve di capacità.

Dal grafico si evince che la struttura subisce un aumento della rigidezza (sia nel caso di rinforzo GFRP in rosso, sia nel caso di rinforzo CAM in giallo) con un conseguente aumento delle accelerazioni al suolo; tale aspetto è facilmente intuibile dalla diversa pendenza delle curve della struttura rinforzata, che corrispondono ad accelerazioni più alte, rispetto alla pendenza delle curve relative alla struttura non rinforzata in blu.

Gli interventi di rinforzo effettuati, oltre a irrigidire la struttura, hanno determinato una netta diminuzione della domanda di spostamento mentre la capacità è rimasta pressochè invariata.

Il controllo di questi due valori di spostamento è stato utilizzato per analizzare un'importante novità introdotta dalla Normativa Tecnica: la valutazione della sicurezza sismica è stata implementata attraverso l'introduzione di un nuovo parametro, il quale confronta il comportamento di un edificio esistente con uno di nuova costruzione e riesce a fornire un valore che rende possibile analizzare gli effetti degli interventi di rinforzo considerati.

A tal proposito la Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 al capitolo C8.3 cita:

“La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi.

A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- $\zeta_E$ , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di  $\zeta_E$  è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo  $a_g$ .
- $\zeta_{v,i}$ , definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte  $i$ -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.”

Il valore  $\zeta_{v,i}$  non viene preso in considerazione perché la struttura risulta adeguata a sostenere azioni non sismiche come carichi verticali e altri carichi di servizio.

Le diverse analisi effettuate hanno reso possibile il paragone dei valori di  $\zeta_E$  per i tipi di rinforzi effettuati e la creazione di un istogramma che paragona la loro efficacia sull'edificio esistente.

#### Confronto valori $\zeta_E$

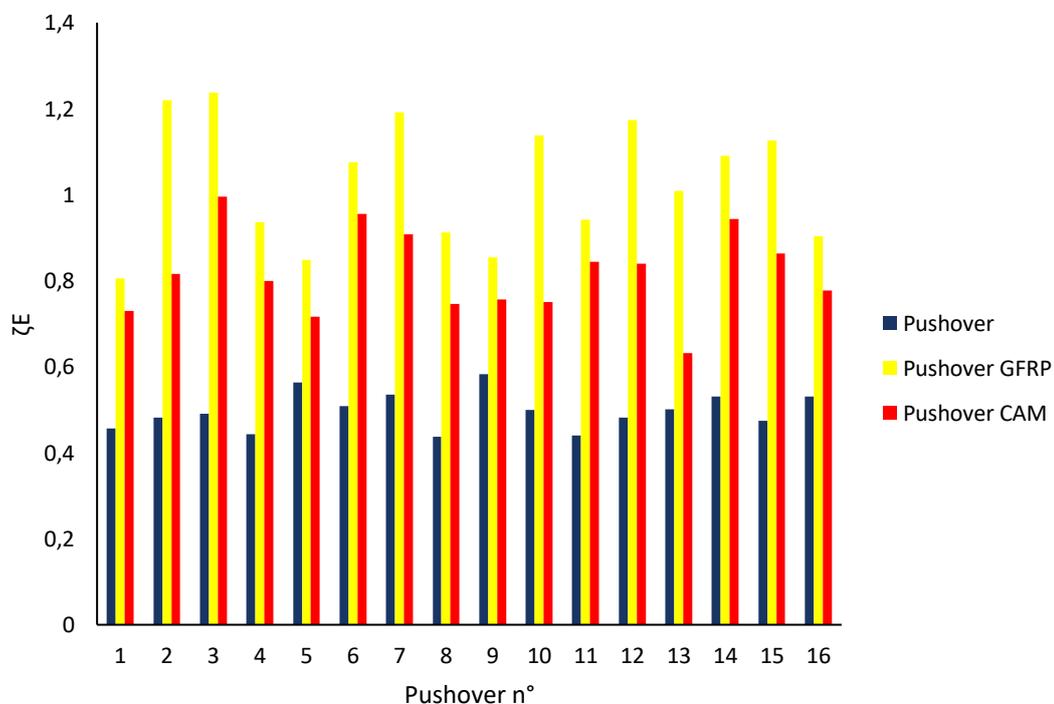


Fig. 8.4: istogramma di confronto dei valori di  $\zeta_E$ .

Dall'istogramma si evince che il sistema di rinforzo con l'utilizzo di intonaco armato con fibre di vetro presenta dei valori superiori, per tutte le sedici pushover, rispetto al sistema di cucitura attiva della muratura (CAM).

Gli interventi di consolidamento, atti a migliorare il comportamento globale della struttura, sono definiti dalla Circolare del 21 gennaio 2019, al capitolo C.8.4, come:

- Riparazione o intervento locale;
- Intervento di miglioramento;
- Intervento di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento sismico sono definiti dalla circolare come:

“L'intervento di adeguamento ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione così come specificati nel § 8.4.3 delle NTC.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle NTC.

Non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro  $\zeta_E$ ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di  $\zeta_E$  pari a 0,8.

È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d).

Per gli edifici esistenti in muratura, particolarmente quelli storici, in cui il regime delle sollecitazioni è frutto della sovrapposizione delle vicende statiche subite dalla costruzione nel tempo, la previsione degli effetti degli interventi sul comportamento strutturale risulta estremamente difficile.

Per questo motivo, è conveniente limitare l'alterazione dello stato di fatto per non creare situazioni di esito incerto; particolare cautela deve pertanto essere adottata nel caso di interventi di tipo a), b) e d).”

La struttura oggetto del presente lavoro di tesi ricade nel caso in cui è possibile considerare un valore di  $\zeta_E$  non unitario ma pari ad un minimo di 0,8. Di conseguenza il tipo di intervento, che porta maggiori benefici in termini di comportamento strutturale, è il sistema GFRP, il quale mantiene i propri valori di  $\zeta_E$  maggiori di 0,8 per metà delle Pushover e per le restanti con valori che superano l'unità. In relazione a tali considerazioni, è possibile affermare che la struttura ha raggiunto il livello di adeguamento sismico secondo i minimi di normativa.

## 8.4 Valutazione economica del rinforzo GFRP

La valutazione economica dei rinforzi è stata effettuata in base alle voci contenute nel prezzario della regione Abruzzo e riportate nelle seguenti tabelle; la stima parametrica riporta un importo complessivo di circa 420.000 €.

### - INTONACO ARMATO GFRP

Tabella 8.3: costi parametrici dell'intonaco armato dal prezzario della regione Abruzzo.

CODICE	DESCRIZIONE	PREZZO	SUPERFICIE	TOT. €
R.30.30.95 b	Consolidamento e collegamento di entrambi i paramenti di vecchie murature in edifici da ristrutturare, mediante rimozione dell'intonaco esistente, pulizia a fondo, soffiatura e lavaggio delle pareti, perforazione della muratura ed inserimento di connessioni in polimero rinforzato in numero di quattro per m2, applicazione di rete in polimero fibrorinforzato costituita da fibra di vetro alcalino resistente, pretensionata e impregnata con resina termoidurente epossidico-vinilestere, tessitura con ordito a torcitura multipla e trama piatta inserita fra le fibre di ordito, spessore medio 3 mm, modulo elastico a trazione 23000 N/mm2, sezione della singola barra di connessione 10 mm2, resistenza a trazione della singola barra 3,5 kN, allungamento a rottura 3%stesura di betoncino cementizio dello spessore massimo di 2 cm. Per pareti fino allo spessore di 60 cm. Non sono compresi l'intonaco e le successive fasi di rasatura, carteggiatura e abrasivatura: R.30.30.95.b con maglia 66x66 mm, n° 15 barre/metro	167,43	1470 m <sup>2</sup>	246122,1
E.07.10.30.b	Intonaco grezzo o rustico, o frattazzato, steso a mano e costituito da un primo strato di rinzafo e da un secondo strato tirato in piano a frattazzo rustico, per spessore di circa 20 mm. Con malta fine di sabbia e grassello di calce.	15,44	1470 m <sup>2</sup>	22696,8

### - INTERVENTO DI SCUCI-CUCI

Tabella 8.4: costi parametrici intervento scuci-cuci dal prezzario della regione Abruzzo.

CODICE	DESCRIZIONE	PREZZO	SUPERFICIE	TOT. €
R.30.30.30.a	Ricostruzione della muratura in pietrame, mediante sostituzione parziale del materiale con metodo scuci-cuci, comprendente: demolizione in breccia nella zona di intervento, ricostruzione della muratura e sua forzatura, mediante inserimento di cunei di legno, da sostituire a ritiro avvenuto con elementi murari allettati con malta abbastanza fluida, compresa la fornitura del materiale, il carico, il trasporto- a qualsiasi distanza- e lo scarico a rifiuto del materiale di risulta ed ogni onere e magistero per dare l'opera finita a perfetta regola d'arte con minimo misurabile 0,30 m <sup>3</sup> Con pietrame calcareo.	472,76	76 m <sup>3</sup>	35930

- INIEZIONI DI MISCELE

Tabella 8.5: costi parametrici iniezioni di miscele dal prezziario della regione Abruzzo.

CODICE	DESCRIZIONE	PREZZO	SUPERFICIE	TOT. €
R.30.30.70.c	<p>Consolidamento di strutture murarie a sacco, caotiche e incoerenti con perforazioni ed iniezioni di miscele di materiali in sospensione, da eseguirsi nel seguente modo: pulizia e messa a vivo dei conci con spazzola a fili di acciaio e lavaggio della superficie; scarnitura profonda dei giunti evitando accuratamente la scalpellinatura degli stessi, la loro preparazione secondo le indicazioni della D.L.; esecuzione di un reticolo nel paramento, costituito da un numero adeguato di fori per iniezioni, mediamente n. 4 per ogni metro quadrato, utilizzando le cavità presenti nei giunti o praticando i fori con il trapano elettrico a sola rotazione, il cui diametro di perforazione sia di almeno mm 20; fissaggio dei boccagli con idonea malta o legante puro e colatura di acqua, se necessaria, al fine di inumidire le cavità da iniettare; iniezioni a bassa pressione di miscele di materiali in sospensione con pompe manuali, a base da cemento tipo 325- 425, oppure con altra base legante, a scelta della D.L, con dosaggio minimo di Kg 150 a mc di miscela, secondo l'ordine di iniezione indicato dalla D.L; asportazione di boccagli di iniezione e della malta di fissaggio; sigillatura con idonea malta o a base di calce, terre colorate e sabbia oppure a base di cemento tipo 425 e sabbia, a scelta della D.L; perforazione delle pareti; carico, trasporto e scarico, fino a qualsiasi distanza, del materiale di risulta; mano d'opera e attrezzature speciali necessarie. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito. E' esclusa l'eventuale spicconatura di intonaci. Per una quantità di consumo di malta iniettata fino a 3 volte del volume teorico dei fori.</p> <p>Per murature da oltre lo spessore di cm 70 e fino a cm 100</p>	135,04	840 m <sup>2</sup>	113433

Attraverso i valori riportati nelle precedenti tabelle è stato possibile effettuare un confronto economico dei principali rinforzi realizzati sulle murature con conseguente creazione di un grafico a torta che evidenzia la loro incidenza in termini monetari.

### CONFRONTO ECONOMICO DEI RINFORZI SUI MASCHI MURARI

■ Intonaco armato GFRP    ■ Intervento di scuci-cuci    ■ Iniezioni di miscele

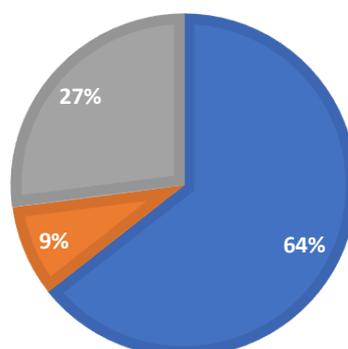


Fig. 8.5: incidenza economica dei rinforzi a confronto.

La porzione blu, in figura 8.5, rappresenta la lavorazione con maggior impatto economico ma con miglior rendimento in termini di comportamento sismico.

# 9 ANALISI DEI CINEMATISMI LOCALI

## 9.1 Introduzione

Le strutture in muratura, durante il sisma, possono presentare due tipi di comportamento, globale e locale.

In questo capitolo saranno spiegate le modalità di verifica dei meccanismi di collasso locale, attraverso un'analisi cinematica lineare.

La Normativa Tecnica delle Costruzioni 2018 indica le relative tecniche di valutazione della sicurezza sismica per edifici in muratura affermando che la verifica deve essere effettuata, oltre con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

*“Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni (con le integrazioni specificate nel seguito), è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.*

*Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.”*

Il primo aspetto della analisi cinematica riguarda l'individuazione delle condizioni che possono attivare meccanismi locali di collasso confrontato con la massima accelerazione sismica al suolo. Nel seguente caso studio saranno analizzate le pareti perimetrali del palazzo Pietropaoli attraverso verifiche condotte con l'analisi limite di equilibrio secondo metodologia cinematica.

Il calcolo è basato sulla suddivisione in blocchi rigidi del sistema murario, collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica.

I carichi considerati nel calcolo sono:

- Peso proprio, applicato al baricentro;
- Carichi verticali portati (solai, elementi murari);
- Spinta generata da archi e volte;
- Insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali;
- Forze esterne generate dalle catene, se presenti;
- Forze interne.

## 9.2 Analisi cinematica lineare

L'obiettivo è quello di riportare quali sono i parametri che entrano in gioco nell'analisi e come intervenire su di essi nei casi in cui si vuole migliorare l'esito della verifica. In questo contesto viene trattato solo il caso dell'analisi cinematica lineare riportato nel punto C8.A.4 della Circolare 21 gennaio 2019 per il meccanismo a ribaltamento semplice.

L'esito della verifica si ritiene soddisfatto quando sono verificate una delle due seguenti relazioni:

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q}$$
$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Dove

- $a_0^*$ : Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo;
- $a_g$ : Accelerazione sismica di picco al suolo;
- $S$ : Coefficiente funzione del suolo di fondazione
- $S_e(T_1)$ : Spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo fondamentale dell'intera struttura  $T_1$ ;
- $\Psi(Z)$ : Primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate, può essere assunto  $\psi(Z) = Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- $Z$ : Altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo (cerniera cinematica del meccanismo) tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- $\gamma$ : Coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\gamma = 3N / (2N + 1)$ , con  $N$  numero di piani dell'edificio);
- $T_1$ : Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è data dalla seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Dove

- $\alpha_0$ : Moltiplicatore dei carichi di attivazione del meccanismo, altro non è che il moltiplicatore dei carichi inerziali minimo affinché il sistema sia in equilibrio;
- $g$ : Accelerazione di gravità;
- $e^*$ : Frazione massa partecipante;
- $FC$ : Fattore di confidenza.

La Circolare permette il calcolo del sistema utilizzando il Principio dei Lavori Virtuali attraverso la seguente formula:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Dove

- $n$  è il numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi;
- $m$  è il numero complessivo di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi ma associate alla massa;
- $o$  è il numero complessivo delle forze esterne applicate ai blocchi non associate alla massa (spinta delle volte e dei tiranti);
- $P_i \delta_{x,i}$  sono la forza peso e lo spostamento virtuale relativo al punto di applicazione;
- $P_j \delta_{x,j}$  sono la forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce azioni orizzontali e lo spostamento virtuale relativo al punto di applicazione;
- $\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso  $P_i$ ;
- $F_h \delta_h$  sono la forza esterna applicata ad un blocco e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione;
- $L_{fi}$  è il lavoro delle forze interne, posto uguale a zero perché i blocchi sono considerati dei corpi rigidi.

Poiché l'evento sismico è una forza dinamica, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione.

Il coefficiente di partecipazione  $g_m$  è fornito dalla formula:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

La massa partecipante ( $M^*$ ) si ottiene dalla seguente relazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

La frazione di massa partecipante ( $e^*$ ) che compare nella relazione precedente è data da:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

La seguente analisi è stata effettuata utilizzando un foglio di calcolo Excel denominato Applicativo C.I.N.E (Condizioni d'Instabilità Negli Edifici), sviluppato nell'ambito di una ricerca promossa e svolta dalla Regione Marche in collaborazione con l'Università degli Studi dell'Aquila ed il CNR-ITC.

La geometria delle pareti e la schematizzazione cinematica del sistema sono definiti attraverso lo schema riportato in figura:

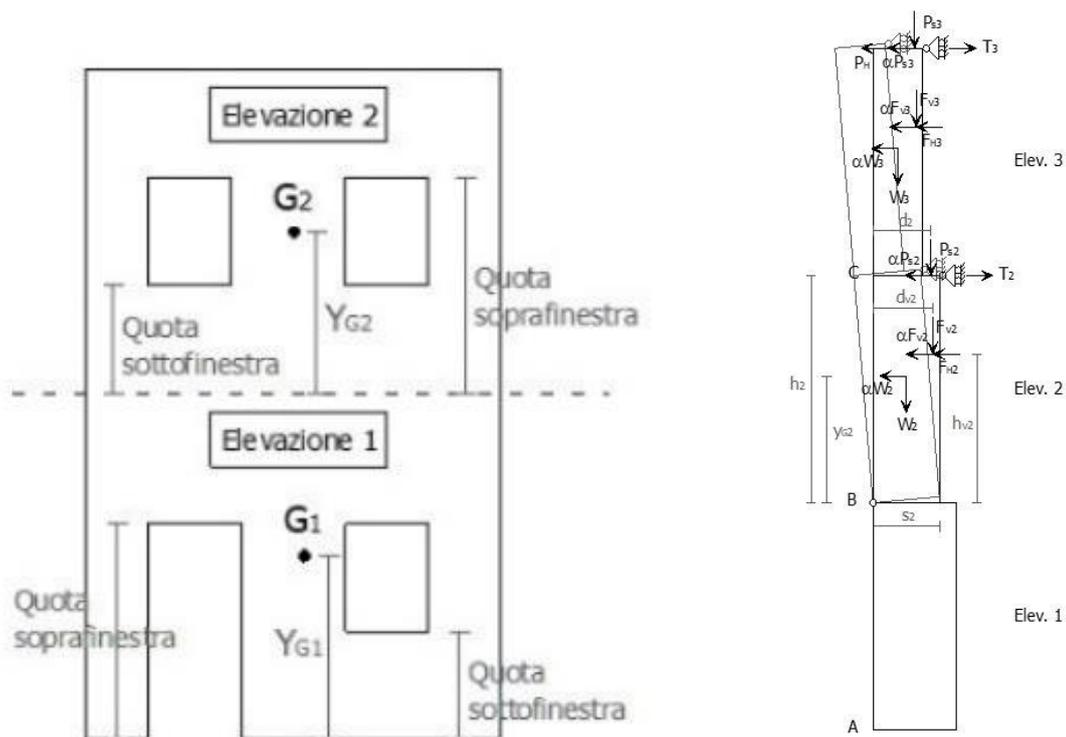


Fig. 9.1: schema per la definizione geometrica delle pareti perimetrali.

Mentre per il calcolo della PGA per la verifica dello stato limite di salvaguardia della vita sono stati utilizzati i seguenti valori:

Tabella 9.1: valori per il calcolo della PGA per la verifica allo SLV.

<b>PARAMETRI DI CALCOLO</b>	Fattore di struttura $q$	2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,15
	Categoria suolo di fondazione	B
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,322
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,330
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,280
	Fattore di smorzamento $\square$	5,000
	Altezza della struttura $H$ [m]	13,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,120
	Coefficiente $C_C$	1,419
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$	1,288
	Numero di piani dell'edificio $N$	3
	Coefficiente di partecipazione modale $\square$	1,286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,352

## 9.2.1 Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Antonelli angolo via delle rose



Fig. 9.2: parete perimetrale via Antonelli.

Tabella 9.2: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore  $\alpha_0$ .

GEOMETRIA DELLA FACCIATA						
Elevazione	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie			Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	
1	1,20	2,50	13,40	11,40	15,20	19,0
2	0	2,00	11,20	13,80	15,20	19,0
3	0,90	2,20	15,20	11,60	15,20	19,0
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI						
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	1,00	4,20	1,00			2,18
2	0,80	2,80	0,80			0,00

3	0,65	2,80	0,65			1,38
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]
1	1078,1		19,3			
2	604,4		11,4			
3	467,8		10,9			
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$						
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	
3 - 2 - 1	<b>0,107</b>	1,35	165,980	0,743	1,044	
3 - 2	<b>0,200</b>		49,702	0,446	3,264	
3	<b>0,235</b>		47,729	0,978	1,747	
PGA-SLV						
Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$					
3 - 2 - 1	<b>0,177</b>					
3 - 2	<b>0,119</b>					
3	<b>0,038</b>					

## 9.2.1 Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Antonelli angolo via Sallustio

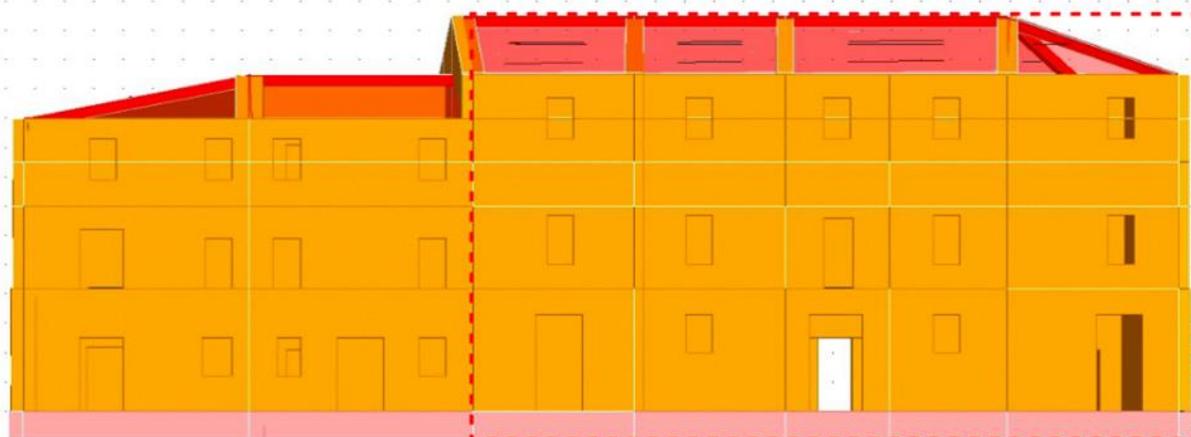


Fig. 9.3: parete perimetrale via Antonelli.

Tabella 9.3: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore  $\alpha_0$ .

GEOMETRIA DELLA FACCIATA						
Elevazione	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie			Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	
1	2,00	3,30	19,00	17,20	23,90	19,0
2	0,90	2,40	22,90	19,30	23,90	19,0
3	0,90	2,20	23,90	19,40	23,90	19,0
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI						
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0,80	4,20	0,80			2,17
2	0,70	3,00	0,70			1,50

3	0,55	3,00	0,55			1,50
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]
1	1244,4		50,00			
2	849,9		13,40			
3	688,1		11,10			
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$						
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	
3 - 2 - 1	<b>0,075</b>	1,35	224,836	0,772	0,702	
3 - 2	<b>0,112</b>		124,897	0,784	1,040	
3	<b>0,184</b>		70,202	0,985	1,356	
PGA-SLV						
Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$					
3 - 2 - 1	<b>0,119</b>					
3 - 2	<b>0,038</b>					
3	<b>0,029</b>					

## 9.2.2 Verifica del ribaltamento allo stato di fatto – Parete Via Sallustio



Fig. 9.4: parete perimetrale via Sallustio.

Tabella 9.4: definizione della geometria e delle azioni sulla parete e calcolo del moltiplicatore  $\alpha_0$ .

GEOMETRIA DELLA FACCIATA						
Elevazione	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie			Peso specifico della muratura $\rho_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	
1	2,00	3,30	15,60	13,80	17,80	19,0
2	0,80	2,50	17,80	14,20	17,80	19,0
3	0,80	2,20	11,60	8,90	11,60	19,0
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI						
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]

1	0,90	4,20	0,50			2,13
2	0,75	3,00	0,50			1,48
3	0,75	3,00	0,50			1,50
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]
1	1114,2		50,0			
2	673,7		11,4			
3	442,0		9,7			
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$						
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	
3 - 2 - 1	<b>0,075</b>	1,35	177,012	0,755	0,720	
3 - 2	<b>0,139</b>		88,824	0,766	1,321	
3	<b>0,247</b>		45,139	0,980	1,827	
PGA-SLV						
Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$					
3 - 2 - 1	<b>0,114</b>					
3 - 2	<b>0,045</b>					
3	<b>0,036</b>					

## 9.2.2 Progetto dei tiranti

I tiranti in acciaio sono molto utilizzati nelle costruzioni esistenti e di carattere storico; questo sono generalmente applicati per contrastare gli spostamenti, distacchi e crolli delle murature.

L'inserimento di questo tipo di elementi, oltre a contrastare i cinatismi locali, ha un beneficio anche a livello globale in quanto riescono a migliorare il comportamento scatolare della struttura. Generalmente i tiranti hanno una sezione circolare e possono essere disposti in orizzontale, verticale e anche inclinata; inoltre sono ancorati alla muratura attraverso delle piastre in acciaio che possono assumere diverse forme.

L'applicativo C.I.N.E utilizza le seguenti espressioni analitiche per calcolare il valore di progetto del tiro della catena da inserire nella muratura:

$$\begin{cases} T_1 = f_d \cdot A_s \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan\beta + 2 \cdot (a + t \cdot \tan\beta))] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2/A_1} \end{cases}$$

Il valore di T considerato è il minore tra  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_3$ .

La forza del tirante si ricava dalla espressione del PLV riportata ne precedente paragrafo:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Tra le forze  $F_h$  appare il termine T che dovrà essere ricavato dalla seguente formula:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h - T \sum_{h=1}^o \delta_h = 0$$

La verifica secondo normativa risulta soddisfatta per:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right)$$

$$a_0^* = \frac{a_0 g}{e^*}$$

$$\alpha_0 = \frac{a_0^* e^*}{g}$$

Si impone la condizione limite:

$$a_0^* = \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right)$$

Sostituendo le seguenti espressioni nella formula generale:

$$\frac{e^* a_g S}{g q} \left( 1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right) \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h - T \sum_{h=1}^o \delta_h = 0$$

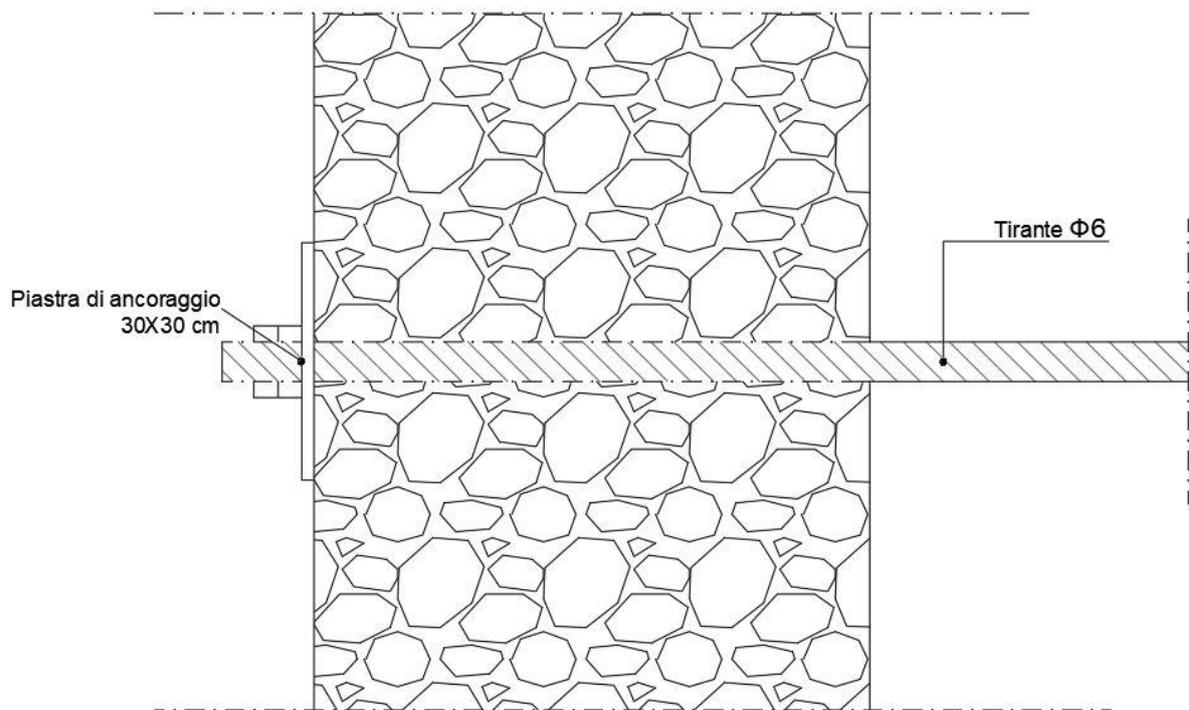
Da quest'ultima equazione possiamo ricavare la forza di tiro T poiché risulta essere l'unica incognita.

Di seguito si riporta la tabella fornita dall'applicativo C.I.N.E per quanto riguarda la determinazione del tiro della catena.

Tabella 9.5: definizione del tiro della catena.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	1962,5
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	30,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	100,0
	Angolo di attrito della muratura $\alpha$ [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	900,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,3
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	936,4
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	90,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza $F_C$	1,35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240,00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	300,00
	Resistenza media a taglio della muratura $\sigma_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	5,88
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	111,11
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2,18	
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	471
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	107,6
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	102
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	<b>102,00</b>

I tiranti utilizzati hanno un diametro  $\Phi 6$  e sono ancorati alla parete attraverso una piastra in acciaio di dimensioni 30X30 cm; di seguito si riporta il dettaglio costruttivo di tale intervento.



*Fig. 9.5: dettaglio costruttivo muratura-tirante.*

### 9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Antonelli angolo via delle Rose

La verifica di questa parete risulta verificata attraverso l'inserimento dei seguenti tiranti:

- Elevazione 1: 3 tiranti
- Elevazione 2: 4 tiranti
- Elevazione 3: 4 tiranti

Si riportano le accelerazioni allo stato limite di salvaguardia della vita che devono essere maggiori della massima accelerazione nel sito considerato (0,322 Ag/g).

Tabella 9.6: valori di accelerazione per la verifica allo SLV.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$
	3 - 2 - 1	<b>0,415</b>
	3 - 2	<b>0,328</b>
	3	<b>0,323</b>

### 9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Antonelli angolo via Sallustio

La verifica di questa parete risulta verificata attraverso l'inserimento dei seguenti tiranti:

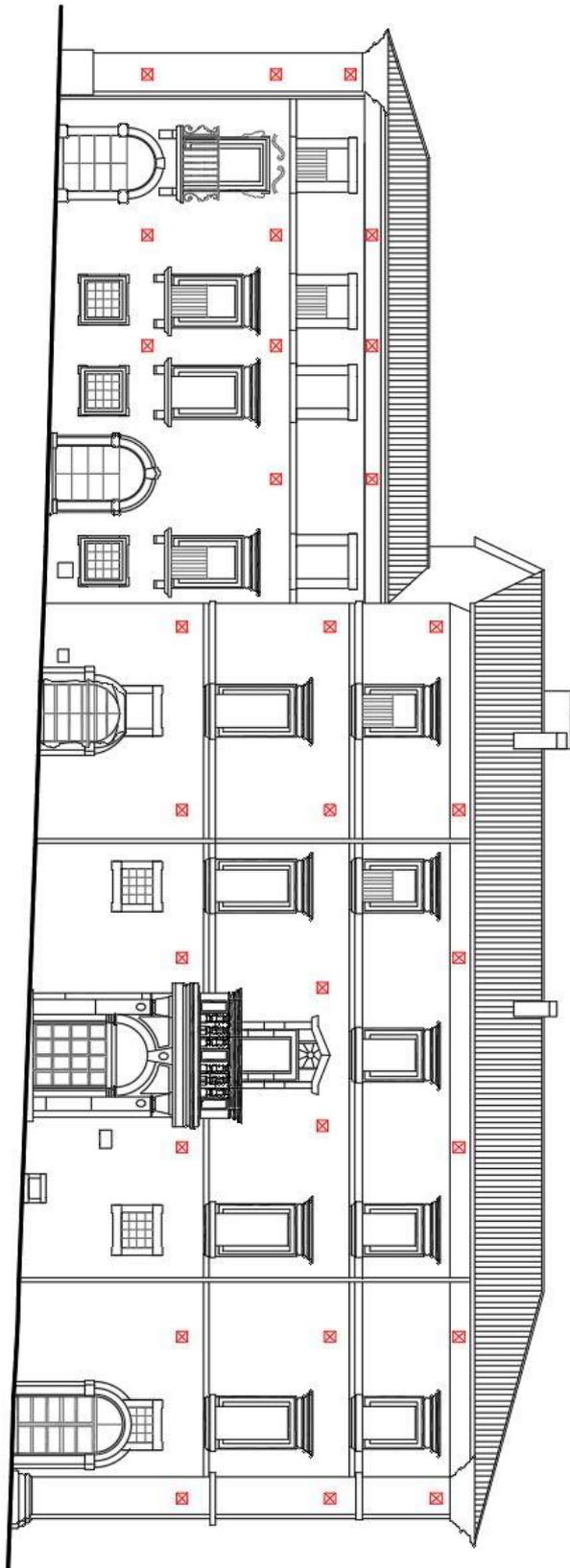
- Elevazione 1: 6 tiranti
- Elevazione 2: 6 tiranti
- Elevazione 3: 6 tiranti

Si riportano le accelerazioni allo stato limite di salvaguardia della vita che devono essere maggiori della massima accelerazione nel sito considerato (0,322 Ag/g).

Tabella 9.7: valori di accelerazione per la verifica allo SLV.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$
	3 - 2 - 1	<b>0,463</b>
	3 - 2	<b>0,353</b>
	3	<b>0,349</b>

Nello specifico la disposizione dei tiranti segue il seguente schema:



*Fig. 9.6: schema di applicazione dei tiranti su parete in via Antonelli.*

## 9.2.1 Verifica del ribaltamento con applicazione tiranti – Parete Via Sallustio

La verifica di questa parete risulta verificata attraverso l'inserimento dei seguenti tiranti:

- Elevazione 1: 5 tiranti
- Elevazione 2: 5 tiranti
- Elevazione 3: 4 tiranti

Si riportano le accelerazioni allo stato limite di salvaguardia della vita che devono essere maggiori della massima accelerazione nel sito considerato (0,322 Ag/g).

Tabella 9.8: valori di accelerazione per la verifica allo SLV.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}_{min}$
	3 - 2 - 1	<b>0,539</b>
	3 - 2	<b>0,388</b>
	3	<b>0,341</b>

Nello specifico la disposizione dei tiranti segue il seguente schema:

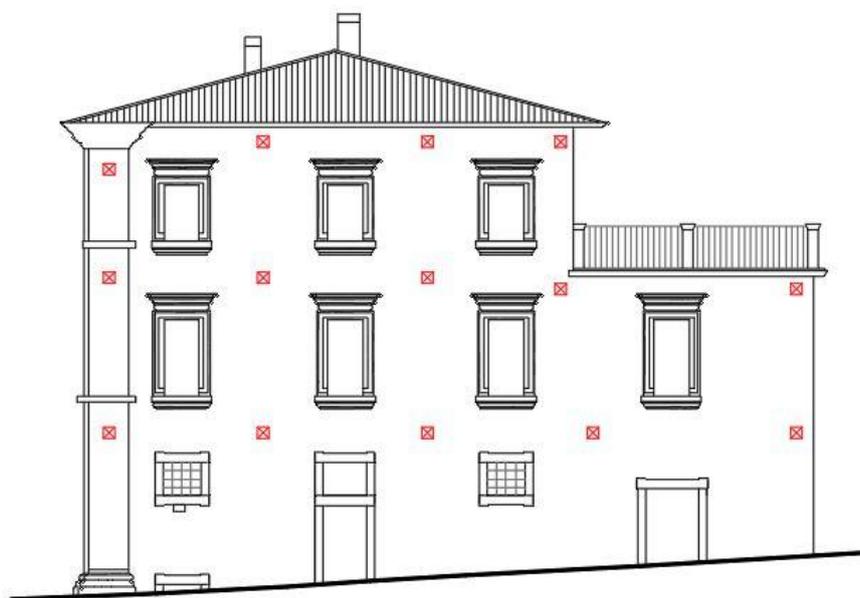


Fig. 9.7: schema di applicazione dei tiranti su parete in via Sallustio.

# 10 Conclusioni

Al termine del seguente lavoro di tesi si evince che la struttura oggetto di analisi, ovvero Palazzo Pietropaoli situato nel comune de l'Aquila, risulta possedere un comportamento sismico deludente considerando la sua composizione costruttiva disomogenea e i valori modesti riguardanti le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Dopo il sisma 6 Aprile del 2009 l'edificio presenta un forte indebolimento che lo ha reso inagibile; difatti si possono riscontrare fessurazioni sulle murature portanti e porzioni di solaio totalmente crollati. La rilevanza storica ed architettonica del Palazzo presuppone una progettazione degli interventi di consolidamento specifici atti a non distruggere e a conservare le caratteristiche architettoniche presenti. I primi interventi progettati sono le riparazioni delle porzioni crollate, lavorazioni di scuci e cucì e iniezioni di leganti per poter migliorare le caratteristiche meccaniche delle murature; successivamente si procede con gli irrigidimenti dei solai al fine di migliorare la loro rigidezza nel piano. Gli orizzontamenti presenti nel Palazzo Pietropaoli sono di vario tipo e quindi sono stati progettati diversi interventi; i solai voltati sono stati rinforzati attraverso delle fasce in fibra di carbonio applicate sia all'intradosso sia all'estradosso delle volte, i solai in legno sono stati irrigiditi attraverso l'applicazione di un doppio tavolato in legno ed infine per i solai in acciaio sono stati progettati dei profilati in acciaio che collegano le travi alla muratura.

Questi interventi di consolidamento hanno permesso il calcolo della struttura considerando gli impalcati come piano sismici e quindi dotati di una propria rigidezza in accordo con la normativa vigente.

A seguito di queste considerazioni si è proceduto effettuando una prima analisi Pushover che ha portato alla luce un comportamento globale della struttura instabile con valori del parametro  $\zeta_E$  molto ridotti; per tale motivo la progettazione di ulteriori interventi di rinforzo risultano necessari. Si è scelto di studiare i benefici di due tipi di interventi sulle murature non soggette a vincolo architettonico; il primo metodo consiste nell'applicazione di un intonaco armato con reti in fibre di vetro (GFRP) mentre il secondo è definito come un intervento di cucitura attiva delle murature (CAM). Potendo confrontare i due rinforzi tramite analisi Pushover si è giunti alla conclusione che l'applicazione di un intonaco armato sulle murature porta un maggior beneficio del comportamento globale della struttura e si raggiungono valori del parametro  $\zeta_E$  che definiscono la struttura adeguata a livello sismico.

Le murature perimetrali, soggette a vincolo architettonico sono state analizzate considerando il loro comportamento locale; difatti si è proceduto effettuando un'analisi cinematica lineare studiando il ribaltamento delle stesse.

Questo tipo di analisi ha portato alla progettazione di tiranti in acciaio che, una volta applicati sulle murature, aumentano il valore massimo di accelerazione che attiva il cinematisma rendendolo superiore alla massima accelerazione al suolo.

Riassumendo i benefici portati dagli interventi di consolidamento sul Palazzo Pietropaoli determiniamo:

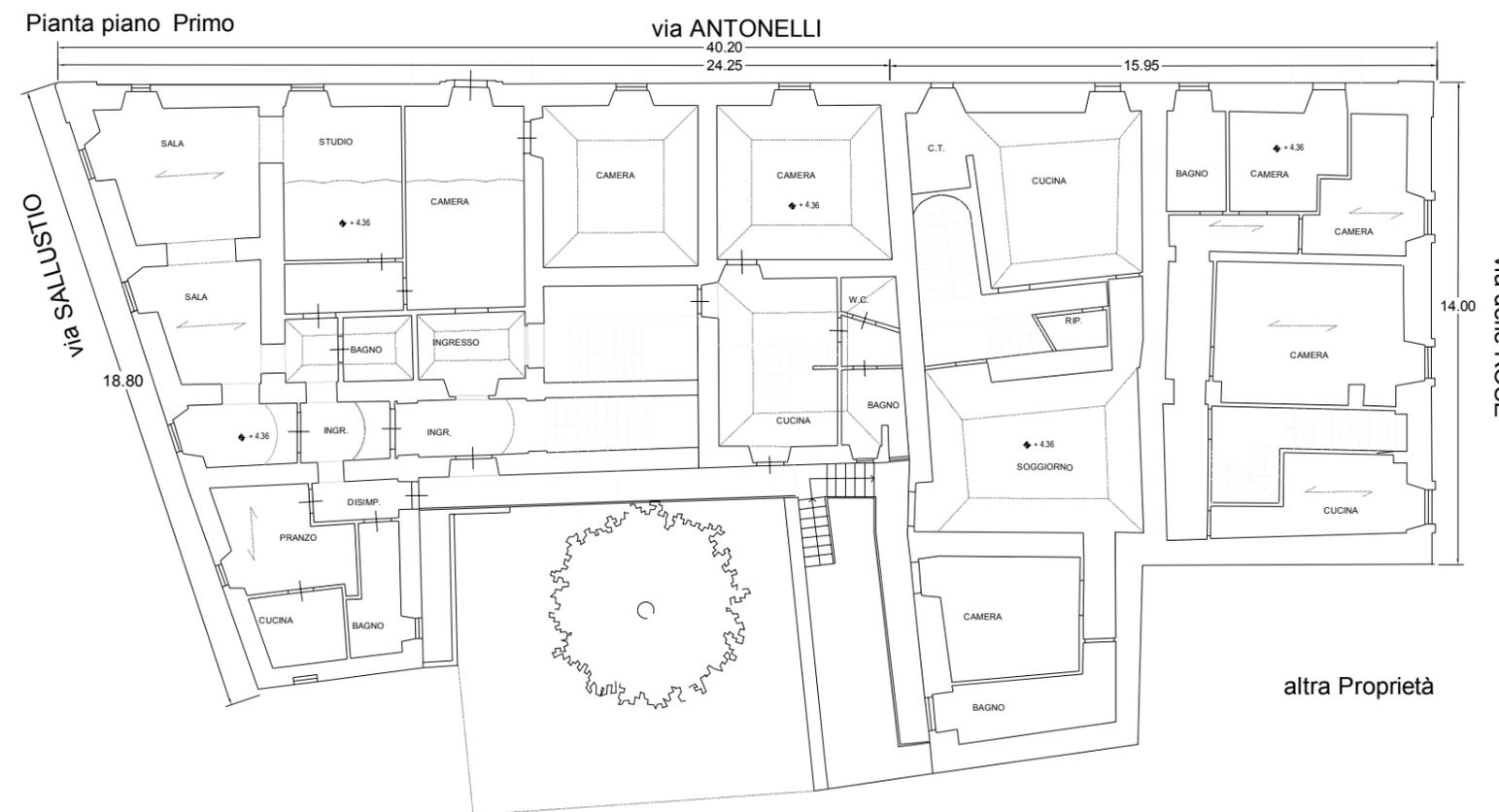
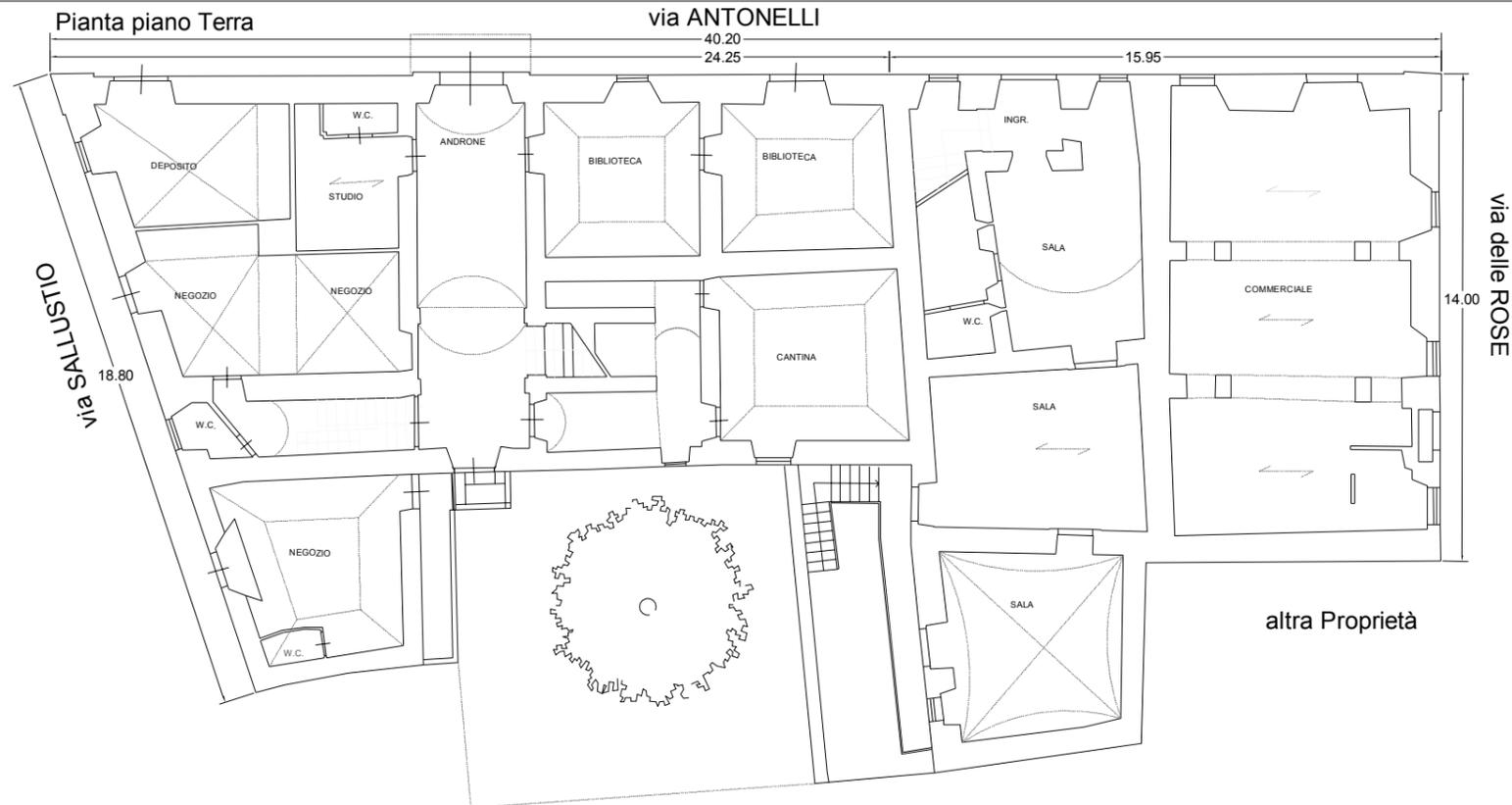
- Incremento rigidezza di piano tramite creazione di diaframmi rigidi;
- Incremento della resistenza delle murature;
- Diminuzione della domanda di spostamento;
- Miglioramento comportamento "scatolare" dell'edificio;
- Miglioramento sismico globale;
- Miglioramento sismico locale;
- Raggiungimento dell'adeguamento secondo i minimi di normativa.

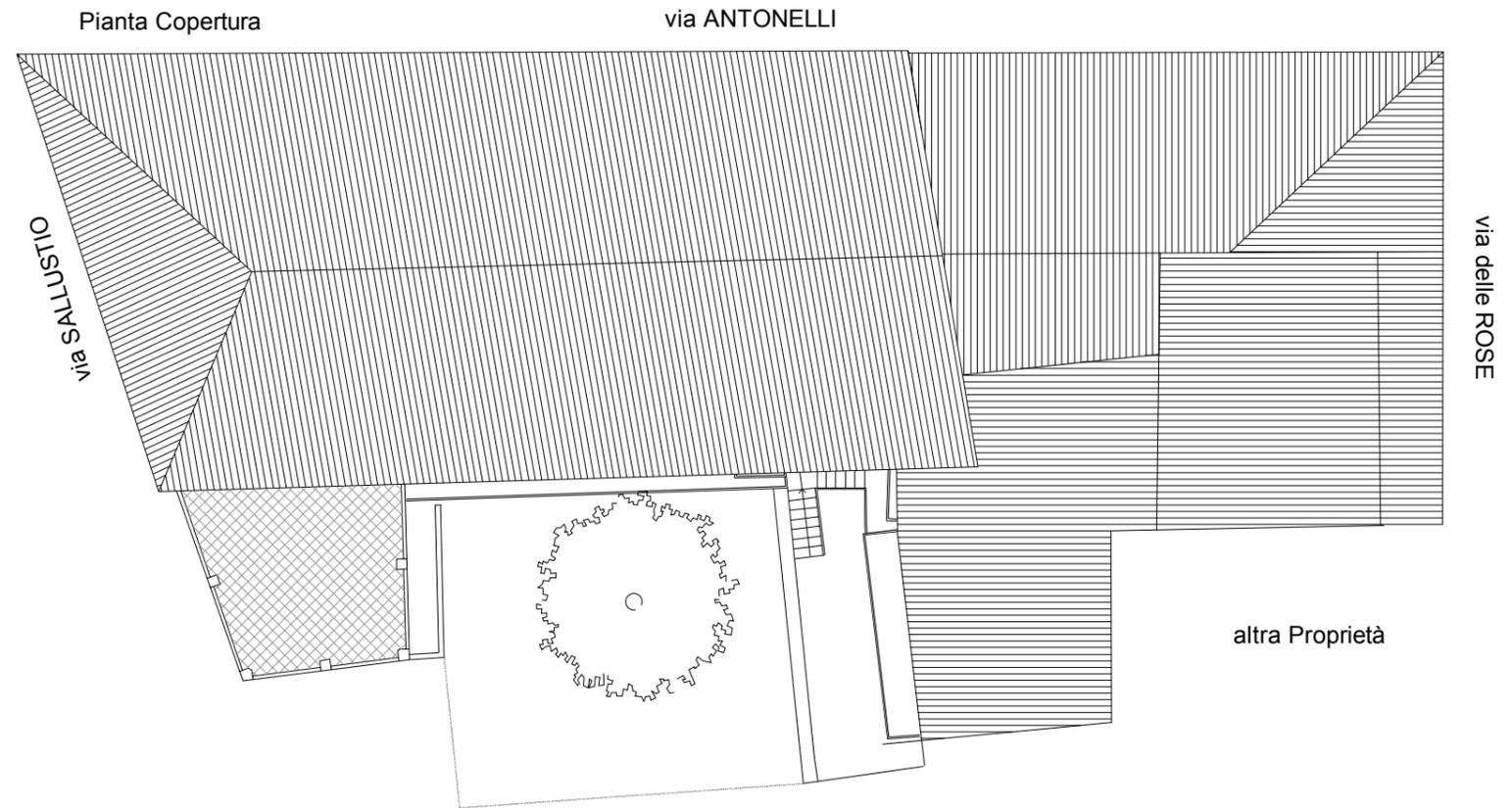
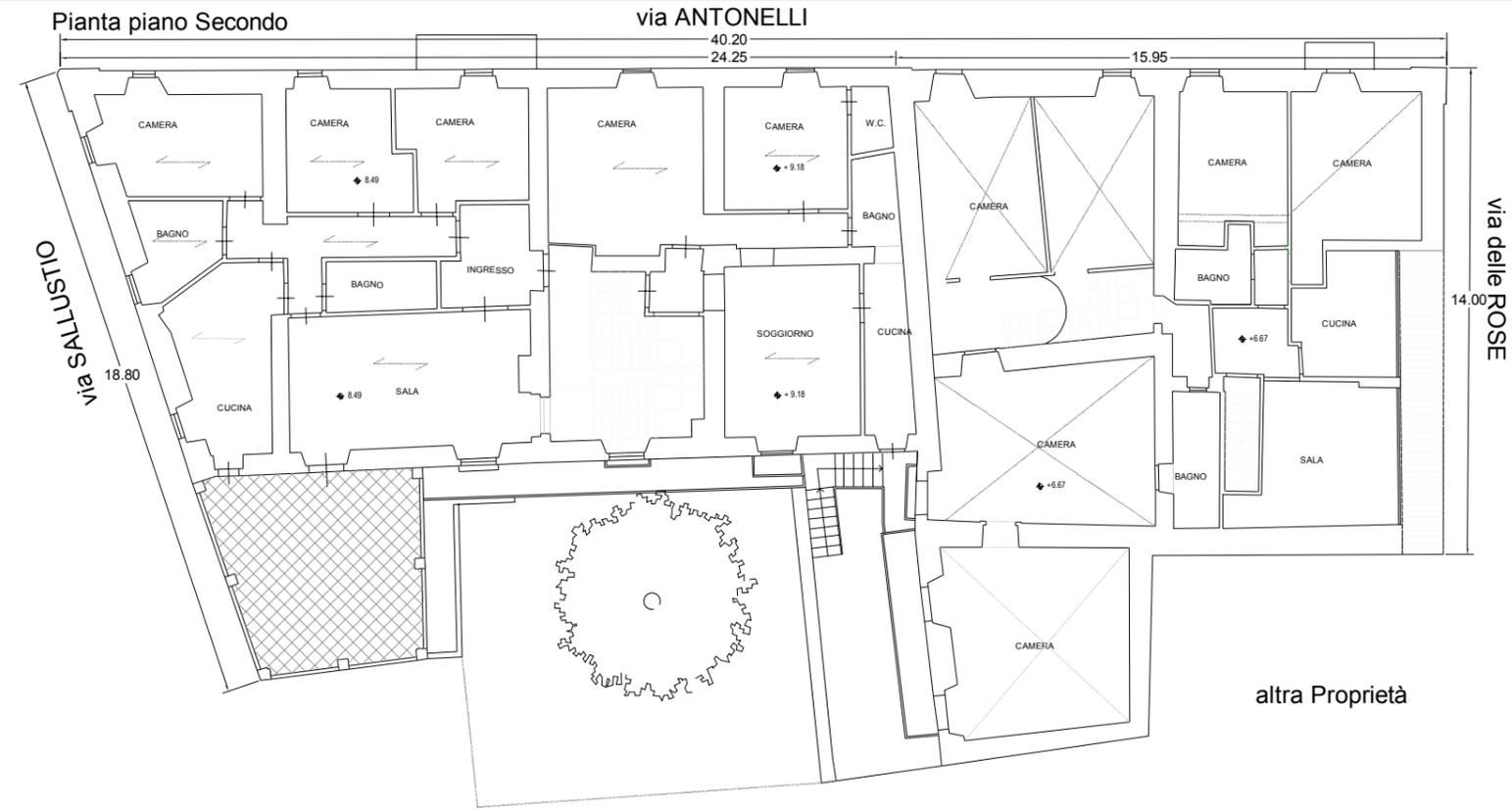
## ***BIBLIOGRAFIA***

- D.M. 17 gennaio 2018, aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Guida REULIS “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni.”
- M. Vinci, “METODI DI CALCOLO E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA”, Palermo, Dario Flaccavio Editore, 2012.
- “I TIRANTI IN ACCIAIO NEL CALCOLO DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA” – Dario Flaccavio Editore, 2014.
- A.Biondi, “ANALISI PUSHOVER, VERIFICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI E OTTIMIZZAZIONE DEI NUOVI”, Palermo, Dario Flaccavio Editore, 2014.
- “REPERTORIO DEI MECCANISMI DI DANNO, DELLE TECNICHE DI INTERVENTO E DEI RELATIVI COSTI NEGLI EDIFICI IN MURATURA”  
realizzazione: Regione Marche - Servizio Edilizia Pubblica e Ufficio decentrato di Muccia – Consiglio Nazionale delle Ricerche I.T.C. – Università degli Studi dell’Aquila – Facoltà di Ingegneria – Dipartimento Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno.
- <http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/>
- <http://www.cias-italia.it/PDF/MELONI%20-%20Vulnerabilita%20Sismica.pdf>

### ***Allegati grafici:***

- Tavola 1: piante in scala 1:200
- Tavola 2: piante in scala 1:200
- Tavola 3: prospetti in scala 1:200
- Tavola 4: sezioni in scala 1:200
- Tavola 5: dettagli costruttivi rinforzi solai
- Tavola 6: dettagli costruttivi rinforzi muratura





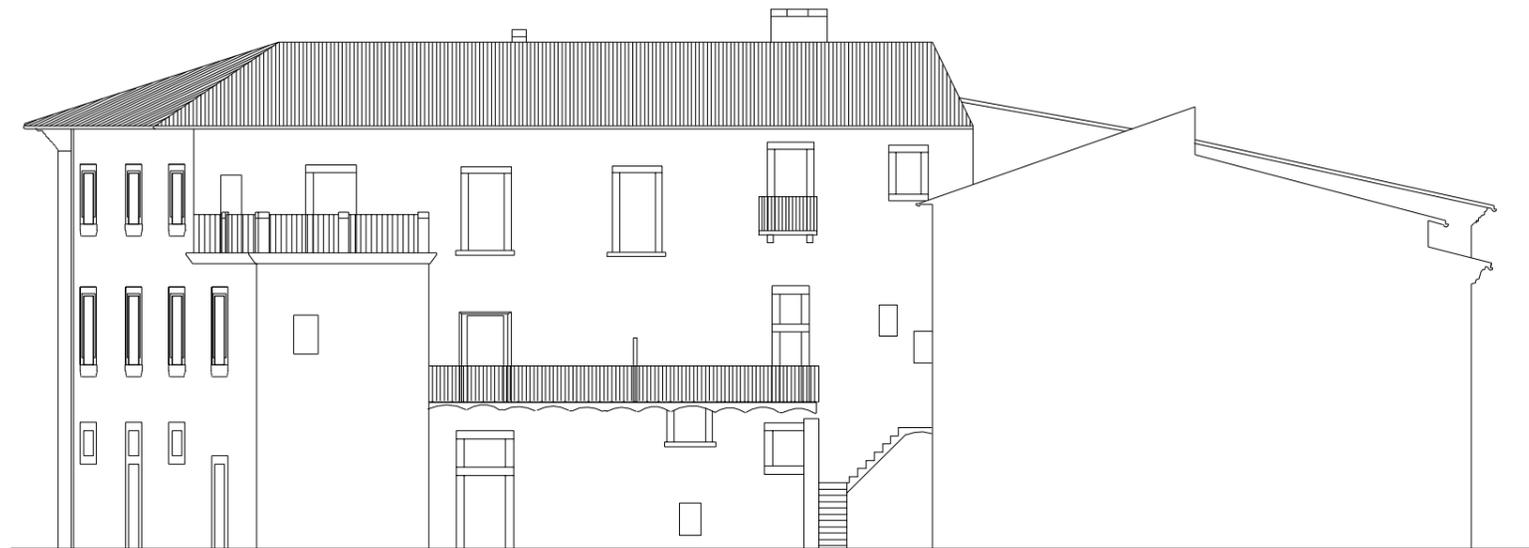
Prospetto Nord Ovest



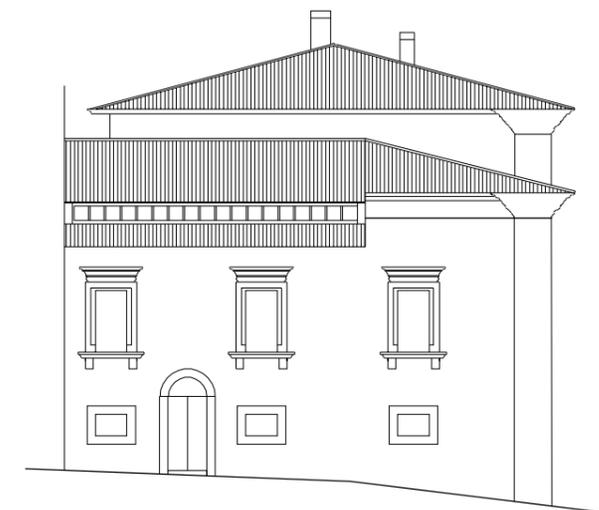
Prospetto Sud Ovest



Prospetto Sud Est



Prospetto Nord Est



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Tesi Magistrale: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento del Palazzo Pietropaoli"

Relatore:  
Prof. Fabio di Trapani  
Correlatore:  
Prof. Gino Diego

Candidato:  
Mercurio Davide

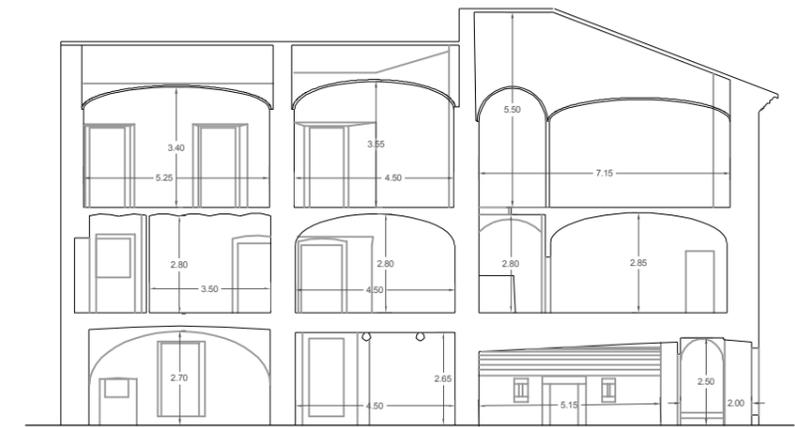
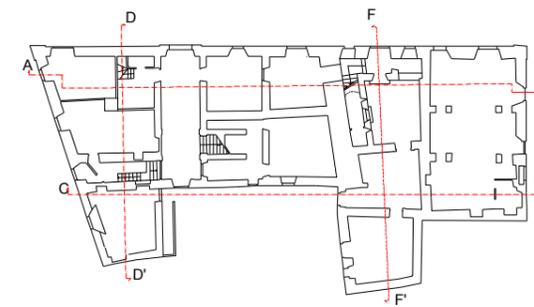
PROSPETTI - SCALA 1:200



TAV. 3



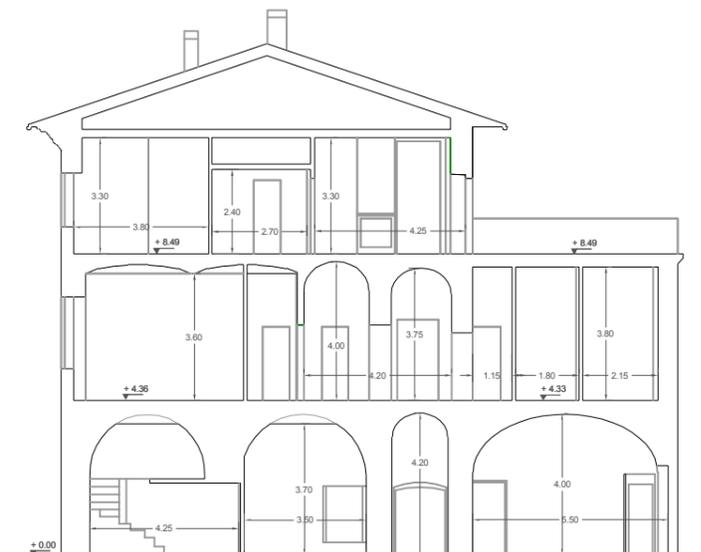
Sezione CC'



Sezione FF'



Sezione AA'



Sezione DD'



POLITECNICO DI TORINO  
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile  
 Tesi Magistrale: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento del Palazzo Pietropaoli"

Relatore:  
 Prof. Fabio di Trapani  
 Correlatore:  
 Prof. Gino Diego

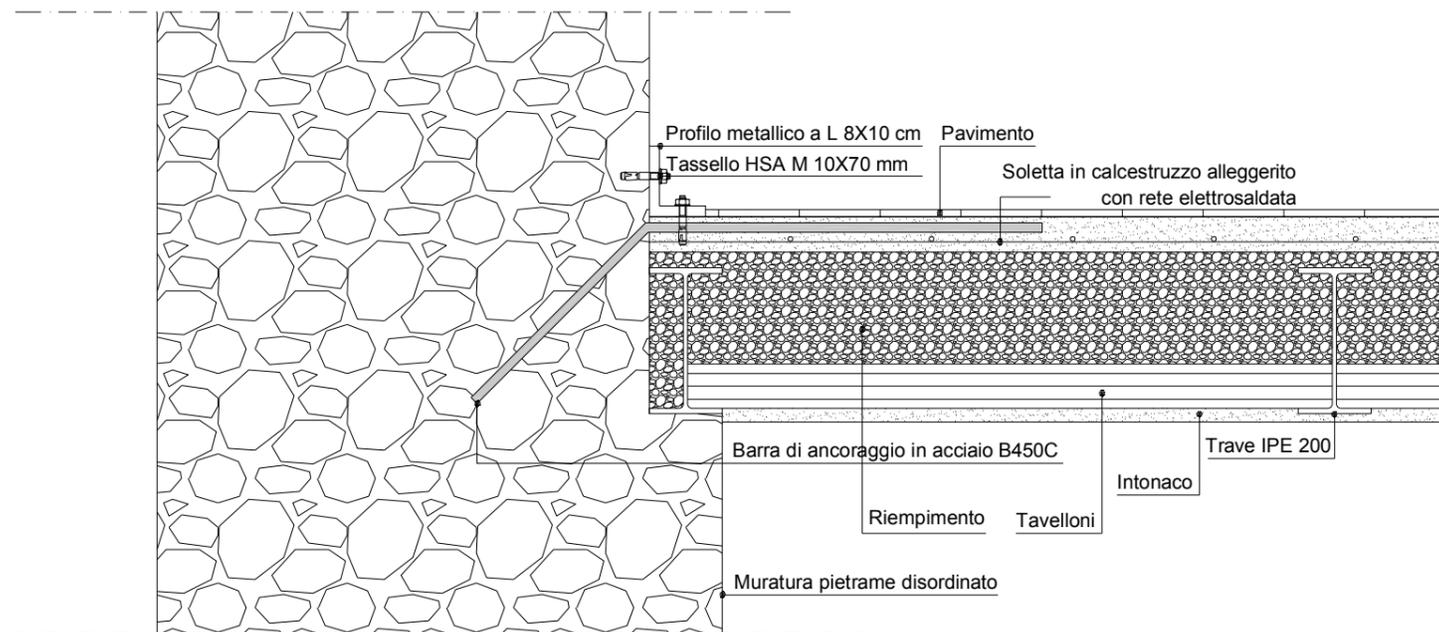
Candidato:  
 Mercurio Davide

SEZIONI - SCALA 1:200

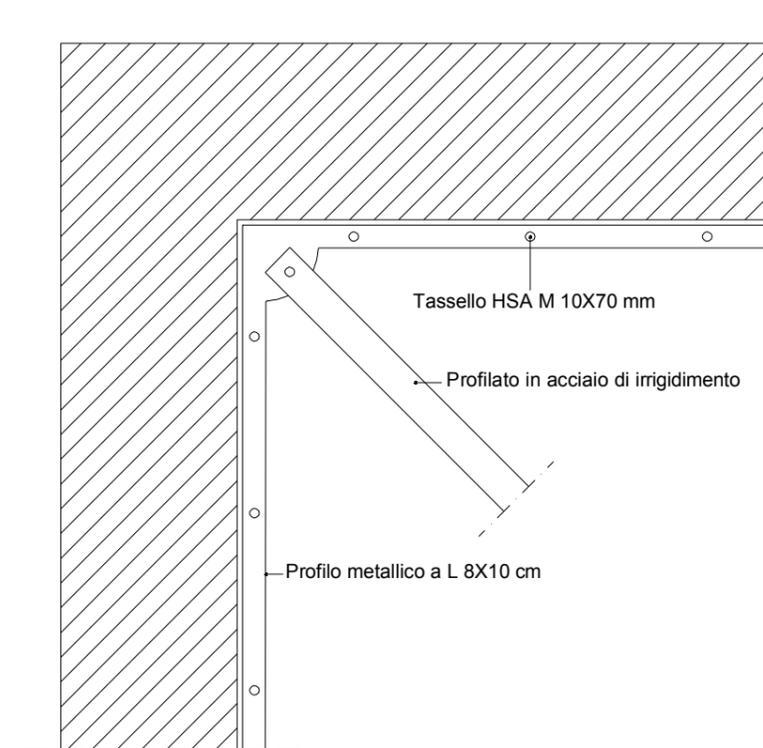


TAV. 4

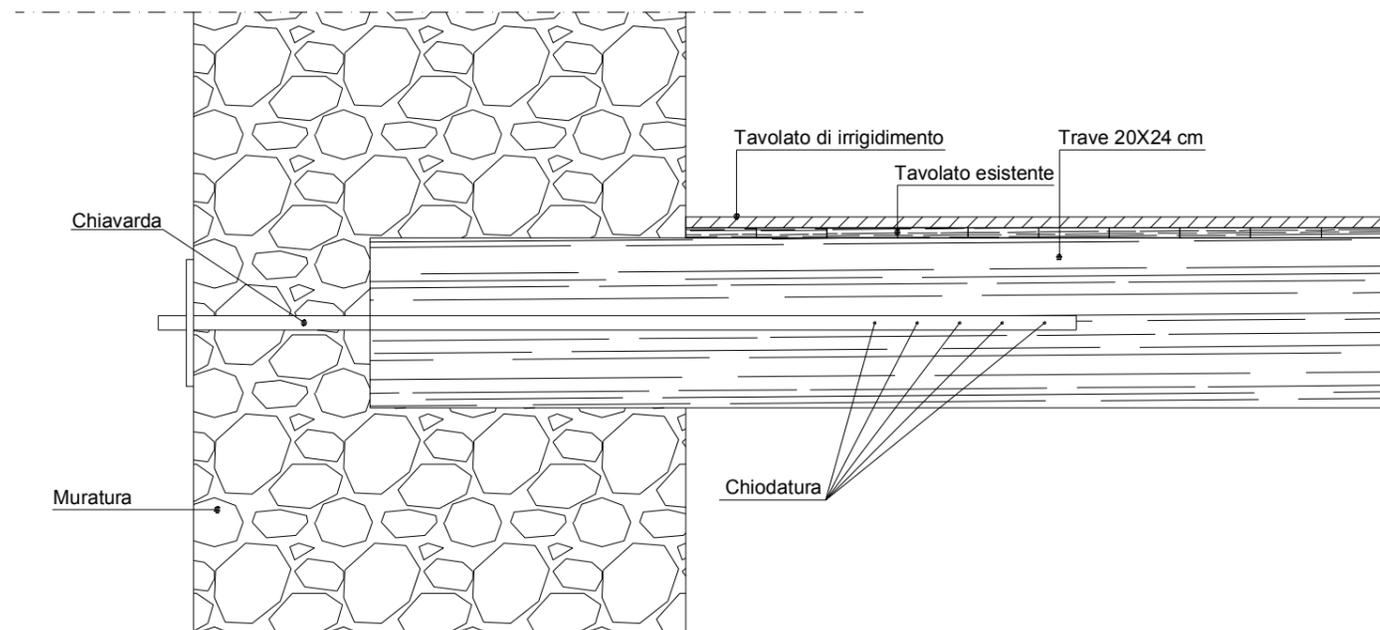
**NODO MURATURA-SOLAIO IN ACCIAIO**  
SCALA 1:10



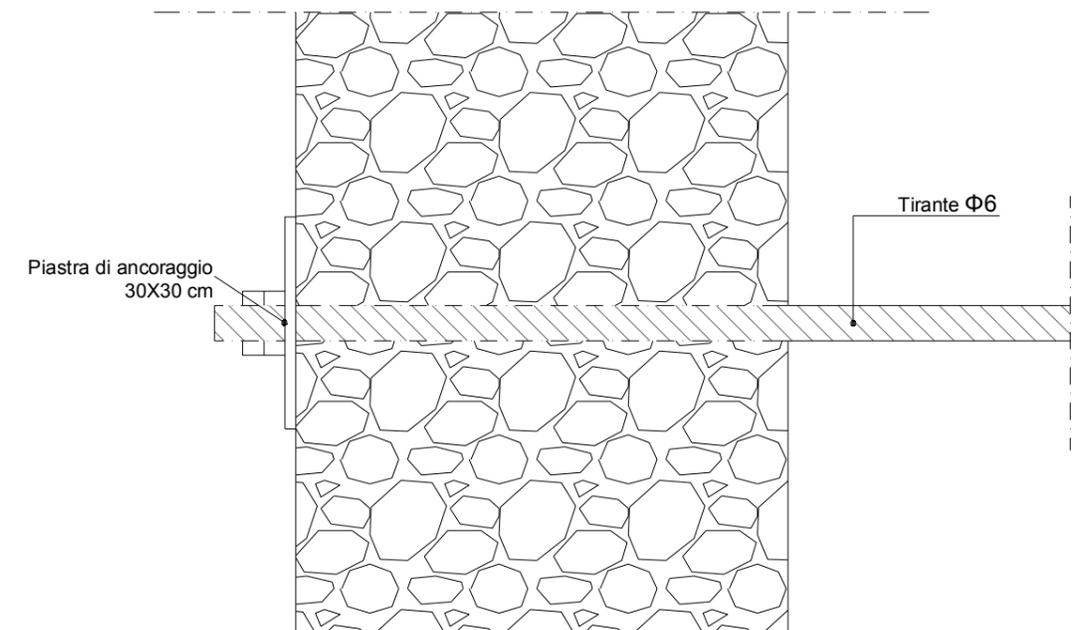
**VISTA DALL'ALTO RINFORZO SOLAIO IN ACCIAIO**  
SCALA 1:20



**NODO MURATURA-SOLAIO IN LEGNO**  
SCALA 1:10

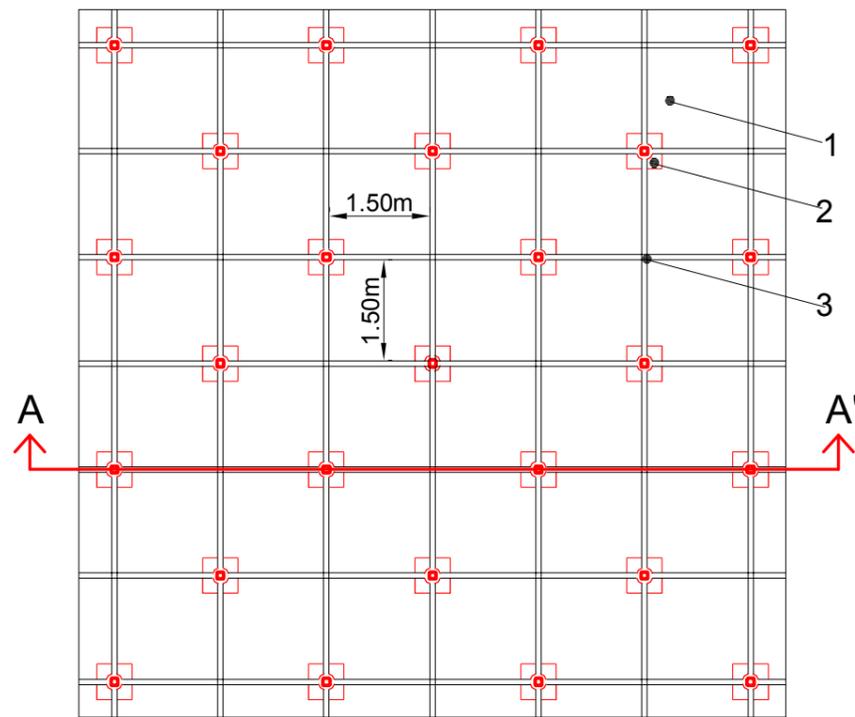


**DETTAGLIO TIRANTE IN ACCIAIO**  
SCALA 1:10

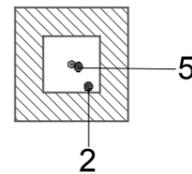


## Intervento di rinforzo sistema CAM

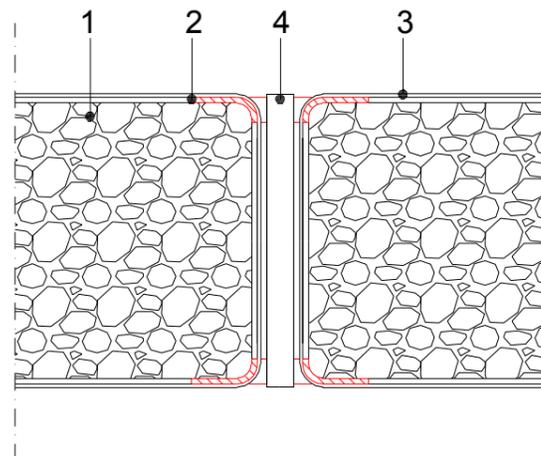
Prospetto maschio murario - scala 1:100



Dettaglio ancoraggio  
scala 1:5



Sezione AA' - scala 1:20

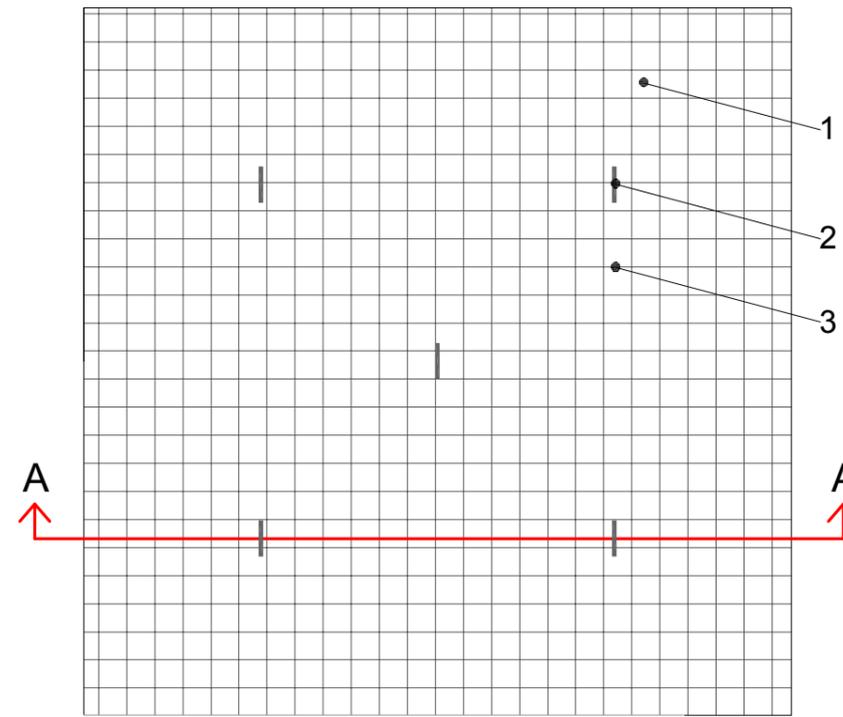


Legenda

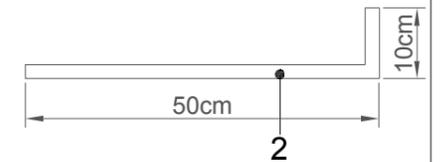
- 1 - Muratura esistente
- 2 - Piastra 40X40X0.4 cm
- 3 - Nastro in acciaio 19X0.75 mm
- 4 - Catena in acciaio  $\Phi 22$
- 5 - Bullone M10

## Intervento di rinforzo intonaco armato (GFRP)

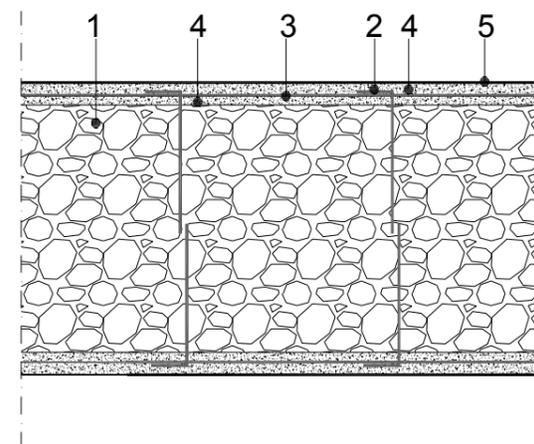
Prospetto maschio murario - scala 1:100



Dettaglio connettore  
scala 1:10



Sezione AA' - scala 1:20



Legenda

- 1 - Muratura esistente
- 2 - Connettori a "L" fibra di vetro  $\Phi 7$
- 3 - Rete in fibra di vetro 66X66 mm
- 4 - Malta di calce
- 5 - Finitura



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Tesi Magistrale: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento del Palazzo Pietropaoli"

Relatore:  
Prof. Fabio di Trapani  
Correlatore:  
Prof. Gino Diego

Candidato:  
Mercurio Davide

DETTAGLI COSTRUTTIVI - RINFORZI MURATURA



TAV. 6