Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Analisi di vulnerabilità sismica e adeguamento dell'edificio scolastico Leonardo Da Vinci (Mondragone)

Relatore:
Prof. Fabio Di Trapani

Candidato:
Francesco Zaccaria

Indice

1. Introduzione ____ *3*

2. Rischio sismico ____ *4*

2.1 Generalità del sisma ____ **4**

2.2 Definizione di rischio sismico ____ **7**

2.2.1 Pericolosità sismica ____ 7

2.2.2 Vulnerabilità sismica ____ 11

2.2.3 Esposizione al rischio sismico ____ 15

2.3 Situazione italiana ____ **17**

3. Ntc 2018 – Cap.8 Costruzioni esistenti ____ *24*

4. Struttura in esame ____ *37*

4.1 Descrizione dell'opera ____ **37**

4.2 Dati della struttura ____ **39**

4.3 Raccolta dati e informazioni ____ **41**

4.4 Rilievo e indagine visiva ____ **42**

4.5 Inquadramento geologico ____ **49**

4.6 Indagini strutturali e prove eseguite ____ **50**

4.6.1 Spicconature ____ 52

4.6.2 Indagine termografica ____ 54

4.6.3 Prove sclerometriche ____ 55

4.6.4 Martinetto doppio ____ 57

4.6.5 Prove penetrometriche su malta ____ 60

4.7 Analisi dei carichi ____ **61**

4.7.1 Muratura ____ 63

4.7.2 Solaio ____ 68

4.7.3 Elementi in calcestruzzo armato ____ 69

4.8 Definizione e combinazione delle azioni ____ **70**

4.8.1 Azione sismica ____ 70

4.8.2 Azione del vento ____ 78

4.8.3 Azione della neve ____ 79

5. Analisi statica non lineare ____ *80*

5.1 Definizione della curva di capacità del sistema reale ____ **82**

5.2 Definizione del sistema equivalente a un solo g.d.l ____ **83**

5.3 Valutazione del sistema bilineare equivalente ____ **84**

5.4 Valutazione della capacità di spostamento U_{max} ____ **85**

5.5 Valutazione della domanda di spostamento d_{max} ____ **86**

5.5.1 Fattore di struttura ____ 87

5.6 Determinazione della risposta ____ **88**

6. Modellazione con software CdsWin ____ *91*

6.1 Analisi dinamica lineare ____ **94**

6.2 Analisi statica non lineare ____ **99**

7. Interventi di consolidamento ____ *106*

7.1 Sistema intonaco armato in fibra di vetro Gfrp ____ **110**

7.1.1 Soluzione A: intonaco armato lungo le pareti esterne dell'edificio ____ 111

7.1.2 Soluzione B: intonaco armato lungo le pareti interne ed alcune esterne dell'edificio ____ 112

7.2 Analisi pushover post-intervento intonaco armato in fibra di vetro Gfrp _ **113**

7.2.1 Analisi pushover soluzione A ____ 113

7.2.2 Analisi pushover soluzione B ____ 118

7.3 Computo metrico estimativo dell'intonaco armato in fibra di vetro Gfrp _ **123**

7.3.1 Computo metrico estimativo soluzione A ____ 123

7.3.2 Computo metrico estimativo soluzione B ____ 124

7.3.3 Confronto tra i computi metrici delle due soluzioni A e B ____ 126

7.4 Confronti ____ **127**

8. Cinematismi locali ____ *130*

8.1 Meccanismo di ribaltamento semplice ____ **138**

8.2 Meccanismo di flessione verticale ____ **139**

8.3 Meccanismo di flessione orizzontale ____ **143**

8.4 Meccanismo di ribaltamento composto ____ **144**

8.5 Verifica pressioni locali sul terreno ____ **145**

9. Conclusioni ____ *146*

10. Bibliografia ____ *148*

11. Sitografia ____ *149*

12. Allegati ____ *150*

13. Ringraziamenti ____ *151*

1. Introduzione

L'Italia è come noto un paese a forte rischio sismico. Negli ultimi anni il nostro paese è stato interessato da terremoti di notevole intensità, con conseguenze spesso catastrofiche.
Nel corso del tempo è cresciuta la sensibilità e l'attenzione nei confronti della sicurezza strutturale degli edifici. La legislazione ha fatto notevoli passi in avanti con l'emanazione delle *"Norme tecniche per le costruzioni"* cosiddetta NTC2008 prima e NTC2018 dopo, che rappresenta il testo di riferimento sulle costruzioni nella nostra penisola.
L'intento del legislatore è stato quello di fornire prescrizioni tecniche e quantitative atte ad ottenere strutture sicure in grado di far fronte anche a eventuali terremoti.
La norma distingue le azioni inerenti la realizzazione di nuovi edifici dagli interventi sulle costruzioni esistenti. Proprio queste ultime rappresentano il bacino d'utenza maggiore visto il grande numero di edifici esistenti costruiti nei passati decenni.
A tal proposito, particolare attenzione meritano gli edifici scolastici, costruiti nella stragrande maggioranza a cavallo degli anni 1960-1980 e pertanto, viste le norme e le conoscenze tecniche dell'epoca, potenzialmente carenti dal punto di vista della sicurezza strutturale.
Tale lavoro di tesi vuole fornire una panoramica sullo stato degli edifici scolastici in Italia, esponendo i metodi per la determinazione della classe di rischio delle strutture esistenti.
In particolare, si analizzerà il caso della scuola secondaria statale "Leonardo da Vinci" sita a Mondragone in provincia di Caserta. Tale lavoro sarà strutturato in tre parti:

- Reperimento di dati e informazioni in merito alla storia di tale edificio, alle modalità costruttive dell'epoca e agli interventi che lo hanno interessato negli anni;
- si procederà con l'analisi strutturale, mediante un software di calcolo strutturale sarà modellata la geometria della struttura e si effettuerà l'analisi dinamica modale e l'analisi statica non lineare;
- si analizzeranno i risultati di tali analisi con le quali si riuscirà a valutare la vulnerabilità sismica della struttura. Se necessario, si ipotizzerà un intervento di adeguamento atto a colmare le carenze strutturali dell'edificio. Infine, si confronteranno l'analisi prima e dopo l'intervento di adeguamento progettato, in modo da poter determinare l'incremento della sicurezza.

Saranno inoltre allegati alcuni elaborati grafici utili per la comprensione del caso studio.

2. Rischio sismico

2.1 Generalità del sisma

Il nostro pianeta è un sistema dinamico composto al suo interno da rocce di diversa densità, caratteristiche dei materiali, disomogenee per pressione e temperatura cui sono sottoposte.
A causa dell'elevata disomogeneità interna, si sviluppano delle forze solo negli strati più superficiali le quali, per riequilibrare il sistema, spingono le masse rocciose le une contro le altre deformandole.
I terremoti sono un'espressione e una conseguenza di questa continua evoluzione.

L'involucro solido della superficie del pianeta, la litosfera, è composto da placche, o zolle, che si spostano, si urtano, si incuneano e premono le une contro le altre. I movimenti delle zolle determinano in profondità condizioni di sforzo e di accumulo di energia; quando lo sforzo supera il limite di resistenza, le rocce si rompono formando profonde spaccature dette faglie, l'energia accumulata si libera e avviene il terremoto. Si verifica un rapido scorrimento delle parti di roccia a contatto lungo superfici di rottura (faglie) e si libera l'energia accumulata sotto forma di onde elastiche (onde sismiche); l'energia liberata viaggia attraverso la terra sotto forma di onde che, giunte in superficie, si manifestano come movimenti rapidi del terreno che investono le persone, le costruzioni e il territorio.

Molto spesso, un sisma è accompagnato dal cosiddetto periodo sismico, che consiste in una sequenza di scosse, che a volte precedono e quasi sempre seguono la scossa principale.
Le onde sismiche provocano delle oscillazioni che determinano spinte orizzontali sulle costruzioni e causano gravi danni o addirittura il crollo. Oltre agli effetti diretti, il terremoto genera effetti indotti o secondari, come frane, maremoti, liquefazione dei terreni, incendi che possono essere più impattanti dello stesso movimento.

Il volume di roccia dove ha origine il terremoto è detto ipocentro. La sua proiezione in superficie è l'epicentro, ovvero l'area che, trovandosi più vicina all'origine del terremoto subisce anche i maggiori effetti.

Si riporta di una rappresentazione grafica.

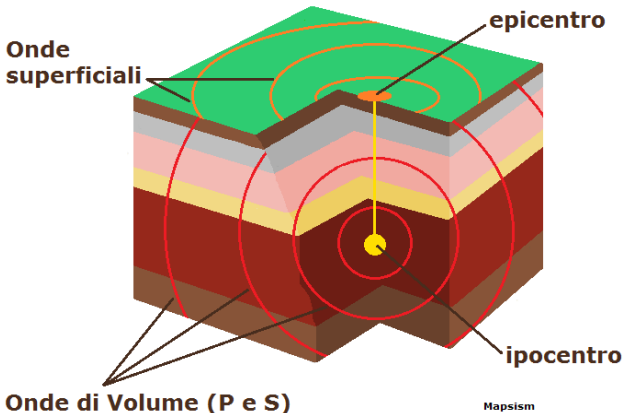


Figura 1.1: onde sismiche e punti di origine e proiezione del sisma

Si utilizzano due grandezze differenti per definire la forza di un terremoto**:**

- la magnitudo: è l'unità di misura che permette di esprimere l'energia rilasciata dal terremoto attraverso un valore numerico della scala Richter; viene calcolata registrando il terremoto con un sismografo, uno strumento che registra le oscillazioni del terreno durante una scossa sismica anche a grandissima distanza dall'ipocentro;
- l'intensità macrosismica: è l'unità di misura degli effetti provocati da un terremoto, espressa con i gradi della scala Mercalli, viene attribuita in ciascun luogo in cui si è risentito il terremoto, dopo averne osservato gli effetti sull'uomo, sulle costruzioni e sull'ambiente.

Le onde che si generano all'interno della crosta terrestre possono essere di due tipi, in funzione del movimento che inducono sulle particelle di roccia durante la propagazione:

- onde P, prime, orientate nel senso della lunghezza, si muovono attraverso successive compressioni e dilatazioni lungo la direzione di propagazione, sono le più veloci a giungere in superficie;
- onde S, seconde, sono trasversali e si propagano attraverso un'oscillazione delle particelle di terreno perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione.

In superficie le onde possono produrre effetti prevalentemente ondulatori o sussultori in funzione di quale dei due tipi di onda prevale sull'altra.
Poi esistono anche le onde superficiali che si generano e si propagano solo lungo la superficie della Terra.

Le scosse avvengono raramente in modo isolato, piuttosto si osservano sequenze sismiche che di solito sono caratteristiche per i territori considerati. In alcune aree si registrano eventi sismici frequenti ma di bassa energia, i cosiddetti "sciami sismici". In altre, una scossa principale può essere preceduta (scossa premonitrice) e/o seguita da scosse di minore forza (repliche).
Di solito, dopo un terremoto importante ci si devono aspettare nuove scosse di minore energia; questo perché in seguito al rapido spostamento lungo la faglia principale, la litosfera trova un nuovo equilibrio attraverso piccoli e successivi assestamenti.

Ora possiamo indicare e rappresentare le 4 classi di faglie:

- Faglia normale;
- Faglia inversa;
- Faglia laterale dx e sx.

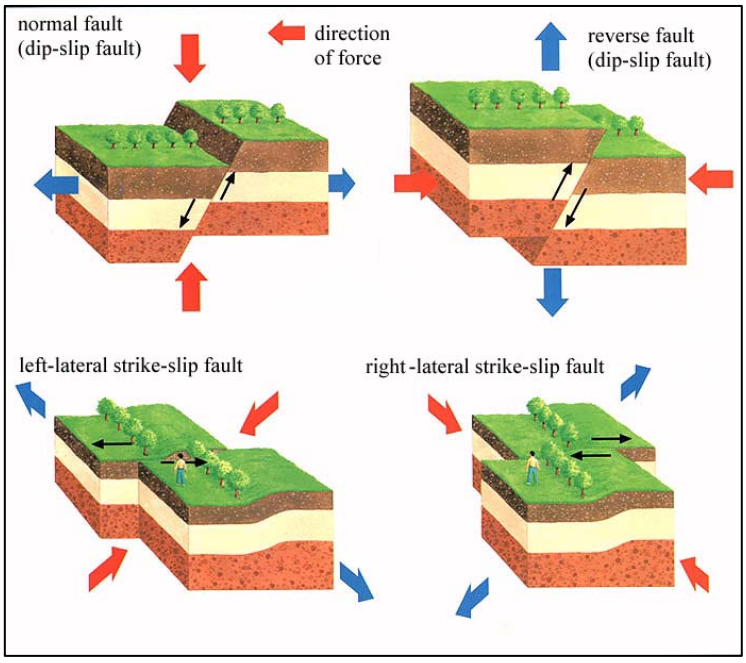


Figura 2.2: Tipologia delle faglie

2.2 Definizione di rischio sismico

Si definisce rischio sismico la probabilità che, in un dato tempo, un sistema funzionale subisca danni che comportano perdite di vario genere.
In sostanza, rappresenta l'insieme dei potenziali danni che un terremoto di riferimento può generare in un determinato tempo, in una determinata area, legato alla sua probabilità di accadimento e al grado di intensità del terremoto.
Il rischio sismico è il prodotto dell'interazione tra il sisma e le principali caratteristiche dei soggetti esposti.
Si esprime come il prodotto delle seguenti variabili:

$$R = H \cdot V \cdot L$$

- Pericolosità sismica (Hazard H)
- Vulnerabilità sismica (V)
- Esposizione (L)

Ora si analizzeranno nel dettaglio le succitate grandezze.

2.2.1 Pericolosità sismica

Si intende il potenziale movimento del suolo in un dato sito a causa di un terremoto.
È un'analisi di tipo probabilistico, pertanto solo associato alla probabilità di accadimento futura; non si tratta di previsione deterministica dei terremoti. È un qualcosa che si riferisce precisamente all'evento sismico; maggiore sarà la pericolosità sismica più saranno i terremoti verificatosi.
Più tecnicamente, viene definita dalla frequenza e dalla intensità dell'evento sismico atteso. In questo caso c'entra la probabilità che l'evento si verifichi; si può definire come la probabilità che in un dato lasso di tempo si superi una PGA (accelerazione di picco al suolo) di riferimento. Prescinde dall'azione dall'attività edilizia dell'uomo ed è funzione del tipo di terremoto, dalla distanza tra l'epicentro e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio interessato. Pertanto, il territorio dove è ubicata la struttura rappresenta un elemento primario, quindi è imprescindibile analizzare la storia e la tipologia dei terremoti succeduti sul territorio italiano al fine di dividere il territorio in fasce di diversa pericolosità.

La pericolosità sismica può essere definita in termini:

- statistici (periodo di ritorno T_r di un terremoto di prefissata severità);
- probabilistici (probabilità, in un periodo di riferimento V_r, di un sisma a T_r fissato).

La pericolosità sismica è il modello matematico di un fenomeno fisico.
Si può affermare che la pericolosità sismica di un'area è la probabilità che, in un dato tempo, su quell'area si verifichino dei terremoti potenzialmente dannosi.
La pericolosità sismica di una zona è definita dal tempo di ritorno T_r del fenomeno considerato; pertanto in funzione del T_r considerato avremo diverse carte.

L'INGV ha raccolto tutte le carte di pericolosità sismica tramite un programma con tecnologia GIS; questo lavoro viene definito progetto "esse1".
Le carte vengono fornite per tutti i periodi di ritorno in base allo SL considerato e alla sua probabilità di eccedenza.
L'Italia dispone di una rete di 10000 punti in cui i parametri di a_g, F_0 e T_c* sono noti. Questi dati sono molto utili per la costruzione degli spettri di risposta.
Interpolando i valori si possono i valori per punti esterni alla griglia INGV.

Si riportano le definizioni delle grandezze citate prima:

a_g: massima accelerazione attesa sul sito;

F_0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;

T_c*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La definizione della pericolosità sismica è per natura probabilistica, questo perché è intriseca l'incertezza della previsione dei terremoti.

La pericolosità sismica P_{vr} è la probabilità che si verifichi almeno un terremoto di intensità non inferiore ad "i" in un periodo di riferimento V_r.
Per poter determinare la pericolosità sismica si possono utilizzare due metodi:

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

Il metodo deterministico è meno elegante ma più immediato e permette di ottenere risultati conoscendo i soli parametri fisici del suolo e del sisma.
Si utilizza la distribuzione di Poisson per calcolare l'intervallo temporale in cui il sisma può verificarsi, per far ciò è necessario conoscere la distribuzione dei terremoti nel tempo.

È fondamentale conoscere l'intervallo temporale perché entrambi i metodi hanno bisogno di questo dato.
La distribuzione Poissoniana descrive il numero di volte "n" che un particolare evento di severità prefissata si verifica in un dato intervallo di tempo V_r e in un dato spazio avendo una frequenza media di ricorrenza annua λ.
La distribuzione Poissoniana è un processo senza memoria che descrive il verificarsi dei terremoti, infatti gli eventi sono indipendenti tra di loro; i terremoti invece hanno memoria.
La PSHA considera solo le incertezze temporali, pertanto lo spazio non viene considerato.
Di seguito si riportano le 3 ipotesi fondamentali del modello:

- La probabilità dell'evento è proporzionale alla durata dell'intervallo di tempo considerato, quindi minore è l'intervallo minore sarà la probabilità;
- Il numero di eventi in un certo intervallo di tempo non è collegato con gli altri (senza memoria);
- Si considera trascurabile la probabilità che si verifichi più di un evento in un intervallo temporale piccolo.

La distribuzione di Poisson è:

$$P_n\left(N=n\right)=\frac{\left(\lambda\left(m\right)V_R\right)^n}{n!}e^{-\lambda V_R}$$

Equazione: Distribuzione Poissoniana

Dove:

- λ(m): è la frequenza di superamento media annua per una data magnitudo;
- V_r: è il periodo di riferimento.

Il periodo di ritorno T_r è dato dall'inverso di λ(m) ponendo un $V_r = 1$ (periodo di riferimento):

$$T_R=\frac{1}{P_n\left(N\geq 1\right)}=\frac{1}{1-e^{-\lambda(m)}}\simeq\frac{1}{\lambda}$$

Equazione: Periodo di ritorno di un evento

Il progetto "esse1" provvede a creare dei grafici di disaggregazione, in cui si riportano le scosse registrate in funzione della coppia (Repi, Mw).
Tale operazione è molto importante perché con le coordinate è possibile determinare per il quel dato territorio quali sono i terremoti che si potrebbero verificare in quella zona.

Inoltre, nei database nazionali o internazionali inserendo come dati il range di variazione di Repi (distanza epicentrale) e Mw (magnitudo momento), si possono cercare dei terremoti spettro-compatibili.
Questo viene fatto per distinguere i terremoti importanti da quelli non influenti.
Definiti i parametri probabilistici, P_{vr}, T_r e V_r nota $\lambda(m)$ è possibile procedere con la caratterizzazione del sito e definire la pericolosità sismica.
La pericolosità sismica è funzione del territorio e delle sue peculiarità, si utilizza la statistica per ipotizzare la capacità necessaria dell'edificio in grado di soddisfare la domanda dovuta al sisma.
Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 è iniziato un processo per la stima della pericolosità sismica utilizzando dati, metodi, approcci aggiornati e condivisi e utilizzati a livello internazionale.
L'INGV ha questo progetto coinvolgendo anche esperti delle Università italiane e di altri centri di ricerca; l'obiettivo era produrre un documento che sarebbe stato la base per l'aggiornamento dell'assegnazione dei comuni alle zone sismiche. Questa iniziativa ha portato alla realizzazione della Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04) che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.
La mappa MPS04 è diventata ufficialmente la mappa di riferimento per il territorio nazionale con l'emanazione dell'Ordinanza PCM 3519/2006, dopo l'approvazione da parte della Commissione Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile (06/04/2004).
A seguito della suddetta ordinanza, per aggiornare tale elenco le Regioni e Province Autonome devono basarsi sui valori di accelerazione proposti dalla mappa di pericolosità sismica MPS04 così da individuare le soglie che definiscono il limite tra una zona sismica e un'altra.
Sul sito del Dipartimento della Protezione Civile è possibile visionare la mappa aggiornata delle zone sismiche.
Negli anni successivi sono state rilasciate una serie di mappe di pericolosità sismica per diverse probabilità di eccedenza in 50 anni, basate sullo stesso impianto metodologico e sugli stessi dati di input di MPS04; questo studio venne denominato progetto INGV-DPC S1 (2005-2007).
Inoltre sono state prodotte mappe per gli stessi periodi di ritorno anche in termini di accelerazioni spettrali.
Per ogni punto della griglia di calcolo (circa un punto ogni 5 km) sono oltre 2200 i parametri che ne descrivono la pericolosità sismica.
Con una quantità di dati così importante, è stato possibile definire delle norme tecniche nelle quali l'azione sismica di riferimento per la progettazione è valutata punto per punto e non più solo per 4 zone sismiche, cioè secondo solo 4 spettri di risposta elastica.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha emanato nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC08) con il D.M. del 14 gennaio 2008 (G.U. n.29 del 04/02/2008) nelle quali la definizione dell'azione sismica di riferimento si basa sui dati rilasciati da INGV e dal Progetto S1.
Questi dati sono pubblicati in siti dell'INGV realizzati appositamente.
L'ultima versione del Database Macrosismico Italiano chiamata DBMI15 v2.0
è stata rilasciata a novembre 2019 che aggiorna e sostituisce la precedente.

2.2.2 Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli al verificarsi di un sisma. Maggiore è la vulnerabilità, peggiori saranno le conseguenze sulla struttura.
È legata alla capacità della struttura di resistere al sisma; si quantifica la riduzione di efficienza e la capacità residua delle strutture di salvaguardare la vita.
Cioè rappresenta la propensione di una struttura a subire un determinato livello di danno a fronte di un evento sismico di data magnitudo.
Il concetto di vulnerabilità è universale e comprende tutte le tipologie strutturali, dalla muratura al legno passando per l'acciaio fino ad arrivare ovviamente al calcestruzzo armato.
Di seguito si riportano le variabili che più influenzano la vulnerabilità sismica:

- tipologia ed età della costruzione;
- qualità dei materiali e modalità di costruzione;
- numero di piani;
- aggregazione con altri edifici;
- stato di manutenzione.

Il concetto di vulnerabilità è presente nelle scale macrosismiche, nel dettaglio con la scala MCS 1917 vengono definiti i gradi di intensità da I a XII in base agli effetti qualitativi sulle costruzioni.
Sono redatte delle mappe nazionali di vulnerabilità sismica. Le classi di vulnerabilità sismica sono 4: A, B, C e D; in ogni classe vi è poi una sotto-classificazione per caratteristiche tipologiche degli edifici, tali sottoclassi sono 6 e vengono nominate da G1-G6. I dati sono forniti da ogni comune italiano all'INGV che provvede ad aggiornare le proprie mappe.
Circa il 60% del patrimonio edilizio italiano è stato realizzato prima del 1974, anno della prima normativa sismica italiana, dimensionato pertanto in genere ai soli carichi gravitazionali ed al

vento. Nella maggior parte dei casi basterebbe questo per avere un'idea dell'inadeguatezza sismica delle strutture.
Inoltre, anche dopo il 1974, in alcune aree già classificate come sismiche col susseguirsi delle normative l'intensità sismica attesa è aumentata, senza contare che la richiesta di capacità di resistere al sisma mediante duttilità delle strutture è molto più presente nelle normative attuali che in quelle precedenti. In altri termini, anche un edificio progettato in ottemperanza al D.M. del 1996 molto difficilmente risulterà completamente adeguato alle richieste sismiche presenti nelle vigenti normative tecniche.
Una corretta progettazione deve avere come obiettivo ottenere che la vulnerabilità dell'edificio risulti minima almeno per i terremoti più frequenti, in quanto vi sarà sempre la probabilità che si verifichi almeno un evento sismico tale da indurre una sollecitazione più gravosa di quella di progetto.
Durante un terremoto, il terreno si muove sottoponendo un edificio a spinte che si manifestano in tutte le direzioni spaziali x, y, e z. L'edificio inizia a oscillare e si deforma.
In funzione della durata e dell'intensità, la struttura subirà dei danni in proporzione.
Un parametro molto importante nella valutazione della vulnerabilità è la duttilità, definita come la capacità di un corpo di subire grandi deformazioni plastiche prima di arrivare a rottura.
Maggiore è la duttilità della struttura e più sarà in grado di subire anche gravi danni ma senza crollare. Inoltre i danni possono interessare le parti portanti della struttura che logicamente ne inficiano la stabilità e parti non strutturali. Il tutto dipende dalle caratteristiche dell'edificio quali tipologia costruttiva, invecchiamento, bontà dei materiali, esposizione e vicinanza con altre costruzioni.

Se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio e ben poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico, dall'altro abbiamo invece molte possibilità di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e di attuare così politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici.
La procedura di valutazione della sicurezza degli edifici esistenti proposta dalle Norme Tecniche ha proprio lo scopo di stimare la vulnerabilità di strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportuni.
La valutazione della vulnerabilità sismica consiste nella definizione di un livello di capacità di resistenza dell'edificio rapportato alla richiesta, in termini di resistenza e/o spostamento, del sisma.
Per valutare la vulnerabilità degli edifici dopo un terremoto è necessario conoscere i danni provocati rilevati all'intensità del sisma.

Invece la stima della vulnerabilità sismica preventiva all'accadimento di un evento tellurico è più articolata e può essere effettuata con diverse tipologie di metodo:

- Statistico, gli edifici vengono classificati a seconda dei materiali e della tecnica di costruzione, sulla base storica dei danni osservati nei sismi precedenti su strutture simili e confrontabili. Scontato dire che siano necessari i dati relativi ai danni dei terremoti passati, non sempre fruibili e di facile reperimento. È un'analisi di carattere statistico, non puntuale; pertanto si ragiona su larga scala e non si può stimare la vulnerabilità del singolo edificio.
- Meccanicistico, si usano modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati.

Possono essere utilizzati anche altri metodi che si suddividono in:

- vulnerabilità primaria: relativa al danno fisico della struttura;
- vulnerabilità secondaria: associata alle conseguenze del danno fisico, come ad esempio la perdita di funzionalità;
- vulnerabilità totale: combinazione delle due precedenti.

Tali metodi, utilizzano i giudizi di esperti per valutare il comportamento sismico e la vulnerabilità di determinate tipologie strutturali o per individuare i fattori che determinano il comportamento delle costruzioni e considerare come influenzano la vulnerabilità.
Per accertare l'entità del danno fisico ci sono due tipologie diverse di approccio:

- oggettivo: uso di calcoli matematici per quantificare il danno in modo univoco;
- soggettivo: personale, diverso a seconda dell'esaminatore.

Pertanto, il danno viene rispettivamente definito:

- osservato: quantificazione del danno basato su edifici realmente danneggiati;
- calcolato o strumentale: danno misurato attraverso modelli analitici o con l'ausilio di test su modelli o sistemi di monitoraggio di strutture reali.

Il danno osservato è quello verificato sull'edificio durante un sopralluogo.
Si esprime utilizzando un'espressione linguistica convertibile in un indice qualitativo, funzione degli effetti del terremoto sul manufatto analizzato e riguarda sia gli elementi strutturali che non strutturali.
Può essere valutato analizzando:

- la presenza di lesioni e la loro localizzazione;
- la presenza di sconnessioni tra singole parti dell'edificio;
- l'insorgere di modifiche della geometria.

Il verificarsi degli episodi su citati, sono sintomi di una riduzione di resistenza dell'edificio interpretabile quindi come danno strutturale rispetto ad azioni verticali ed orizzontali.

Il danno calcolato viene calcolato con modelli di calcolo specifici per determinate strutture. Restituisce una stima della riduzione della capacità di resistenza della struttura e riguarda solo le strutture portanti.
È possibile ricavare gli indicatori di tipo meccanico da tale modello.
Al raggiungimento dello stato SLE si identifica il momento in cui inizia la manifestazione del danno mentre al raggiungimento dello stato SLU il successivo collasso.
Tra gli indicatori più importanti troviamo:

- periodo della struttura;
- rotazioni plastiche;
- drift;
- classe di duttilità.

Inoltre, è possibile definire anche un danno di tipo economico dovuto al costo di riparazione del danno fisico. Il termine riparazione include le opere necessarie a riportare l'edificio completamente nella condizione originaria, questo riguarda sia gli elementi strutturali, non strutturali e accessori come gli impianti tecnologici. Può essere espresso come:

- costo unitario di riparazione;
- rapporto tra il costo di riparazione del danno fisico ed il costo di ricostruzione completa dell'edificio.

2.2.3 Esposizione al rischio sismico

Si intende l'estensione, la quantità, la qualità dei diversi elementi antropici che compongono la realtà territoriale (popolazione insediata, edifici, sistemi di infrastrutture, ecc.), le cui condizioni e/o il cui funzionamento possono essere danneggiati, alterati o distrutti da un evento sismico.

È una misura dell'importanza dell'oggetto esposto al rischio in relazione alle principali caratteristiche dell'ambiente costruito. Consiste nell'individuazione, qualitativa e quantitativa, degli elementi componenti il territorio o la città, il cui stato, comportamento e sviluppo può venire alterato dall'evento sismico (il sistema insediativo, la popolazione, le attività economiche, i monumenti, i servizi sociali).
Si riferisce alla quantità e qualità dei beni esposti. È strettamente correlato al valore di quanto può essere distrutto dal terremoto. Tale fattore, pertanto, nel nostro Paese si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa, della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale molto importante.

È possibile definire un valore di esposizione prima e dopo l'evento sisma:

- Esposizione prima del sisma: quantità e qualità dei beni esposti;
- Esposizione dopo il sisma: valore delle perdite causate dal terremoto in termini economici, artistici, culturali, umane.

I morti durante i terremoti possono essere dovuti a diversi motivi quali crollo di edifici, di altre costruzioni a seguito dei quali possono verificarsi anche incidenti stradali. Oltre i citati, si devono aggiungere i cosiddetti fenomeni secondari, ossia quelli innescati dal terremoto, come frane, liquefazione dei terreni, maremoti, incendi e la loro eventuale concatenazione.

Alcune statistiche riferite ai principali terremoti del mondo affermano che circa un quarto dei morti causati da un terremoto sono dovuti a danni non strutturali degli edifici (caduta di tramezzi, vetrate, cornicioni, tegole, ecc.) e a fenomeni indotti dal terremoto.

Soprattutto per i terremoti più importanti, è possibile stimare il numero di persone rimaste coinvolte facendo dei calcoli che si basano sul numero di edifici crollati o danneggiati; per fare tale stima sono necessari alcuni dati:

- l'orario del terremoto;
- la possibilità di morire anche successivamente alle attività di soccorso;
- le possibilità di fuggire e/o di proteggersi;

- il numero delle persone che abitano negli edifici;
- il tipo di coinvolgimento delle persone (morte o ferite).

Dedurre il numero di morti a causa di un sisma non è affatto semplice, a maggior ragione considerando le diverse ore del giorno e i mesi dell'anno.
Sapere quante persone risiedono in un'abitazione dipende da vari fattori, dalla destinazione d'uso degli edifici alla città di appartenenza passando per la zona della città stessa.
Inoltre, la presenza di un patrimonio culturale inestimabile, costituito dall'edificato corrente dei nostri centri storici, che non è ancora possibile quantificare in termini di consistenza e qualità.
Per prevenire e abbassare il rischio sismico del patrimonio storico architettonico il primo passo è la conoscenza dei beni esposti.
Per questo motivo, è stato avviato in collaborazione con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali - MiBAC un censimento a scala nazionale dei centri storici esposti al rischio sismico compreso lo sviluppo di un metodo di indagine conoscitiva sulla vulnerabilità dell'edificato storico, attraverso messa a punto di un apposito strumento web "Centri Storici e Rischio Sismico - Csrs" di rilievo, da condividere con tutte le istituzioni competenti sul territorio.

2.3 Situazione italiana

L'Italia è uno dei Paesi a grande rischio sismico d'Europa: per la sua particolare posizione geografica nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica.
La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della Penisola, lungo la dorsale appenninica, in Calabria, Sicilia e in alcune aree settentrionali, come il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale. Solo la Sardegna non risente particolarmente di eventi sismici.
Si riporta la mappa delle placche tettoniche in Italia.

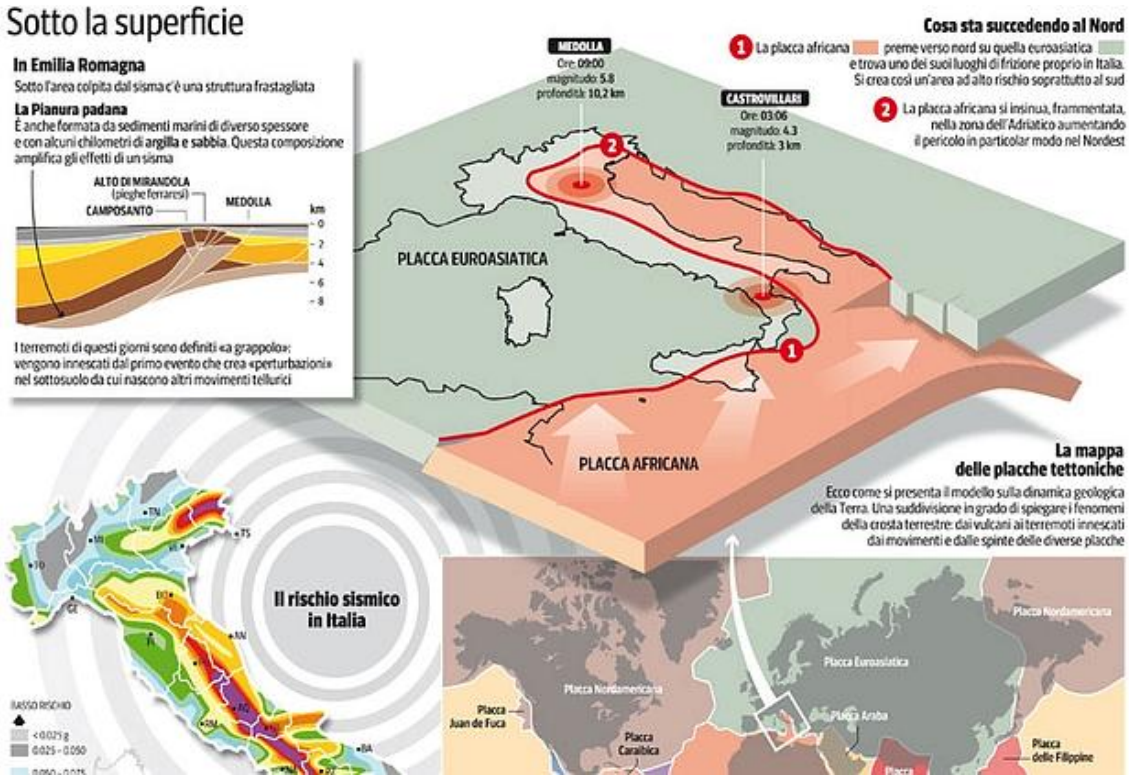


Figura 2.1: Mappa delle placche tettoniche in Italia

La storia del nostro paese è piena di eventi tellurici, sparsi lungo tutto lo stivale.
Si parte dai primi del Novecento, in seguito al sisma del 28 Dicembre 1908 in Calabria (86000 vittime) lo stato italiano effettuò la prima classificazione di pericolosità sismica a livello nazionale. Dopo la prima classificazione si sono susseguiti parecchi Regio Decreto che venivano aggiornati costantemente in base al verificarsi dei terremoti, come l'ultimo il R.D. n. 640/1935. Dopo il sisma di Irpinia nel 1980, venne redatta una nuova mappa di pericolosità più dettagliata, infatti dopo l'anno 1984 circa 2960 comuni entrano a far parte delle zone sismiche, fino a coprire un totale del 45% del territorio nazionale.

Di seguito si riporta una rappresentazione cartografica della situazione italiana nell'anno 1984.

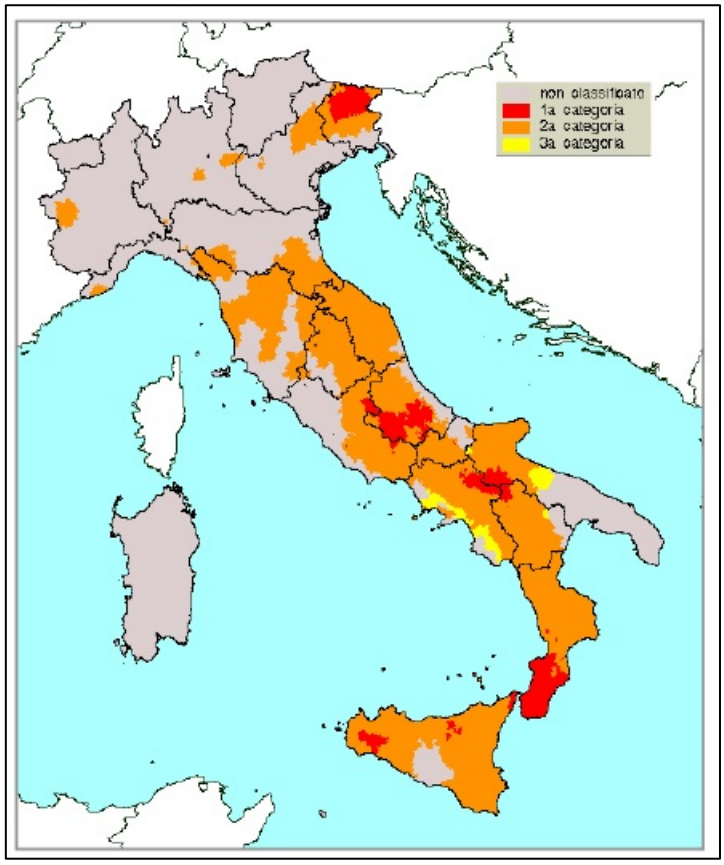


Figura 2.2: Mappa della suddivisione dell'Italia in categorie nell'anno 1984

Nel 1982 viene istituito il Dipartimento di Protezione Civile presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri. L'obiettivo era quello di migliorare la gestione delle emergenze, in questo modo si sarebbe potuto ridurre il rischio sismico eseguendo le seguenti azioni:

- istituzione di reti di monitoraggio così da aumentare la conoscenza della sismicità del territorio;
- aggiornamento della classificazione sismica e della normativa;
- adeguamento sismico del patrimonio edilizio esistente in modo da ridurre la vulnerabilità dell'edilizia antica;
- informazione e sensibilizzazione della popolazione;
- migliore utilizzo degli strumenti ordinari di pianificazione e gestione del territorio, compresa l'operatività e la gestione dell'emergenza post-sisma.

La rete di monitoraggio nazionale è gestita da INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), questo ente utilizza diversi accelerometri disposti sul territorio nazionale in modo da formare una rete di punti in cui siano noti i parametri sismici e sismogenetici di ogni terremoto che si verifica nell'intorno di tale stazione solitamente detta "sismometrica".
In ogni stazione c'è un sismometro che misura gli spostamenti del terreno ed un accelerometro che misura invece le accelerazioni sopra una soglia minima traferite dal suolo allo strumento; con questi strumenti si registrano una serie di dati per ogni sisma, i quali saranno caratterizzanti di una certa area geografica dell'Italia.

Seguendo i criteri di posizionamento di seguito riportati, è possibile definire la posizione ideale di una stazione sismometrica:

- alimentazione in rete necessaria;
- massimo segnale GSM per traferire i dati (PGA) in diretta; in questo modo i dati saranno in tempo reale;
- centro abitato più vicino possibile;
- sufficiente distanza da edifici alti;

Si riporta una cartina raffigurante la rete sismometrica italiana.

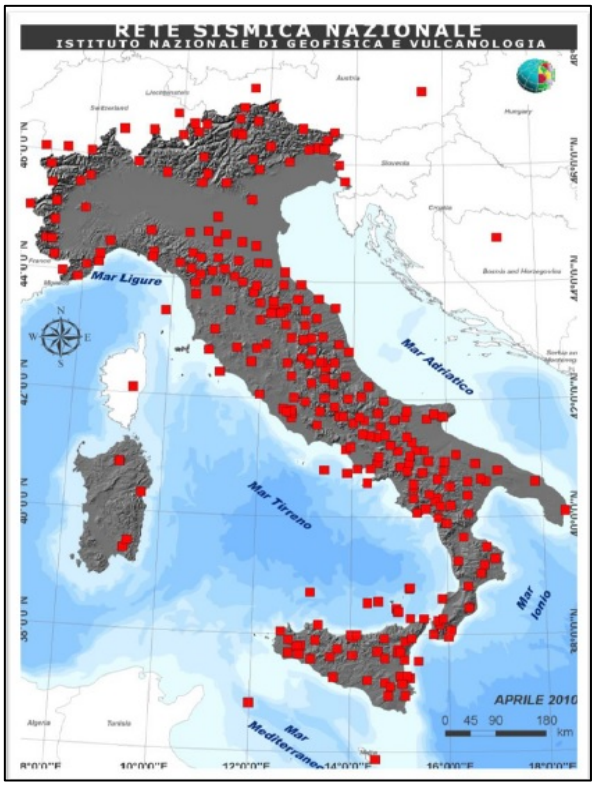
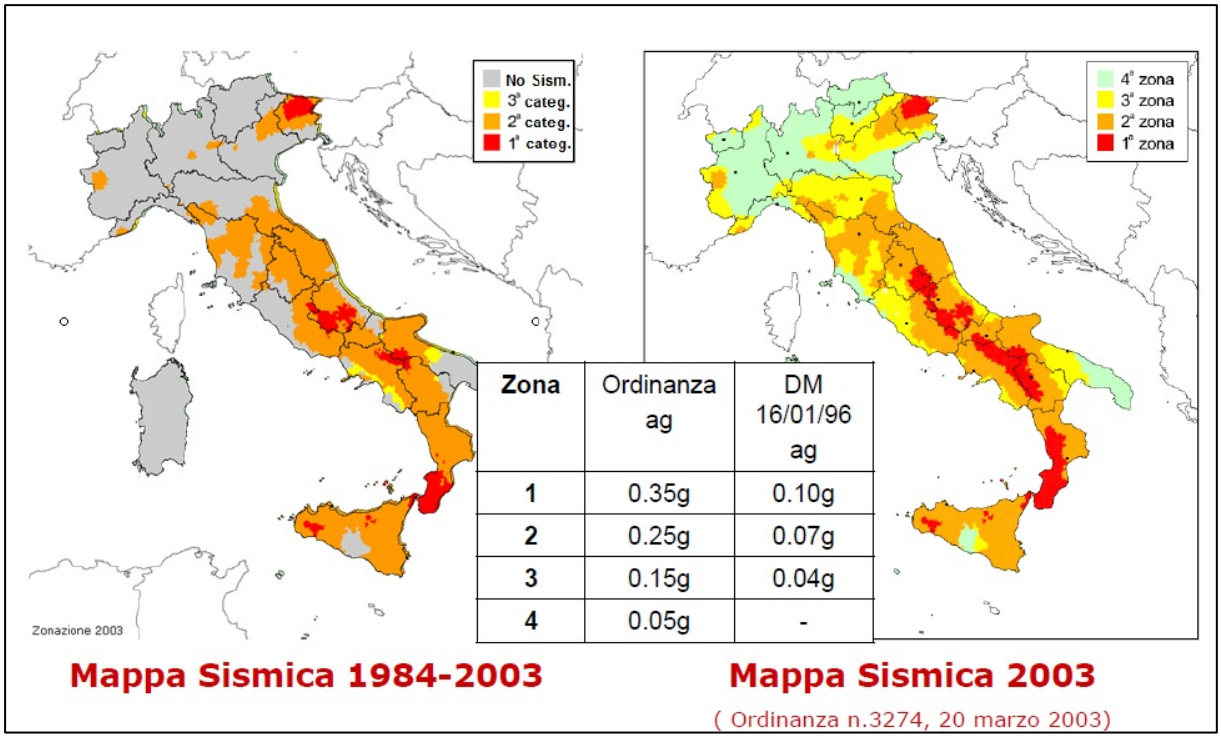


Figura 2.3: Rete sismometrica italiana INGV

I dati vengono acquisiti dalla rete sismometrica dislocata su tutto il territorio nazionale, composta da circa 250 stazioni, 147 CGPS e 80 accelerometri. Dopo aver registrato i dati, le stazioni li trasmettono via satellitare, direttamente ai centri di acquisizione di Roma, Grottaminarda e Catania e alle relative sale operative.

La rete a livello nazionale ovviamente fa parte di una ben più grande europea, che a sua volta è inclusa in una rete gestita a livello mondiale. I dati raccolti da tutte queste reti sono messi a disposizione dei progettisti su alcuni database online (ORFEUS, ITACA).

Si riportano le mappe sismiche dei due aggiornamenti precedenti a quello attuale.



Zona	Ordinanza ag	DM 16/01/96 ag
1	0.35g	0.10g
2	0.25g	0.07g
3	0.15g	0.04g
4	0.05g	-

Figura 2.4: Mappa della pericolosità sismica italiana pre e post 2003

Con la nuova classificazione sismica del 2003 ci sono degli aggiornamenti rilevanti:

- la classificazione è collegata alle norme tecniche;
- le strutture considerate dalle norme sono edifici e infrastrutture;
- tutta l'Italia diventa zona sismica;
- è prevista la revisione periodica della classificazione;
- è previsto l'adeguamento sismico degli edifici strategici esistenti.

Nel corso degli anni, la sensibilità nei confronti degli eventi tellurici e soprattutto nei confronti dei loro effetti è aumentata. Ne rappresenta un risultato tangibile la precisione e l'impegno con i quali lo stato affrontò il tema della classificazione del territorio. Venne realizzata usando i dati storici noti relativi all'intensità e frequenza dei terremoti del passato.
Inoltre è molto importante segnalare l'introduzione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche. La legislazione antisismica italiana divenne una tra le più moderne a livello internazionale e aveva come cardine innanzitutto la salvaguardia delle vite umane. Secondo questa impostazione, preveda norme tecniche in base alle quali un edificio doveva sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti.

Fino al 2003 tuto il paese era classificato in tre categorie sismiche a diversa severità.
Nel 2003 furono introdotti i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale.
Questi ultimi traevano fondamento sull'analisi della probabilità che il territorio venisse interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superasse una determinata soglia di intensità o magnitudo; questi rappresentavano gli studi e le analisi più recenti relativi alla pericolosità sismica del territorio.
A seguito di tutto ciò, venne pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.
Con tale provvedimento, lo stato stabiliva i principi che dovevano essere seguiti per stabilire l'elenco dei comuni che ricadeva nelle quattro zone, a pericolosità crescente, in cui era stato classificato l'intero territorio nazionale.
Con l'introduzione del "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia", lo stato delegò le regioni a definire tale elenco dei comuni.
Pur nel rispetto degli indirizzi e criteri generali stabiliti a livello nazionale, alcune regioni hanno classificato il proprio territorio, ad esempio adottando solo tre zone (zona 1, 2 e 3) e introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per meglio adattare le norme alle caratteristiche di sismicità.
A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia a_g; tali valori corrispondono all'accelerazione, che determina assieme alla massa del piano considerato una forza quantificabile in Newton.

I comuni italiani si distribuiscono come segue nelle varie zone:

- Zona 1: sismicità alta, alta probabilità che si verifichi un forte terremoto; ag > 0,25
- Zona 2: sismicità medio-alta, forti terremoti sono possibili; 0,15 < ag ≤ 0,25
- Zona 3: sismicità medio-bassa, forti terremoti sono meno probabili rispetto alle due categorie precedenti; 0,05 < ag ≤ 0,15
- Zona 4: sismicità bassa, probabilità che si verifichi un forte terremoto è molto bassa; ag ≤ 0,05.

Oltre che in zone sismiche il territorio nazionale è suddiviso anche in 175 distinti distretti sismici, inclusi quelli a mare, zone sismogenetiche definite da una specifica denominazione utile a localizzare l'area in cui si verifica l'epicentro di un terremoto.

È di rilevanza importante ricordare che a seguito del terremoto aquilano del 2009, la Regione Abruzzo richiese la collaborazione del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) per definire i criteri di gestione delle aree limitrofe alla faglia attiva e capace (faglia di Paganica) che ha interessato una parte di territorio occupato da manufatti di varia tipologia (edifici, strade, ecc.). A seguito di questo, Il DPC costituì un Gruppo di Lavoro formato da esperti di varia estrazione (geologi del terremoto, ingegneri strutturisti e architetti pianificatori) per affrontare il problema in termini generali e definire le linee guida per il trattamento della pericolosità da fagliazione di superficie ai fini della Microzonazione Sismica.
Questo documento presenta la sintesi del lavoro svolto ed è articolato in forma di linee guida operative per amministratori e pianificatori del territorio. Il documento è costituito da due parti: nella prima si definisce il fenomeno fisico delle faglie attive e capaci e/o potenzialmente attive e capaci e si descrive una procedura tecnico operativa per stabilire la forma e le dimensioni delle zone di faglia; nella seconda si disciplina gli usi del suolo in zone di faglia attiva e capace, sia dal punto di vista urbanistico, che dal punto di vista delle classi d'uso dei manufatti chiude questa parte del documento una breve descrizione dei ruoli svolti nel processo dalle istituzioni pubbliche.

La carta nazionale di pericolosità mostra la distribuzione degli eventi sismici aventi una data probabilità di occorrenza, poiché vi è la necessità di collegare le NTC con le recenti carte di pericolosità sismica, queste carte vengono successivamente tradotte in mappe delle zone sismiche a seconda appunto degli eventi che se ne verificano all'interno.

Di seguito è rappresentata la mappa di pericolosità sismica italiana aggiornata.

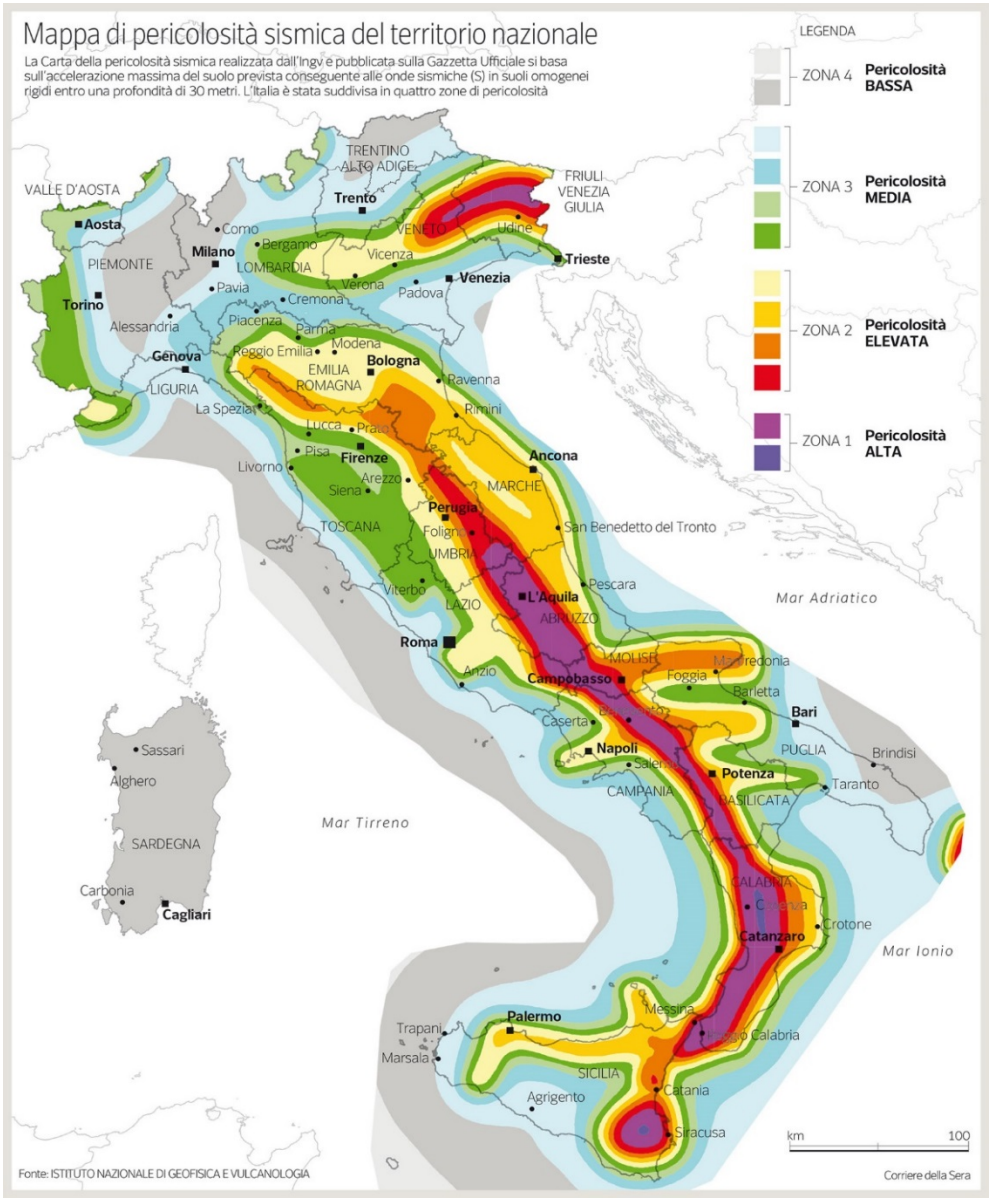


Figura 2.5: Carta di pericolosità sismica italiana, Tr = 475 anni, Pvr = 10% e Vr = 50 anni, INGV

3. Ntc 2018 – Cap.8 Costruzioni esistenti

Di seguito si riporta il capitolo 8 sulle costruzioni esistenti delle NTC2018.

8.1. OGGETTO

Il presente capitolo stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.
Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata.

8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, riferimento anche per le costruzioni esistenti, ad esclusione di quanto indicato nella presente norma in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e fatto salvo quanto specificato nel seguito. Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU ed SLE della struttura o di parte di essa.
La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:
– essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
– in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
– essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
– le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.
Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:
– la geometria e i particolari costruttivi;
– le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
– i carichi permanenti.
Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza"

che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate.

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

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 rigidezza;

– 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.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

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

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζE tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;

l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto ζV,i tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.
È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:
– interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
– interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
– interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.
Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.
Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.
Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.
Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D.Lgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando
la relativa valutazione della sicurezza.

8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

– ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;

– migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;

– impedire meccanismi di collasso locale;

– modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζE può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζE, a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6 , mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζE, sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno ζE =1,0.

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:
a) sopraelevare la costruzione;
b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.
In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.
Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere ζE ≥ 1,0. Nei casi c) ed e) si può assumere ζE ≥ 0,80. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.
Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

8.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

8.5.2. RILIEVO

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.

8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre

2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.
Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:
- LC1;
- LC2;
- LC3.
Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.
Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γG valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

8.6. MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.
Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

8.7. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi,
i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

8.7.1. COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura, in particolare negli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio.
La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.
Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione della muratura, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra pareti murarie e tra pareti e orizzontamenti, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini sia di resistenza (applicando un opportuno fattore di comportamento), sia di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).
L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza degli orizzontamenti, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali con gli orizzontamenti e tra loro.
Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di progetto di un pannello in muratura, per azioni nel suo piano medio, potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni, alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.
In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono risultare inadeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, infatti, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici

adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.
L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti sfalsati di quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia verticalmente sia orizzontalmente, US adiacenti di differente altezza.
L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di orizzontamenti sufficientemente rigidi nel proprio piano può essere svolta, anche per edifici con più di due orizzontamenti, mediante l'analisi statica non lineare, con verifica in termini sia di forze sia di spostamenti, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di US d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che gli orizzontamenti possano unicamente traslare nella direzione dell'azione sismica considerata. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.
Qualora gli orizzontamenti dell'edificio non siano sufficientemente rigidi nel proprio piano si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, essendo ciascuna parete soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili". L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

Nel caso di demolizioni o interventi su organismi in c.a. facenti parte di aggregati edilizi è fatto obbligo al progettista di operare indagini e/o verifiche atte ad accertare, preliminarmente, l'assenza di interazioni con i corpi adiacenti, al fine di poter escludere il

prodursi, su di essi, di modifiche in senso negativo del comportamento strutturale a seguito delle demolizioni o degli interventi.

8.7.3. COSTRUZIONI MISTE

Alcune tipologie di costruzioni esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

– costruzioni le cui pareti perimetrali siano in muratura portante e la cui struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio in c.a. o acciaio);

– costruzioni in muratura su cui gravino sopraelevazioni aventi sistema strutturale, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio su cui gravino sopraelevazioni in muratura;

– costruzioni in muratura che abbiano subito ampliamenti planimetrici, il cui sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello preesistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

8.7.4. CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi vanno progettati ed eseguiti, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate

dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidezze e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale della costruzione.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

– riparazione di eventuali danni presenti;

– riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;

– miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi;

– riduzione delle condizioni, anche legate alla presenza di elementi non strutturali, che determinano situazioni di forte irregolarità, sia planimetrica sia altimetrica, degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidezza;

– riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;

– riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;

– riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti, sia nel loro piano che ortogonalmente ad esso;

– miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali, alla struttura e tra loro;

– incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;

– realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli eventuali urti;

– miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica possa mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

– miglioramento dei collegamenti tra orizzontamenti e pareti, tra copertura e pareti, tra pareti confluenti in martelli murari o angolate;

– riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
– rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.
Per le strutture in c.a. ed in acciaio si prenderanno in considerazione, valutandone l'eventuale necessità e l'efficacia, anche le tipologie di intervento di seguito esposte o loro combinazioni:
– rinforzo di tutti o parte degli elementi;
– aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, etc.;
– eliminazione di eventuali meccanismi "di piano";
– introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
– eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio.
Infine, per le strutture in acciaio, potranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:
– miglioramento della stabilità degli elementi e della struttura;
– incremento della resistenza e/o della rigidezza dei collegamenti;
– miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative;
– introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso.

8.7.5. ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di miglioramento o adeguamento sismico deve almeno comprendere:
a) l'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
b) la scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
c) la scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;
d) il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
e) l'analisi strutturale della struttura post-intervento;
f) la verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).
Analogamente si procederà per gli interventi (di riparazione o rafforzamento) locali. In tal caso non si eseguiranno le analisi della struttura e le verifiche ante e post-opera di cui ai punti a), e), f), che saranno sostituite da analoghe verifiche sul singolo elemento o sul meccanismo locale sul quale si interviene, al fine di determinarne gli incrementi di resistenza e/o di duttilità conseguenti all'intervento.

4. Struttura in esame

4.1 Descrizione dell'opera

La struttura in esame è l'edificio scolastico Leonardo Da Vinci della Direzione Didattica Statale Mondragone Secondo.
È situata nel comune di Mondragone in provincia di Caserta, in Via dei Gelsomini 12, e ricade in zona sismica III.
Il fabbricato è una costruzione mista in muratura ordinaria e calcestruzzo armato, costituita da elementi murari in tufo e travi, pilastri e cordoli in calcestruzzo armato.

L'edificio è costituito da due livelli originali, piano terra e primo piano con altezza d'interpiano di 4 m e un secondo piano sopraelevato con altezza d'interpiano di 3.80 m.
Il fabbricato ha pianta pressocché rettangolare con dimensioni di circa 36 m x 17 m; e in corrispondenza del lato destro dell'ingresso, è presente un'ala aggiuntiva, sede dei bagni, di 4,7 m x 9,6 m.

Il fabbricato è una costruzione mista in muratura ordinaria e calcestruzzo armato, costituita da elementi murari in tufo e travi, pilastri e cordoli in calcestruzzo armato.
Internamente è presente un grande atrio centrale che si estende a tutta altezza fino al secondo primo, mentre le aule sono dislocate lungo il perimetro di tale atrio su soli tre lati.

Il piano primo presenta un ballatoio interno a sbalzo sull'atrio centrale a servizio delle aule.
Tale ballatoio è interessato dai nuovi pilastri in carpenteria metallica 0,2 m x 0,2 m riempiti di calcestruzzo sui quali scaricano parzialmente le travi.
Il soffitto dell'atrio è costituito da un'orditura di travi ribassate a grande luce rinforzate che scaricano il loro su una trave ribassata (secondo piano) posta nella facciata anteriore; tale trave è presente anche al primo piano. I pesi portati dalle travi scaricano sulla muratura e sui pilastri e sul setto presenti sempre nella facciata anteriore del fabbricato.
Il solaio costituisce in parte il corridoio delle aule del secondo piano e in parte copertura non praticabile che si presenta piana e dotata di cornicione perimetrale.

All'interno dell'atrio centrale è presente una costruzione prefabbricata leggera con pareti e soffitto a pannelli tipo sandwich con funzione di sala riunioni.
Tale struttura, indipendente dal resto dell'edificio principale, è da considerarsi come struttura secondaria interna removibile; pertanto non interessata dall'analisi strutturale.

Si riportano di seguito degli estratti cartografici presi da Google Maps per favorire la localizzazione dell'edificio.

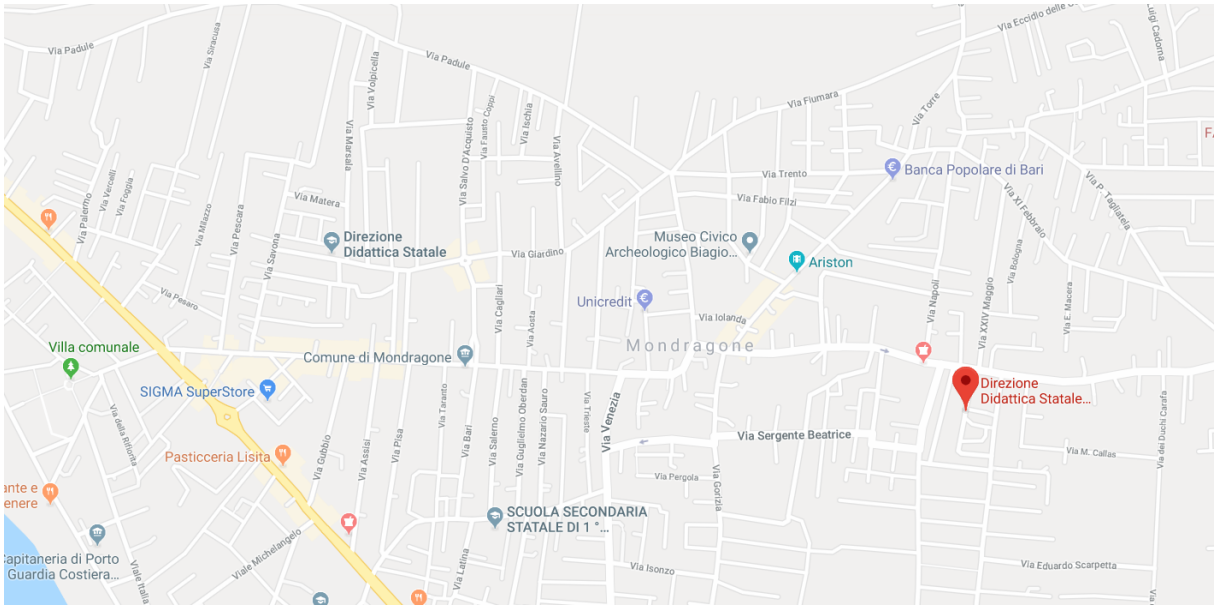


Figura 4.1: Estratto Google Maps dell'edificio, Mondragone (CE)

Figura 4.2: Estratto Google Maps satellite dell'indirizzo dell'edificio, Mondragone (CE)

4.2 Dati della struttura

Al fine di meglio riassumere i dati utilizzati per la modellazione e l'inquadramento della struttura in esame si riporta di seguito una tabella riepilogativa delle informazioni disponibili.

DATI FABBRICATO	
Parametro	Descrizione
Destinazione d'uso	Scuola
Classe d'uso	III
Latitudine	41.114°
Longitudine	13.893°
Numero piani	3
Struttura	Mista, muratura e telaio cls
Solai	Putrelle e cls
Numero giunti strutturali	Assenti
Fondazione	Travi rovesce
Anno di progettazione	1960/1980
Normativa di riferimento	R.D n. 1213 del 29/07/1933

Tabella 4.1: Raccolta dati generali della struttura

Di seguito si riportano le piante rispettivamente del piano terra, primo e secondo.
I disegni sono fuori scala, si rimanda alla tavola in allegato per i disegni in scala.

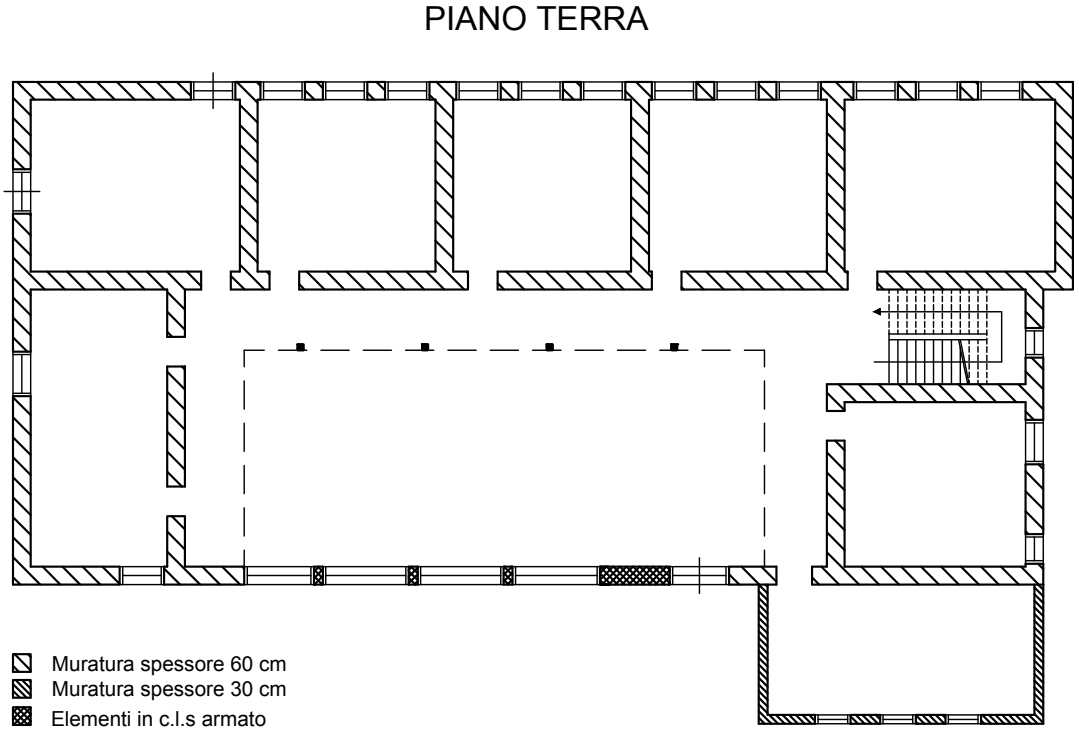


Figura 4.3: pianta piano terra

PIANO PRIMO

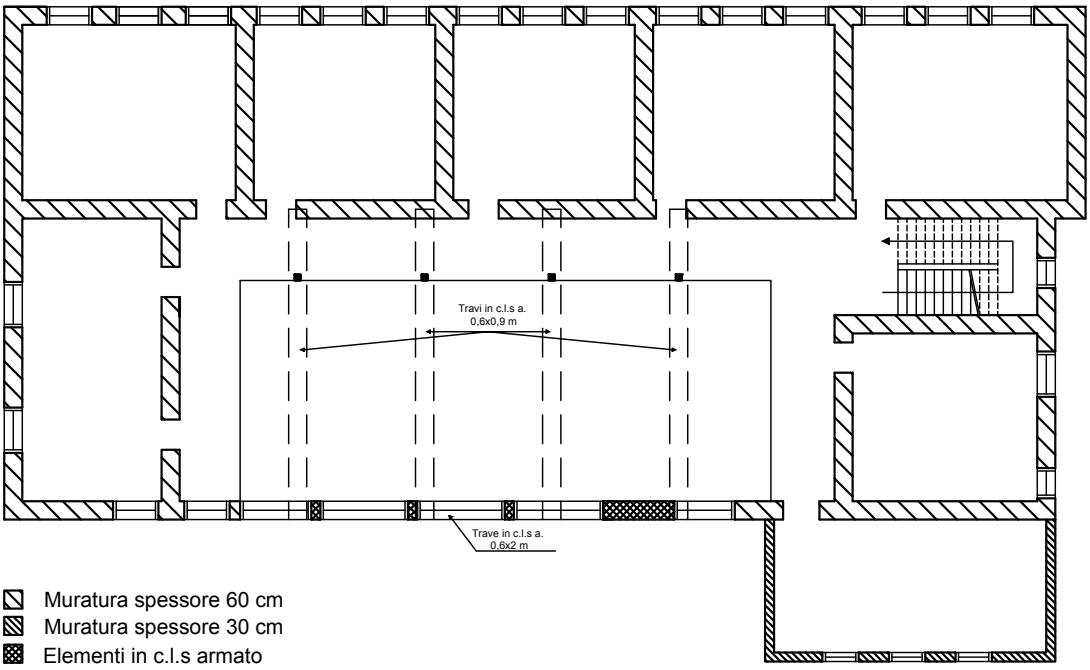


Figura 4.4: pianta primo piano

PIANO SECONDO

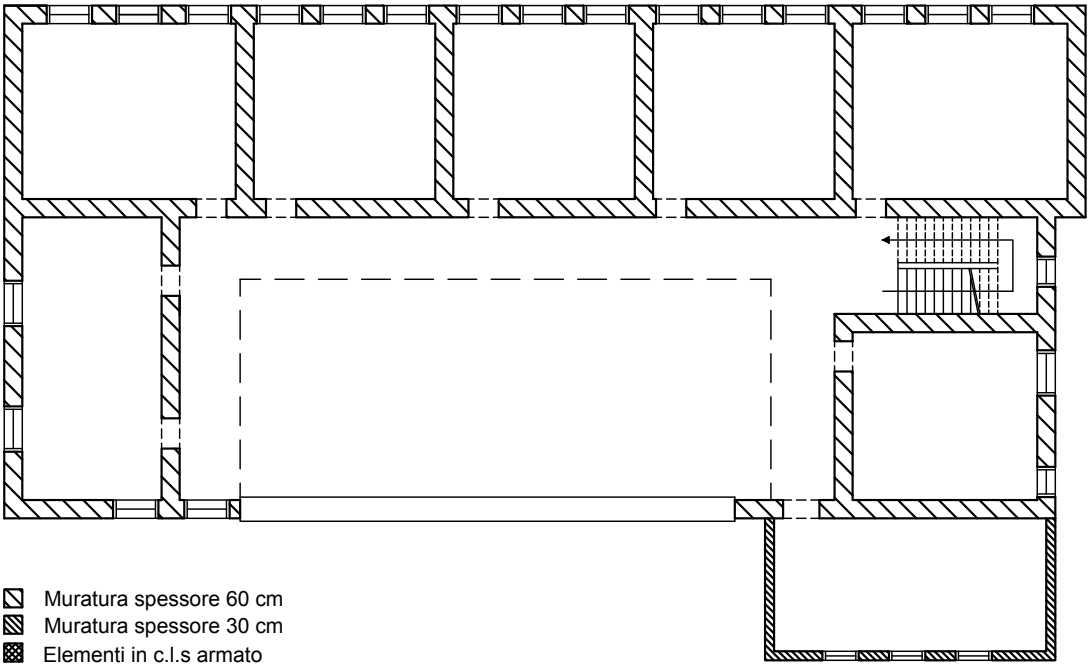


Figura 4.5: pianta secondo piano

4.3 Raccolta dati e informazioni

Considerata l'importanza della costruzione in oggetto, trattandosi di una costruzione con funzione pubblica, classe d'uso III, si è analizzata l'opera nel dettaglio, con lo scopo di condurre nel modo più accurato possibile le verifiche e le valutazioni della sicurezza.
Pertanto, si è partiti eseguendo un'analisi storica-critica, in modo da risalire alla data di costruzione dell'edificio e individuare le eventuali modifiche e/o varianti che possono aver interessato lo stesso.

Nel caso in esame, dalle ricerche presso gli uffici pubblici preposti al controllo tecnico-urbanistico del Comune di Mondragone, non sono stati reperiti gli elaborati progettuali originali dell'epoca. Pertanto, anche in considerazione del periodo in cui è stata costruita, si ritiene che la struttura non sia stata oggetto di modellazioni numeriche e sia stata progettata per resistere ad azioni orizzontali di tipo sismico sicuramente non secondo le attuali normative, ma secondo le normative in vigore all'epoca.
Sono stati reperiti elaborati grafici di rilievo architettonico finalizzate a risistemazioni distributive interne.

Si sono reperite però alcune informazioni di carattere generale. In particolare, il progetto originale del fabbricato risale al 1960, anno in cui è stata ultimata anche la costruzione dello stesso. Successivamente, negli anni '80, una parte della struttura è stata sopraelevata.
L'assenza di eventuali dissesti o danni subiti dalla struttura a seguito di eventi significativi (anche di tipo sismico) è confermata dal buono stato di conservazione in cui si trova il fabbricato nel suo complesso.

4.4 Rilievo e indagine visiva

La conoscenza della costruzione oggetto di verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.
Di seguito si riportano alcune immagini del fabbricato.

Figura 4.6: Foto delle facciate esterne dell'edificio

Figura 4.7: Foto interne dell'edificio e del terrazzo

Il fabbricato in esame è una costruzione mista in muratura ordinaria e calcestruzzo armato costituita da elementi murari in tufo e travi, pilastri e cordoli in calcestruzzo armato.
L'immagine sottostante mostra la tipologia costruttiva della muratura.

Figura 4.8: Tipologia e tessitura della muratura esistente

La struttura si presenta in buono stato di conservazione comprese le coperture ben impermeabilizzate e sgombre. Quadro fessurativo quasi inesistente.

La struttura presenta un'irregolarità sia in pianta che in altezza.

La muratura si presenta con uno spessore complessivo pari a 60 cm con intonaco sia interno che esterno di circa 2 cm di spessore con buone proprietà di isolamento dall'umidità esterna; invece la muratura del blocco aggiuntivo rispetto alla pianta rettangolare originaria, posto in corrispondenza del lato destro dell'ingresso, dove hanno sede i bagni, ha spessore complessivo di 30 cm.

Il sistema strutturale è costituito, nella zona adibita ad aule, da maschi murari con larghezza differente a seconda delle aperture con le rispettive fasce di piano e, nella zona dell'atrio, da un sistema di travi ribassate in c.a. a passo 4.20m e luce 9.40m che sorreggono la copertura, poggianti in falso su un'altra trave ribassata sorretta da un sistema di pilastri in c.a. 30x60 disposti a passo 3.20 m che definiscono la scansione dell'apertura della facciata principale. Le travi in c.a. di facciata terminano direttamente sui maschi murari mentre le travi di copertura poggiano sul cordolo interno in c.a. disposto sopra la muratura. Queste ultime inoltre presentano un appoggio aggiuntivo a circa 2.00m dall'appoggio più interno costituito da pilastri aggiuntivi in carpenteria metallica a profilo scatolato riempito di cls. aggiunti in concomitanza della sopraelevazione.

Sono presenti cordoli in c.a. a tutti i piani (evidenziati dalla termografia effettuata) ed in corrispondenza del lato opposto all'ingresso, si evidenziano 2 cordoli sovrapposti a testimonianza della sopraelevazione avvenuta in epoca diversa dalla data di costruzione.
Risulta evidente la sopraelevazione del fabbricato data la presenza dei nuovi pilastri in carpenteria con funzione di ausilio delle travi di copertura. La parte in calcestruzzo armato costituente il telaio frontale reggente la copertura dell'atrio e la copertura dell'atrio stessa risulta ben conservata, con calcestruzzo di buona qualità e senza evidenti fenomeni di degrado tipiche del materiale in questione.

La parte sopraelevata si presenta edificata con le stesse tecniche e materiali costituenti la parte sottostante. I solai sono di tipo tradizionale ben ammorsati nei muri e presentano anche parti a sbalzo in soletta piena in c.a.
Si segnala invece l'apertura di porte per uscite di emergenza ai piani 1° e 2° che si configurano come localmente troppo invasive rispetto alla struttura esistente che ne risulta potenzialmente indebolita. Esternamente si rileva anche la presenza di una nuova scala antincendio in carpenteria metallica autoportante di buona fattura e conservazione, realizzata sicuramente

più recentemente, la quale risulta invasiva nei confronti della muratura della facciata anteriore proprio perché è stata ricavata la porta d'uscita d'emergenza. Tale deduzione è avvalorata sia dalla recente esigenza normativa di dotare gli edifici di uscite d'emergenza, dal materiale e dalla tipologia costruttiva della scala stessa e infine dalla diversa altezza della porta rispetto alle altre porte e finestre.
Internamente, la struttura leggera prefabbricata, di recente costruzione, si presenta ben assemblata e ben conservata. La struttura, a detta del personale del comune è stata acquistata da una ditta esterna che ne garantisce prestazioni e stabilità secondo le norme in vigore, pertanto non è stata considerata né nei calcoli della struttura globale né nelle verifiche locali delle strutture secondarie.

Di seguito si riporta uno stralcio della circolare n.7 del 21/01/2019 indispensabile per procedere con l'analisi della struttura.

C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

La conoscenza della storia di un fabbricato e elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia. 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 e 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.

C8.5.2 RILIEVO

C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

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 cosi 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 piu estesi e diffusi cosi 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.*

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto. Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali. 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).*

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

4.5 Inquadramento geologico

Anche sotto l'aspetto geologico, le ricerche presso gli archivi comunali non hanno permesso di reperire alcuna relazione geologica originale dell'epoca e riferita al fabbricato oggetto di analsi. L'Ufficio tecnico del Comune ha, però, effettuato anni fa una campagna di indagini volta a reperire le informazioni circa la tipologia di terreno e di sottosuolo dell'interno Comune di Mondragone. Pertanto i dati riportati su tale documentazione tecnica forniscono il punto di partenza per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo su cui l'edificio in questione si fonda.
Nella tabella sottostante si riportano i dati principali della tipologia di terreno in analisi.

Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio	$V_{s,30}$ = 345 m/s
Angolo di attrito interno	28°<φ<30°
Coesione	0
Peso dell'unità di volume	14-16 kN/m^3
Modulo edometrico	3000-4000 kPa

Tabella 4.2: Dati geotecnici del terreno

4.6 Indagini strutturali e prove eseguite

I valori dei parametri meccanici della muratura e lo schema costruttivo dell'intera struttura sono stati reperiti dalla campagna di indagini strutturali eseguita sull'edificio.
Il livello di conoscenza acquisito, attraverso cui si sono potuti definire i valori dei parametri meccanici della muratura è **LC2 (livello di conoscenza accurata)** a cui corrisponde un **fattore di confidenza pari a 1.2**.
In particolare, la campagna delle indagini è composta da:

- 3 spicconature;
- 1 prova sclerometrica;
- 1 esame termografico;
- 1 prova con martinetto piatto doppio;
- 1 prova penetrometrica su malta.

Nella pagina seguente si riporta la planimetria della struttura con l'indicazione dei punti dove sono state eseguite le prove.

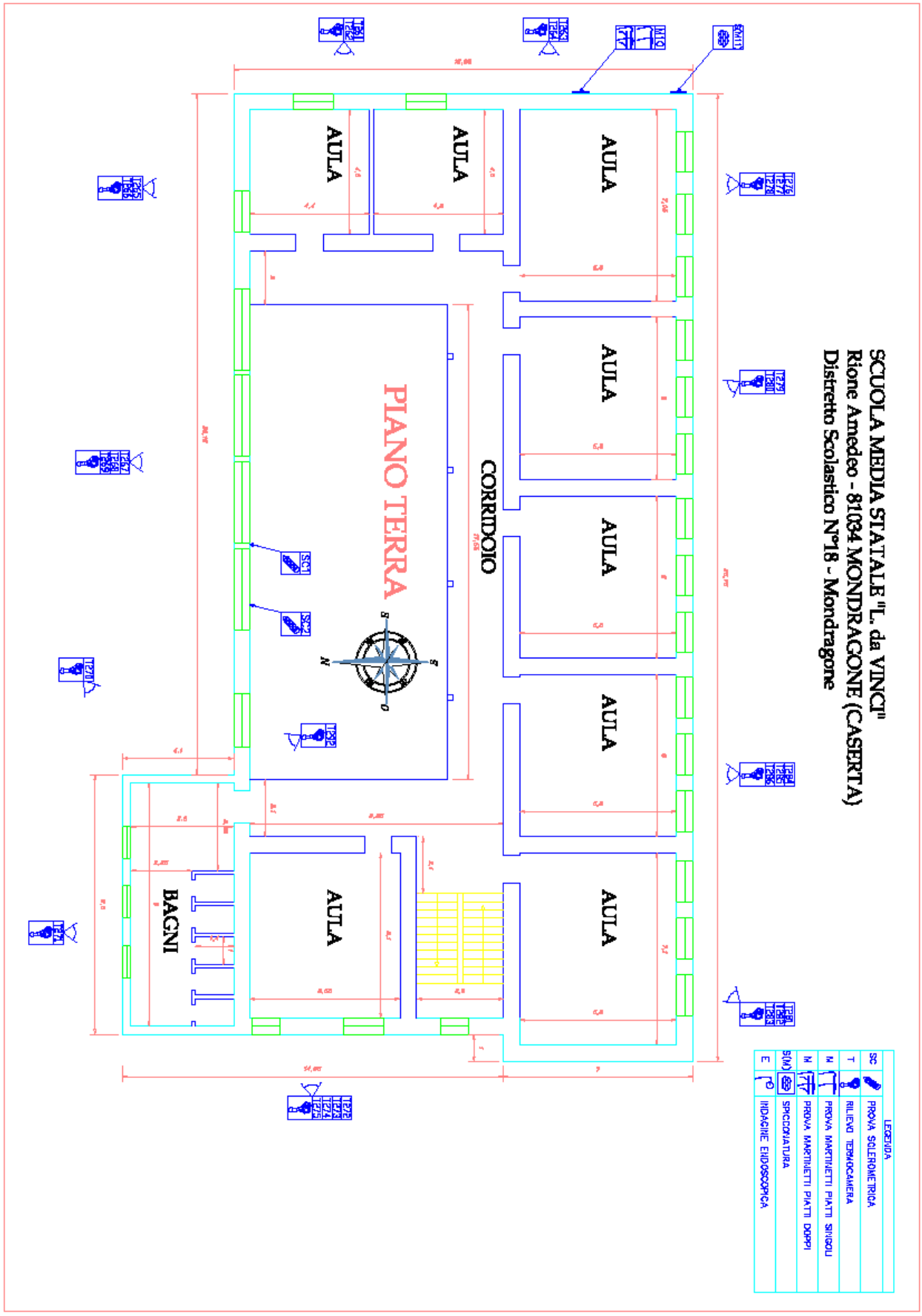


Figura 4.9: planimetria con l'ubicazione e la tipologia delle prove eseguite

4.6.1 Spicconature

Sono state effetutate anche ispezioni visive con rimozione dell'intonaco nelle zone di spigolo, eseguite per:

- individuare la tipologia di muratura;
- verificare l'ammorsamento fra murature ortogonali;
- verificare la presenza e la tipologia dei cordoli.

Tali indagini hanno dato come risultato una caratterizzazione completa ed esaustiva della muratura in oggetto evidenziando i seguenti aspetti:

- La muratura si presenta omogenea e costante per tutto il fabbricato;
- Le murature presentano un buon grado di ammorsamento tra paramenti ortogonali tra loro;
- La tipologia di muratura è stata individuata in blocchi di tufo giallo regolari e ben disposti con malta legante in ogni interstizio;
- Il calcestruzzo si presenta in buono stato senza evidenti segni di degrado;
- L'intonaco si presenta regolare e con buone caratteristiche protettive nei confronti del materiale interno.

Le foto delle spicconature sono riportate di seguito.

Figura 4.11: Saggio M11, individuazione della tipologia di muratura (tufo) al piano terra dell'edificio

Figura 4.12: Saggio M12, individuazione della tipologia di muratura (tufo) al secondo piano dell'edificio

Figura 4.13: Saggio M12, individuazione della tipologia di muratura (tufo) al primo piano dell'edificio

4.6.2 Indagine termografica

Una termocamera registra l'intensità della radiazione nella parte infrarossa dello spettro elettromagnetico e la converte in un'immagine visibile. La radiazione infrarossa si trova tra la porzione dello spettro elettromagnetico del visibile e quella delle microonde. La fonte principale della radiazione infrarossa è il calore, o la radiazione termica. Qualsiasi oggetto ad una temperatura superiore allo zero assoluto (-273,15°C o 0 Kelvin), emette radiazioni nell'area dell'infrarosso; più caldo è l'oggetto, maggiore è la quantità di radiazioni infrarosse emesse.
L'energia all'infrarosso (A) emessa da un oggetto viene fatta convergere dai componenti ottici (B) verso un detector all'infrarosso (C): Il detector invia le informazioni al sensore elettronico (D) per l'elaborazione dell'immagine. L'elettronica traduce i dati provenienti dal detector in un'immagine (E) visibile direttamente nel mirino oppure sullo schermo di un monitor standard o su un LCD.
Una termocamera è quindi un affidabile strumento senza contatto in grado di rilevare e visualizzare la distribuzione della temperatura di intere superfici, in modo rapido e preciso.

La funzione di istogramma mostra la distribuzione della temperatura di un'area d'immagine. Una linea di profilo viene usata per analizzare le curve di temperatura.
Le termocamere Testo con fotocamera digitale integrata salvano automaticamente un'immagine a infrarossi e un'immagine reale in contemporanea. Con la sovrapposizione professionale di immagini Testo TwinPix, queste due immagini possono essere sovrapposte nel software IRSoft. Le informazioni ottenute dall'immagine termica e dall'immagine reale sono quindi visualizzate insieme in un'unica immagine.

Nel caso specifico la finalità dell'analisi è l'individuazione di piattabande, cordoli, travi e pilastri in calcestruzzo, vuoti nella muratura. I risultati dell'analisi sono di seguito riportati.
Dalle immagini termiche non sono desumibili anomalie termiche riconducibili a vuoti e/o a variazioni della tipologia della muratura. Sono chiaramente individuate fasce a diverso comportamento termico in corrispondenza dei solai di interpiano e riconducibili a cordoli di piano. Sono inoltre individuate fasce a diverso comportamento termico al di sopra delle aperture del piano primo riconducibili a piattabande continue per l'intera lunghezza della parete. sono infine individuate piccole aree a diverso comportamento termico al di sopra delle aperture del piano terra riconducibili a singole piattabande, nonche' in adiacenza della finestra al piano secondo riconducibile ad una apertura chiusa in secondo tempo; riguardo il calcestruzzo, dalle immagini termiche sono desumibili anomalie termiche riconducibili ad un sistema a telaio costituito da travi e pilastri in calcestruzzo.

4.6.3 Prove sclerometriche

La prova sclerometrica è un tipo di controllo che permette l'esame di strutture senza danneggiamenti delle zone indagate. Essa consente la valutazione della probabile resistenza a compressione del calcestruzzo in opera mediante la determinazione della relativa durezza d'urto fornita dallo strumento utilizzato.

La prova si esegue posizionando lo sclerometro a contatto con la superficie, previo trattamento con pietra abrasiva a grana media in carborundum, in direzione perpendicolare e misurando i valori dei rimbalzi di un cursore d'acciaio spinto con forza contro tale superficie; una molla graduata ed il relativo ago danno l'indicazione dell'indice di rimbalzo su una scala graduata.

Per ogni superficie di prova vengono effettuate dieci misure, i cui risultati, opportunamente mediati aritmeticamente, forniscono l'indice di rimbalzo sclerometrico. Con tale valore è possibile estrapolare, da un diagramma fornito dalla Ditta costruttrice dello strumento, le probabili resistenze cubiche alla compressione del calcestruzzo esaminato, con le relative dispersioni. Si riportano delle immagini illustrative.

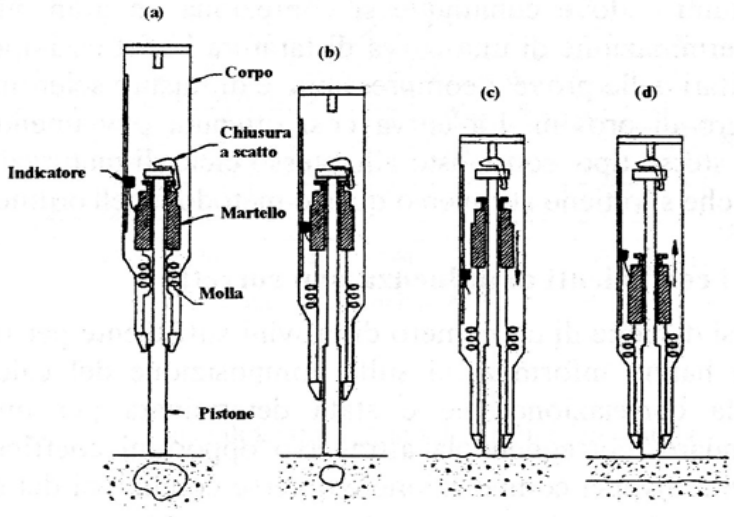
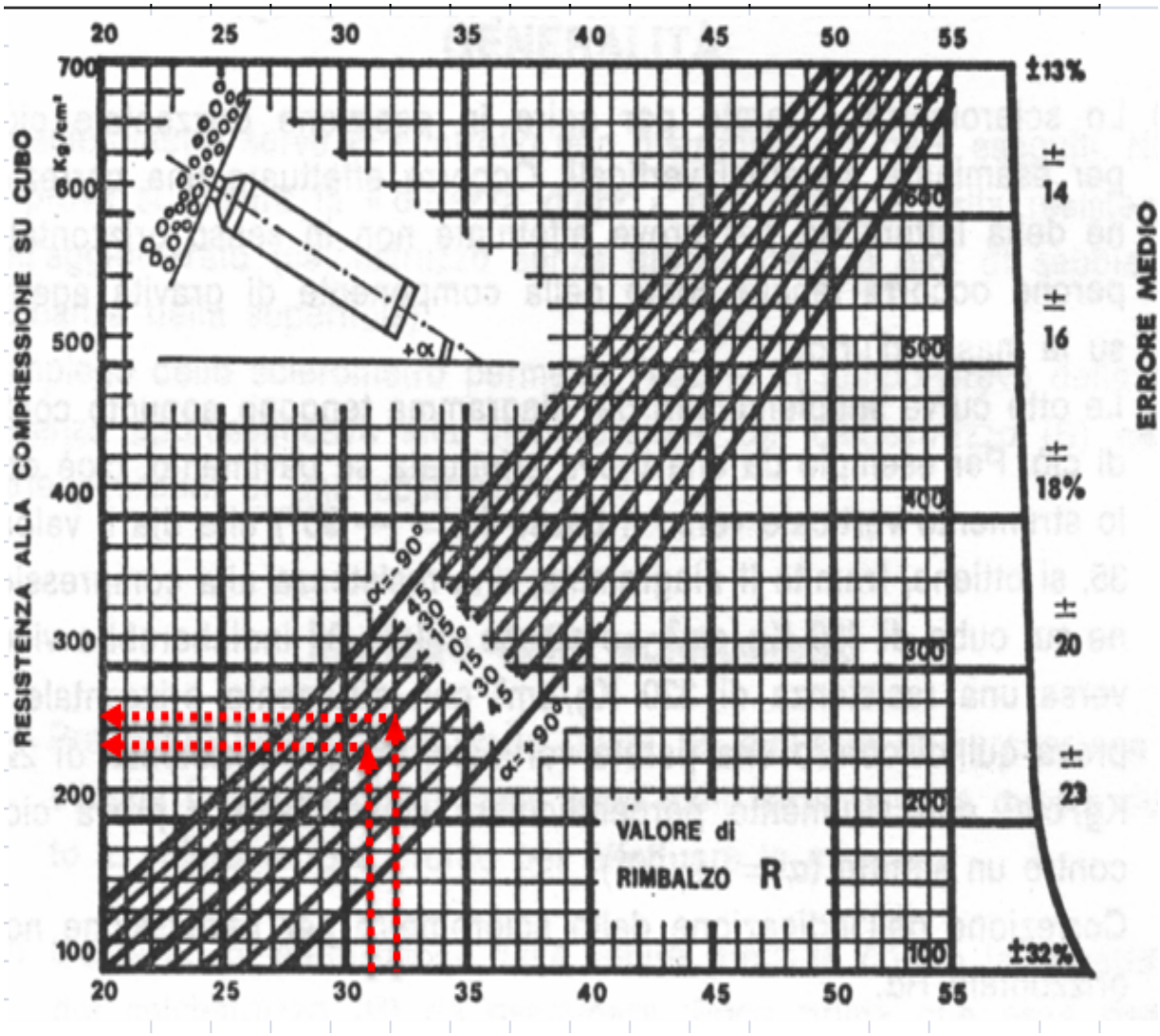


Figura 4.14: Foto d'esempio di uno sclerometro

Punto di misura	***DESCRIZIONE***
1	Pilastro piano terra
2	Trave piano terra

Punto di misura	Letture Sclerometro tipo SEB matricola 007654										Indice di rimbalzo *medio*	α°	R scler [Kg/cm^2]
1	33	41	43	28	25	29	31	35	34	40	34	0	270
2	32	33	30	30	32	36	30	36	32	32	32	0	**250**



Dalla prova si ricava il carico il valore di 250 kg/cm^2 .

4.6.4 Martinetto doppio

Mediante questo strumento si determinano le caratteristiche di deformabilità e della resistenza ultima.
La tecnica per la determinazione dello stato tensionale si basa sul fatto che un taglio eseguito in un solido sollecitato annulla le tensioni agenti sulle facce generate dal taglio stesso.
Coppie di punti di riferimento vengono applicate sulla superficie della muratura e si misura la distanza tra i due punti. Successivamente viene eseguito un taglio perpendicolare alla superficie della muratura che provoca un rilascio delle tensioni con conseguente parziale chiusura del taglio stesso. Si inserisce il martinetto piatto nel taglio e viene messo in pressione gradualmente fino ad annullare la deformazione verificatasi dopo il taglio. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è uguale alla sollecitazione esistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto. Il valore così misurato è poi corretto con due coefficienti: uno che tiene conto del rapporto tra superficie del martinetto e quella del taglio ed un altro che tiene conto della rigidezza del martinetto (valore inferiore all'unità e che dipende dalla forma e dalle dimensioni del martinetto e che viene determinato in laboratorio). Il principio resta valido fintanto che nell'intorno della discontinuità prodotta il materiale resti nel campo elastico lineare; infatti la presenza di eventuali deformazioni plastiche, causate da tensioni elevate prodotte da una eccessiva riduzione della sezione conseguente un taglio troppo grande porterebbe una sopravvalutazione dello stato tensionale.
Nelle murature costituite da blocchi di pietra non regolari il taglio viene eseguito con una sega a lama diamantata. La misura delle deformazioni viene eseguita mediante un deformometro rimovibile che rileva gli spostamenti tra coppie di basi disposte a cavallo del taglio e posizionate in corrispondenza del centro e ad un quarto della luce dai bordi del martinetto ed aventi una lunghezza pari a 300 mm.
In questo caso si è utilizzata la prova con doppio martinetto, che consiste nell'introdurre nella muratura un secondo martinetto piatto parallelo al primo e distante circa 50 cm.
La muratura compresa tra i due martinetti costituisce il campione che sarà assoggettato ad uno stato di tensione monoassiale. Detto campione deve avere dimensioni sufficienti per essere rappresentativo del comportamento globale della muratura ed essere indisturbato.
Si misurano le deformazioni assiali del campione di muratura mediante deformometro rimovibile. Si eseguono alcuni cicli di carico incrementando gradualmente il livello di sollecitazione in modo da poter determinare i moduli di deformabilità della muratura a vari

livelli di sollecitazione; infine si porta il campione a rottura determinando il valore di resistenza ultima.
A scopo illustrativo, si riporta l'immagine con le prove eseguite con i martinetti.

Figura 4.10: Saggio M10, prove con martinetto singolo e doppio

Per la prova a due martinetti sono riportati i seguenti dati:

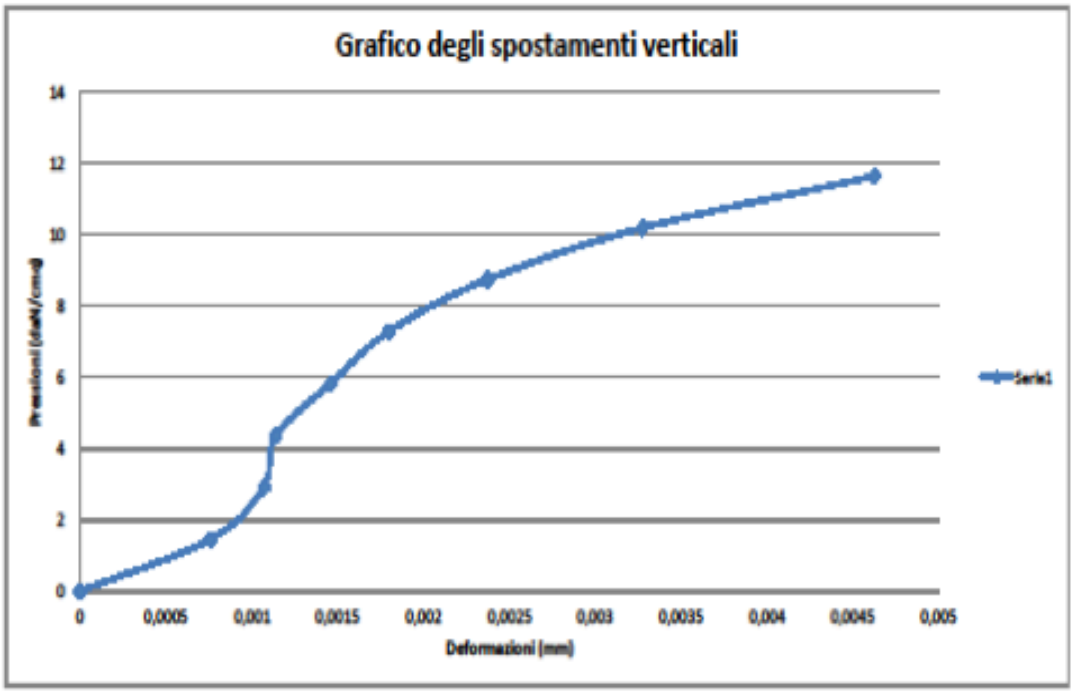
- i valori di pressione (bar) letti al manometro;
- le corrispondenti letture deformometriche effettuate per le basi di misura verticali, la loro media e la deformazione corrispondente;
- grafico DEFORMAZIONI-PRESSIONI.

Prova Doppio Martinetto 3 basi **M10**

Committente:	
Lavoro:	Scuola Via Leonardo Davinci Mondragone (CE)
Ubicazione prova:	Piano Terra
Tipologia Muraria:	Tufo
data	29/04/2014
Caratteristiche Strumentali:	
Base di Misura (mm):	300
Costanti:	
Km	0,8
Kt	0,91
k deformometro	1,602
giro lancetta deformometro	0

Press (bar)	Press Eff (bar)	1^ lettura (mm)	2^ lettura (mm)	3^ lettura (mm)	δ_1	δ_2	δ_3	Δ_{med}	σ(def-V)
0	0	3,540	2,630	2,150	0	0	0	0	0
2	1,46	3,780	2,650	2,315	0,240	0,020	0,165	0,227	7,57E-04
4	2,91	3,720	2,900	2,300	0,180	0,270	0,150	0,320	1,07E-03
6	4,37	3,750	2,900	2,310	0,210	0,270	0,160	0,342	1,14E-03
8	5,82	3,850	2,950	2,340	0,310	0,320	0,190	0,438	1,46E-03
10	7,28	4,000	2,980	2,350	0,460	0,350	0,200	0,539	1,80E-03
12	8,74	4,230	3,020	2,400	0,690	0,390	0,250	0,710	2,37E-03
14	10,19	4,500	3,100	2,560	0,960	0,470	0,410	0,983	3,28E-03
16	11,65	4,960	3,350	2,610	1,420	0,720	0,460	1,388	4,63E-03

E(4atm)	272,7	N/mm2
E(4atm)	2726,6	daN/cm2



Dalla prova si ricava il carico massimo effettivo raggiunto di 11,65 bar e il Modulo di deformabilità di 272 Mpa; di seguito riassunti:

Resistenza a compressione f_m	11.65 kg/cm^2
Modulo elastico normale E	2720 kg/cm^2

4.6.5 Prove penetrometriche su malta

Il penetrometro viene usato per misurare la resistenza dei materiali da costruzione sulla base del principio della resistenza alla penetrazione di un elemento metallico cilindrico a punta.

La prova consiste nell' infiggere nella malta, con un particolare dispositivo propulsore meccanico, un chiodo di acciaio. L'energia della spinta è fornita dalla carica di una molla ed è pari a 91 libbre-forza (108 NM). Essendo la profondità di penetrazione del chiodo legata alla resistenza alla compressione della malta, è possibile stimare in situ, la resistenza del materiale.

La prova consiste nel rilevare la profondità di infissione in 7 punti, scartando il valore massimo e minimo e calcolando la media dei valori di infissione. Mediante il valore di infissione, utilizzando le tabelle di correlazione fornite dal costruttore dello strumento, si ricava il valore stimato di resistenza della malta.

Per ciascuna delle prove effettuate di seguito si riporta:

- valori delle 7 misure al micrometro e media dei 5 valori considerati;
- valore corrispondente della profondità di infissione;
- valore della resistenza a compressione in Mpa;
- classificazione della malta con riferimento al D.M. del 17.01.2018

WINDSOR PIN ™ SYSTEM									
Sigla	Ubicazione saggio	LETTURE							MEDIA
		1	2	3	4	5	6	7	
P1	Piano terra	0,595	0,590	0,586	0,599	0,603	0,601	0,598	**0,597**

RESISTENZA MALTA				
Sigla	Lettura al micrometro	Penetrazione mm	Resistenza (Mpa)	Classe malta (*)
P1	0,597	10,25	2,6	**M 2.5**

4.7 Analisi dei carichi

La descrizione e la specificazione dei carichi rappresentano un'attività fondamentale e molto importante; a tal proposito nel cap.3 "Azione sulle costruzioni" delle NTC 2018 è chiaramente riportato che i carichi devono essere precisamente indicati negli elaborati progettuali.
Quali siano le azioni permanenti da inserire nel calcolo delle combinazioni lo evinciamo dal cap.2 NTC 18 "Sicurezza e prestazioni attese".
I carichi gravitazionali sono calcolati in funzione della tipologia dei manufatti che compongono le parti strutturali e non strutturali, e più nel dettaglio dalle dimensioni e dal relativo peso dei materiali.
I carichi vengono considerati applicati in maniera statica; rari sono i casi in cui è opportuno considerare gli effetti dinamici.
È importante ricordare che le azioni agenti devono essere considerate lungo tutte le fasi operative delle lavorazioni; questo perché proprio durante le lavorazioni ci può essere la compresenza di carichi e di azioni che non si hanno invece ad opera completata.
La robustezza dell'opera va verificata imponendo azioni nominali convenzionali in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento); vengono applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

Nelle pagine successive si riportano alcuni stralci del cap. 3 delle NTC 2018 relativi all'analisi dei carichi.

3.1.4. SOVRACCARICHI

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:
- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
- carichi verticali concentrati Q_k
- carichi orizzontali lineari H_k
I valori nominali e/o caratteristici di q_k, Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II.
Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	**Uffici**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	**Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale**			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)**			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	**Coperture**			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

4.7.1 Muratura

La muratura del blocco principale si presenta con uno spessore complessivo pari a 60 cm con intonaco sia interno che esterno di circa 2 cm di spessore.

Materiale	Peso Specifico	spessore	h	Peso lineare
	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m]
Intonaco	15	0,02	4	1,2
Tufo	16	0,56		35,84
Intonaco	15	0,02		1,2
TOTALE				38,24

Tabella 4.3: Analisi dei carichi muratura spessore 60 cm

La muratura del blocco aggiuntivo invece, posto in corrispondenza del lato destro dell'ingresso dove hanno sede i bagni, ha invece spessore complessivo di 30 cm.

Materiale	Peso Specifico	spessore	h	Peso lineare
	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m]
Intonaco	15	0,02	4	1,2
Tufo	16	0,26		16,64
Intonaco	15	0,02		1,2
TOTALE				19,04

Tabella 4.4: Analisi dei carichi muratura spessore 30 cm

Particolare attenzione è stata riservata alla valutazione della qualità muraria e alla caratterizzazione delle malte mediante prove sperimentali. Il livello di conoscenza LC2 impone, come già specificato in precedenza, delle indagini in situ estese consistenti in saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. I risultati di tali prove, riportate nel paragrafo precedente, hanno definito le seguenti caratteristiche meccaniche per il materiale di cui è composta la struttura in esame e sono stati inseriti nel software per l'esecuzione delle analisi.

Resistenza a compressione f_m	11.65 kg/cm^2
Resistenza a taglio f_{vk}	3.8 kg/cm^2
Resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{vko}	1 kg/cm^2
Resistenza a compressione in direzione orizzontale	2.7 kg/cm^2
Modulo elastico normale E	2720 kg/cm^2
Modulo elastico tangenziale G	1088 kg/cm^2
Classe Malta	M 2,5
Resistenza malta	2,6 MPa

Tabella 4.5: caratteristiche meccaniche della muratura e della malta

Si riporta uno stralcio della Circolare 21 gennaio 2019.

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

La muratura in una costruzione esistente e il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme.

La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in-situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità.

Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive.

In relazione al numero delle indagini e alle modalità con cui condurle, la grande varietà tipologica e la frequente presenza di stratificazioni temporalmente successive, come avviene, in particolare, negli edifici storici, rende priva di significato la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini, anche in vista del fatto che, talvolta, l'individuazione delle situazioni di vulnerabilità risulta più significativa della stessa caratterizzazione dei materiali. L'esecuzione delle indagini deve seguire protocolli operativi e interpretativi di comprovata validità.

La tabella C8.5.I riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione ***fm*** *stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm2), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione* ***fm*** *stimabile inferiore a 0,7 N/mm2) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche.*

La resistenza a compressione e utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti.

Per interpretare fenomeni pregressi e/o per cercare di stimare fenomeni futuri a tempi lunghi e bene considerare che nel materiale muratura sono presenti fenomeni consistenti di deformazioni lente plastiche e di viscosità, con comportamenti meccanici anche notevolmente differenti da quelli a tempi brevi, che possono dare luogo ad una ridistribuzione dei picchi di sollecitazione. Nel caso di sollecitazioni di trazione permanenti, inoltre, la resistenza a trazione delle murature, non indicata nella tabella, può ridursi significativamente.

Nel caso di murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura (§11.10 delle NTC).

Tabella C8.5.I -*Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:* **f** *= resistenza media a compressione,* τ_0 *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* f_{v0} *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* **E** *= valore medio del modulo di elasticità normale,* **G** *= valore medio del modulo di elasticità tangenziale,* **w** *= peso specifico medio.*

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{V0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	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 squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo piu dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.

I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f, F9 e fv0), sia ai moduli elastici (E e G);

- presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f eF0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f, F_0 e fv_0).

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.

I dati riportati nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi e preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti "a sacco" di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall'assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, e presente anche nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne.

Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace.

Dopo avere esclusa la possibilità di meccanismi di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, e opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni.

Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all'intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficiente della Tabella C8.5.II) e del nucleo, attraverso valutazioni opportune.

Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del panello murario possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

Tabella C8.5.II -*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.*

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 squadrati	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^2. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm^2).

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

Dalle prove sperimentali la malta è stata classificata come "buona".

La tipologia di muratura in esame è "muratura a conci regolari di pietra tenera"; pertanto si è usufruito del relativo coefficiente migliorativo relativo (1,6) come riportato nella tabella C.8.A.II di cui sopra.

4.7.2 Solaio

I solai sono di tipo tradizionale ben ammorsati nei muri e presentano anche parti a sbalzo in soletta piena in c.a.

Il carico dei solai (peso proprio e permanente) è stato calcolato in funzione della tipologia di solaio presente, approssimandolo per eccesso. I carichi accidentali sono quelli prescritti dalla normativa per gli edifici scolastici.

SOLAIO	Carichi permanenti strutturali [kN/m^2]	Carichi permanenti non strutturali [kN/m^2]	Carichi variabili [kN/m^2]
Piano Tipo	4,0	2,0	3,0
Soletta piena	4,0	2,0	3,0
Copertura	4,0	2,0	0,5

Tabella 4.6: Indicazione delle diverse tipologie di carico a seconda del solaio

Si riporta di seguito la tabella con i valori di calcolo del carico.

Tipologia di carico	Elemento	Spessore	Peso specifico	Peso
		[cm]	[kN/m^3]	[kN/m^2]
Carichi	latero cementizio	21,0		4,0
Carichi permanenti non strutturali	Pavimento	1,0	30,0	0,3
	massetto	8,0	18,0	1,44
	intonaco	1,0	15,0	0,15
	TOTALE			1,9

Tabella 4.7: Analisi dei carichi del solaio

La sezione del solaio indicata dal programma non ha alcun significato ai fini del nostro calcolo, infatti non abbiamo a disposizione dati per poter dimensionare il travetto per cui si esegue una forzatura modellando il solaio come solo carico e non come elemento fisico, andando ad inserire manualmente i valori derivanti dalla analisi dei carichi.

4.7.3 Elementi in calcestruzzo armato

Come già specificato in precedenza, la struttura in esame si può definire mista in quanto alcuni degli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato. Le analisi termografiche hanno permesso di confermare ciò che era stato ipotizzato durante i sopraluoghi precedenti.
Le prove effettuate su questa tipologia di struttura sono state del tipo non distruttive e i parametri meccanici sono stati determinati mediante una prova sclerometrica dalla quale è emerso che il calcestruzzo utilizzato ha un Rck di 250 kg/cm^2.
D'altro lato non è stato possibile determinare il quantitativo di armatura presente negli elementi strutturali in c.a. e per tale motivo è stato svolto, in accordo alle normative dell'epoca di realizzazione, un progetto simulato degli stessi determinando per ciascuno l'armatura necessaria a resistere ai carichi verticali.
L'acciaio utilizzato, anche in base all'età di realizzazione, è possibile considerare che sia il Fe 38 K.

4.8 Definizione e combinazione delle azioni

In questo paragrafo, si analizzeranno le azioni che insistono sulla struttura.
Per fare questo, è necessario eseguire la combinazione delle azioni secondo la normativa vigente NTC 2018.

4.8.1 Azione sismica

Per introdurre questo capitolo, si riportano alcuni stralci dei capitoli 2 e 3 delle NTC2018.

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.
I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	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

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:
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.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U \qquad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

Ora invece si riportano di seguito alcuni estratti del capitolo 3 relativo all'azione sismica della NTC2018.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.
La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico

in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T_C^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g, F_o e T_C^*, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza*

per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- ***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 P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

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%

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_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / ln\,(1 - P_{VR}) = -C_U \cdot V_N / ln\,(1 - P_{VR}) \qquad [3.2.0]$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di TR in funzione di VR riportate nella Tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I – *Valori di T_R espressi in funzione di V_R*

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periododi riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	(1)**30 anni**$\leq T_R = 0{,}60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9{,}50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19{,}50 \cdot V_R \leq$ **2475 anni** (1)

[1]I limiti inferiore e superiore di T_R fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'*intervallo di riferimento* della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propaga- zione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{I=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \qquad [3.2.1]$$

con:

h_i : spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$: velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N : numero di strati;

H : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal para- metro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*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.
B	*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.
C	*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.
D	*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.
E	*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.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di ri- sposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Le supposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Adesso si riportano i parametri che, secondo l'allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018, caratterizzano l'azione sismica per il sito in esame:

PARAMETRICI SISMICI	
Parametro	**Descrizione**
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Cu	1,5
Periodo di riferimento	75 anni
Regolarità in altezza	No
Regolarità in pianta	No
Categoria di suolo	C
Categoria topografica	T1
Zona sismica	III

Tabella 4.8: Parametri sismici

Sulla base delle informazioni prima riportate e contenute nella circolare, si riportano i parametri relativi al sito in esame:

Stato limite	**P_{vr}**	**T_r**	**A_g/g**	**F_0**	**T_c^***	**S_s**
SLO	81%	45 anni	0.042	2.458	0.309	1.5
SLD	63%	75 anni	0.050	2.496	0.343	1.5
SLV	10%	712 anni	0.099	2.736	0.488	1.5
SLC	5%	1462 anni	0.118	2.835	0.529	1.5

Tabella 4.9: parametri del sito in funzione della tipologia di stato limite ultimo

Dove:

- P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento;
- T_r = tempo di ritorno dell'azione sismica;
- A_g/g [g] = accelerazione di riferimento su suolo di tipo A;
- F_0 = valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S_s = coefficiente stratigrafico

Come stabilito dalla norma, si applica un'eccentricità accidentale al centro di massa del 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica; tale operazione viene eseguita per entrambe le direzioni dell'azione sismica.

Inoltre, l'ultima circolare, a differenza di quella precedente, specifica di considerare anche la componente verticale 'ove significativa' o 'ove necessario' e di combinarle.

Tutto ciò viene svolto per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse.

Definiti i parametri sismici si ottengono per ogni stato limite gli spettri di risposta elastici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

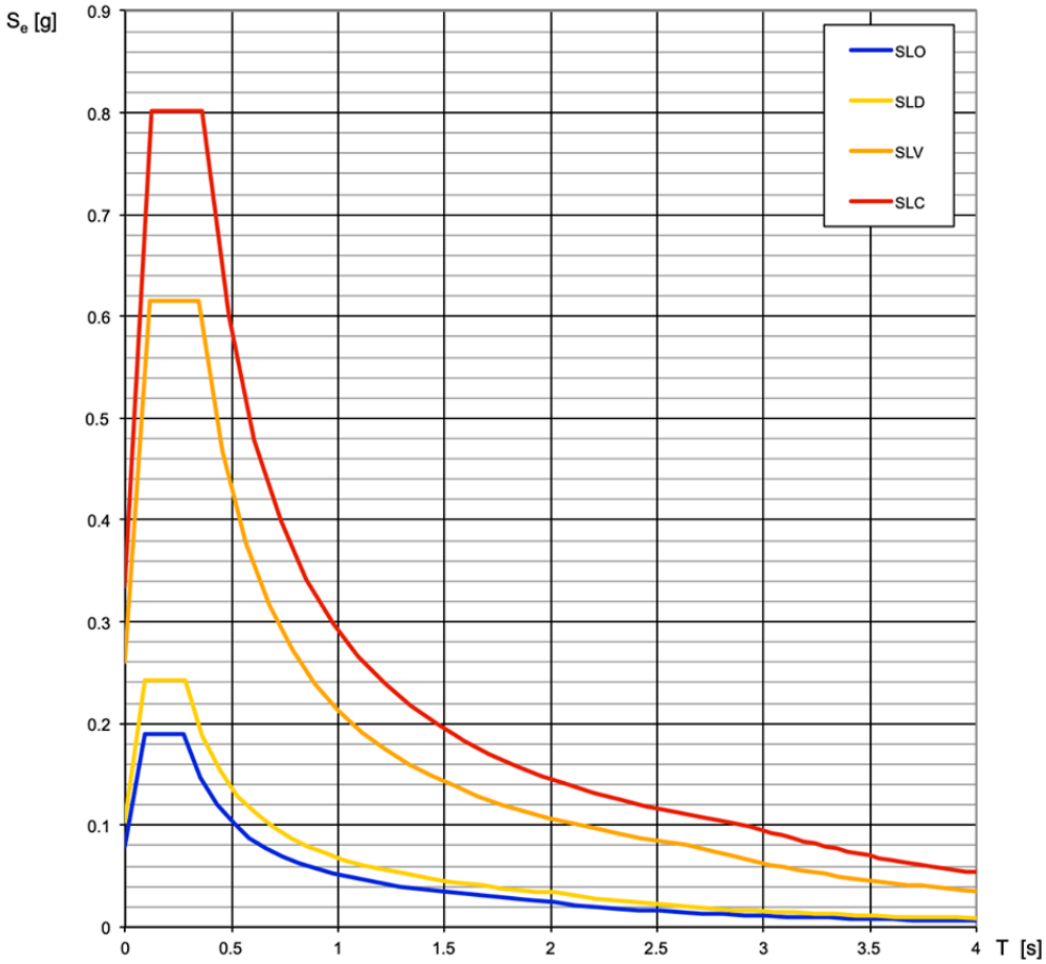


Figura 4.15: Spettri di risposta elastici per i diversi periodi di ritorno T_R di riferimento

4.8.2 Azione del vento

Si riporta l'estratto della norma che definisce come valutare e calcolare l'azione del vento.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.
Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 (Cap 3 NTC 18 "Azioni sulle costruzioni, azione del vento").
Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.
L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

Nel nostro caso il programma calcola in automatico l'azione del vento inserendo alcuni dati in input, riportiamo la tabella di CDSwin.

CARICO DA VENTO	
Flag Attivazione	SI
Zona geografica	Zona 3
Altezza SLM (m)	10
Dist. costa (km)	2
Tempo Rit.(anni)	50
Classe Rugosita'	B
Classe Aperture	A
Coeff. Topograf.	1
Coeff. Dinamico	1
Coeff. Attrito	0.02
Flag gen. Telai	CHIUSE
Velocita' (m/s)	27,01981
Pressione kg/mq	45,62939
Categ. Esposiz.	III
Num. Direz Ingr.	2
Angolo Direz 1	0
Angolo Direz 2	90
Angolo Direz 3	45

Figura 4.16: Dati di input inseriti nel software Cds Win per il carico da vento

4.8.3 Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;
- C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

La normativa divide l'Italia in tre zone distinte e per ciascuna di esse riporta il calcolo del carico neve; a seconda della provincia in cui è presente la struttura si risale alla relativa zona.
L'edificio oggetto di questa tesi è in provincia di Caserta, pertanto rientra nella zona III.
Anche in questo caso fornendo i dati di input il software di calcolo strutturale CDSwin fornisce in automatico il carico neve per la struttura considerata.

CARICO DA NEVE

Flag Attivazione	SI
Zona geografica	III
Altezza SLM (m)	10
Tipo Esposizione	Normale
Coeffic. Termico	1
Coeffic. Forma	1
Coeffic. Esposiz	1
Q riferim. kg/mq	60
Q neve kg/mq	60

Figura 4.17: Dati di input inseriti nel software Cds Win per il carico da neve

5. Analisi statica non lineare

In questo capitolo si studierà il comportamento della struttura utilizzando l'analisi statica non lineare. Tale analisi è molto usata per verificare la capacità sismica degli edifici.
Al fine di eseguire un'analisi di vulnerabilità sismica si devono prima eseguire delle analisi statiche di tipo non lineare dette "pushover" che ci permettono di capire il comportamento di una struttura esistente sotto l'azione del sisma di progetto.
Tali analisi vengono eseguite due volte; la prima viene eseguita in partenza, per capire la classe di rischio sismico dello stato di fatto, mentre la seconda viene eseguita dopo il progetto di adeguamento sismico sulla medesima porzione di struttura, al fine di valutare il miglioramento della risposta al sisma.
Per poter eseguire queste analisi appena citate si utilizzerà il software di calcolo strutturale agli elementi finiti CDSwin.
Si definisce statica perché la forza esterna applicata è di tipo statico sulla struttura.
Si definisce non lineare perchè per gli elementi resistenti della struttura dal punto di vista del materiale viene assunto il modello elasto-plastico.
L'analisi di fatto si basa su un confronto tra la capacità della struttura U_{max} definita come il massimo spostamento sopportabile dalla struttura e la domanda d_{max}, definita come il massimo spostamento che il sisma richiede alla struttura.
La verifica è soddisfatta quando $U_{max} \geq d_{max}$.

È un'analisi incrementale, vengono applicati all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali monotonamente crescente fino al raggiungere le condizioni ultime.
In sostanza consiste nel fare un'analisi di dettaglio e valutare le prestazioni degli elementi considerando il cambiamento della risposta al crescere delle sollecitazioni.

Il primo passo consiste nel determinare il legame forza-spostamento tra la risultante applicata e un punto cosiddetto di controllo. Devono essere rispettate le seguenti condizioni:

- Il sistema di forze deve simulare il più fedelmente possibile il sisma;
- Le forze devono variare durante l'analisi perché all'evolversi della risposta cambia il periodo T;
- Le forze sono riferite alla distribuzione delle forze d'inerzia associate al primo modo di vibrare.

Si applicano almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali applicate, nel baricentro di ciascun piano.

a) Distribuzione proporzionale alle masse: $V_i = \frac{m_i}{\sum m} \cdot V_b$

- V_i: forza applicata al piano i-esimo;
- M_i: massa del piano i-esimo;
- V_b: forza applicata alla base della struttura;

b) Distribuzione proporzionale alle masse · ampiezza corrispondente al primo modo di vibrare: $V_i = \frac{m_i \cdot \emptyset}{\sum m \cdot \emptyset} \cdot V_b$

- ϕ: ampiezza del primo modo di vibrare

5.1 Definizione della curva di capacità del sistema reale

Si deve valutare la curva di capacità del sistema reale (MDOF sistema a più gradi di libertà).
Si inizia con carichi orizzontali nulli, e si procede aumentando progressivamente i carichi secondo precise leggi dette profili di carico fino a raggiungere il collasso finale della struttura (collasso di un singolo elemento o formazione di un meccanismo di piano).
Al crescere dei carichi orizzontali, sulla struttura aumenta lo stato deformativo, quindi aumenta lo spostamento e il taglio alla base; pertanto diversi elementi dalla fase elastica passano a quella plastica. Questo avviene perché si creano delle cerniere plastiche, passando da vincolo incastro a cerniera; per tale motivo la curva di capacità ha un andamento curvilineo. In questo modo si ottiene la curva di capacità, sottorappresentata, dove in ascissa c'è lo spostamento d_c di un punto della struttura (detto punto di controllo) ed in ordinata il tagliante alla base V_b.

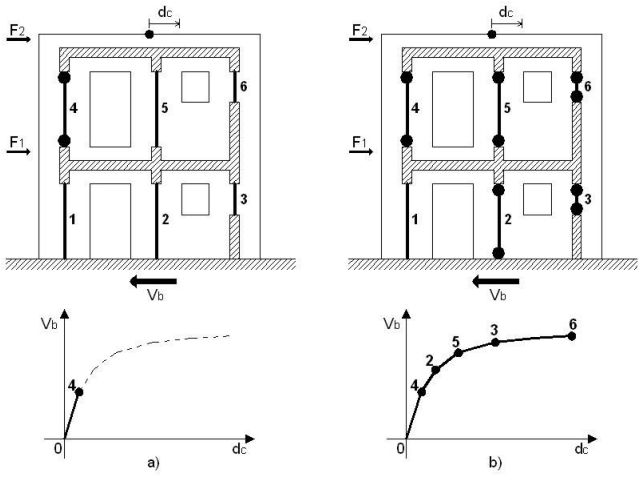


Figura 5.1: Curve di capacità relative

Sotto l'azione delle forze, la struttura inizia a deformarsi creando il primo ramo della curva di capacità. Si tratta di un ramo lineare perché tutti gli elementi sono in fase elastica; il primo elemento che si plasticizza è il '4'. All'atto della plasticizzazione del suddetto elemento si è ricavato il ramo (0-4) della curva di capacità riportato nel grafico "a" di figura 1.
Lo schema statico della struttura è cambiato, si sono formate due cerniere plastiche agli estremi dell'elemento '4'.
Diminuendo il grado di vincolo, diminuisce anche la rigidezza complessiva della struttura. Aumentando i carichi orizzontali, i successivi rami della curva hanno pendenze minori per via della minore rigidezza (a parità di incrementi di forze la struttura è più deformabile).
Si plasticizzano sempre più elementi fino a quando la struttura non è più in grado di resistere a ulteriori incrementi di carico a causa del collasso di qualche elemento o perché labile; l'analisi termina e si è ottenuta la curva di capacità della struttura (grafico 'b' di figura 1).

5.2 Definizione del sistema equivalente a un solo g.d.l

Si deve passare da un sistema a più gradi di libertà a uno equivalente ad un solo grado di libertà, quindi da MDOF a SDOF.

Per fare questa trasformazione si dividono l'ascissa (d_C) e l'ordinata (V_B) della curva di capacità del sistema reale per il coefficiente di partecipazione Γ.

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \qquad\qquad F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

Il coefficiente di partecipazione Γ 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 ϕ_i è la i-esima componente del primo autovettore, generalmente il coefficiente Γ assume valori che vanno da 1 a 1,5.

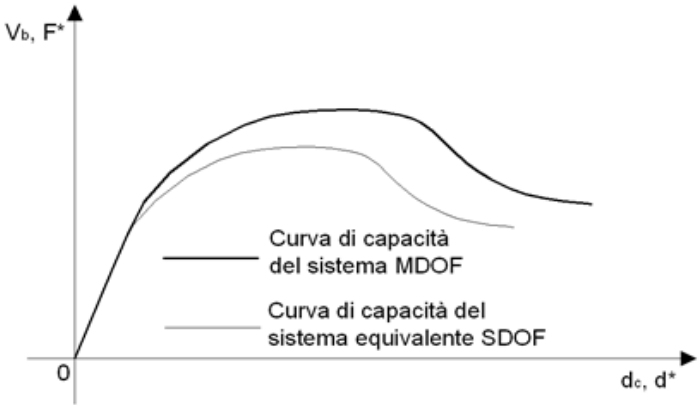


Figura 5.2: *curve di capacità relative al sistema a più gradi di libertà (MDOF) ed a quello equivalente ad un solo grado di libertà*

5.3 Valutazione del sistema bilineare equivalente

La curva di capacità del sistema SDOF, ottenuta precedentemente, viene approssimata ad una bilatera di massa m*, di rigidezza k* e di periodo T*, formato da un tratto lineare ed uno costante, sistema denominato bilineare equivalente (SBE)

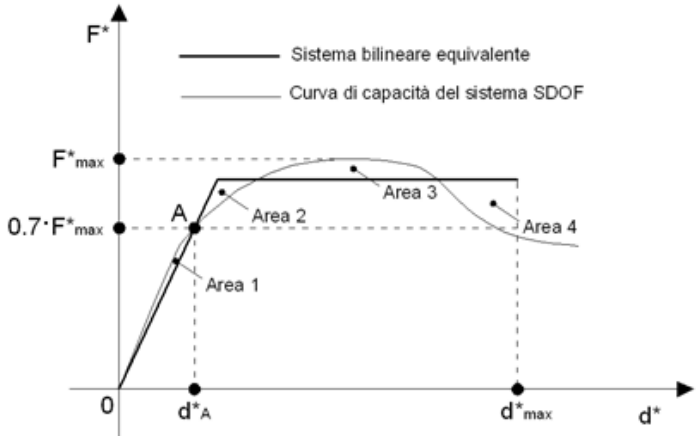


Figura 5.3: Sistema bilineare equivalente

Il primo tratto lineare è ottenuto dall'intersezione della curva di capacità con la retta orizzontale passante per la quota 0,7 F^*_{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:

$$K^* = \frac{0{,}7 \cdot F^*_{max}}{d^*_A}$$

Dove d^*_A è lo spostamento della suddetta intersezione (ascissa del punto A in figura).
Il tratto costante si ottiene dall'equilibrio delle aree: l'area al di sopra della curva deve essere uguale a quella al di sotto. Pertanto, si deve rispettare tale relazione:
Area 1 + Area 3 = Area 2 + 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:

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

Il periodo del sistema equivalente si calcola:

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

5.4 Valutazione della capacità di spostamento U_{max}

La capacità di spostamento si ottiene dalla curva di capacità del sistema MDOF.
Secondo la normativa, per la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita si assume come U_{max} il massimo valore di spostamento se la curva è sempre crescente (curva a in figura 5.4). Invece si assume come spostamento massimo quello che riduce al massimo del 20% la forza massima (F_{max}) della curva di capacità se la curva presenta dei rami decrescenti

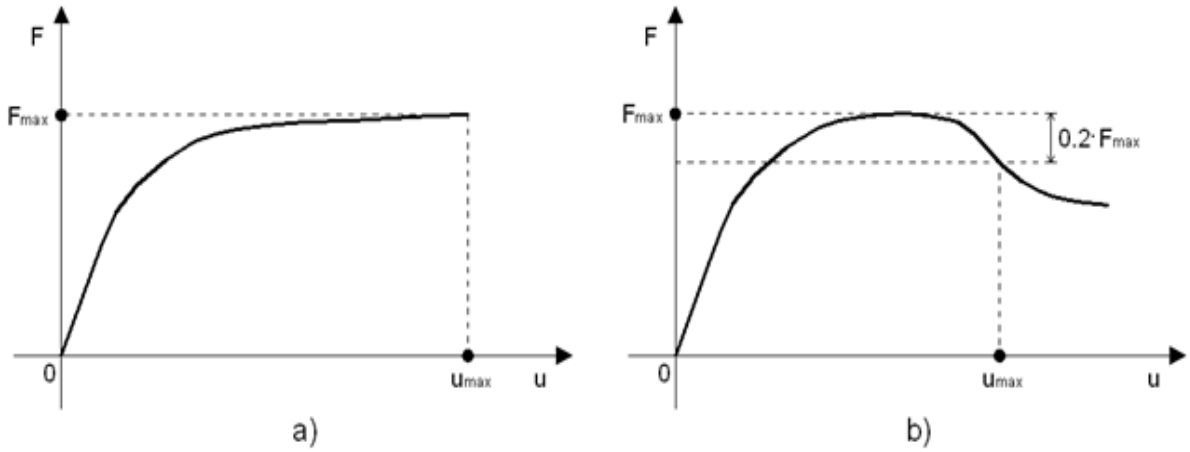


Figura 5.4: Curve di capacità di spostamento del sistema

5.5 Valutazione della domanda di spostamento d_{max}

La domanda di spostamento si ottiene dalla seguente relazione:

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

Dove Γ è il coefficiente di partecipazione ricavato precedentemente.
Si ottiene la domanda di spostamento d del sistema SDOF in funzione del periodo T* del sistema equivalente e del periodo T_C che definisce lo spettro elastico.

A seconda che il valore di T* sia maggiore o minore di T^*_C , ci sono due diverse formule per calcolare d^*_{max}.

- $T^* \geq T_C$ $\quad d^*_{max} = d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$

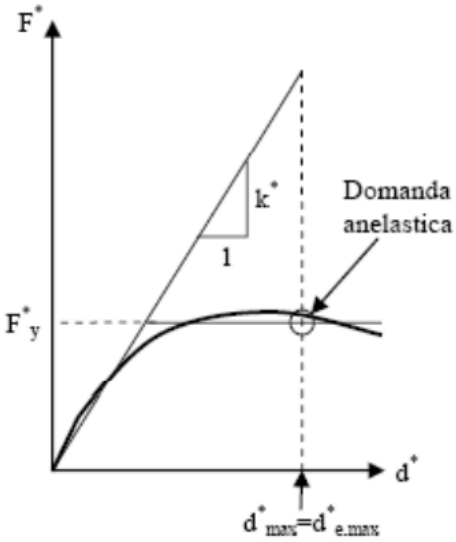


Figura 5.5: Curva della domanda di spostamento $T^* \geq T_C$

- $T^* < T_C$ $\quad d^*_{max} = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*}\left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right] \geq S_{De}(T^*)$

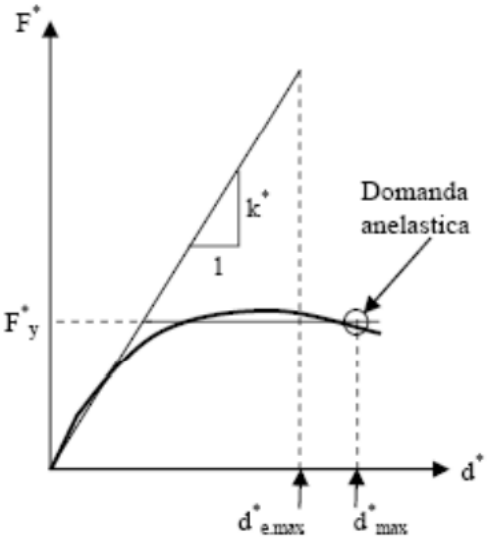


Figura 5.6: Curva della domanda di spostamento $T^* < T_C$

Dove:

- d^*_{max} domanda di spostamento anelastico;
- $d^*_{e,max}$ è lo spostamento richiesto ad un sistema elastico di periodo T*;
- T_C è l'ascissa dello spettro elastico di risposta per la quale ha termine il ramo a pseudo-accelerazione costante;
- q*= fattore di struttura.

5.5.1 Fattore di struttura

Il fattore di struttura rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema bilineare equivalente.
Il periodo T* è generalmente compreso tra T_B e T_C (periodi che comprendono le ordinate più alte dello spettro S_e), quindi il numeratore rimane costante. Il denominatore dipende dalla resistenza del sistema bilineare equivalente (F^*_y).
Il fattore di struttura dipende dalle peculiarità della struttura; permette di diminuire l'ordinata spettrale, è un valore che ci consente di considerare la duttilità e quindi la capacità di deformazione plastica della struttura.

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

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

5.6 Determinazione della risposta

Si riportano alcuni stralci della normativa relativi all'analisi statica non lineare.

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

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 alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) Fb. 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 dc 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. Il diagramma Fb – dc rappresenta la curva di capacità della struttura.
Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.
Gruppo 1 - Distribuzioni principali:
- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2, distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 T_C.
Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:
a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al § 7.3.4.2, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}3 \cdot E_y + 0{,}3 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. In ogni caso:
- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

Dalla norma si evince che per le strutture non regolari in pianta occorre considerare punti di controllo alternativi al baricentro delle masse quando sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni.
Per esempio, nel caso della struttura di seguito rappresentata, vanno considerati come punto di controllo, oltre al baricentro delle masse G, anche gli estremi (punti A, B, C e D).

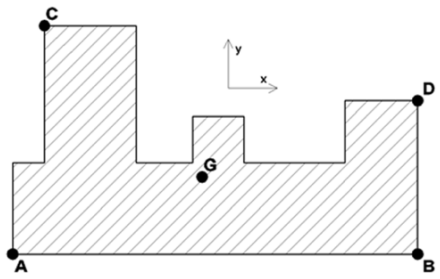


Figura 5.7: Esempi di punti di controllo di una struttura

L'azione sismica deve essere considerata in contemporanea nelle due direzioni. Nella direzione principale deve essere considerata al 100%, mentre nella direzione secondaria deve essere considerata al 30%.
Pertanto, la curva di capacità deve essere valutata per:

- Direzione X ed Y;
- Sisma nella direzione principale (100%) positivo e negativo;
- Sisma nella direzione secondaria (30%) positivo e negativo;
- Profili di carico:
    - proporzionale alle forze statiche (Altezze) (Gruppo 1 – distribuzioni principali);
    - proporzionale alle masse (Masse) (Gruppo 2 – distribuzioni secondarie).

Pertanto, occorre considerare due profili di carico, dell'incremento delle azioni sismiche nella direzione primaria con verso positivo e negativo, dell'incremento delle azioni sismiche nella direzione secondaria con verso positivo e negativo e dell'incremento delle azioni sismiche secondo le due direzioni principali della costruzione. Si evince che le combinazioni per la struttura sono trentadue, sedici per la massa e sedici per la massa modale.

Possiamo concludere ribadendo che nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito.
Inoltre, nel caso di costruzioni in muratura, il *§ 7.8.1.6 delle Ntc18 afferma che la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0.*

6. Modellazione con software CdsWin

La modellazione della struttura è stata eseguita tramite il software STS CdsWin.
La struttura è di tipo misto, muratura ed elementi in c.a.
Il software prevede per la schematizzazione della struttura, la possibilità di importare un file dxf oppure di inserire gli elementi direttamente tramite le funzioni spaziale o input.
Si è preferito utilizzare quest'ultima opzione sfruttando l'occasione per controllare ulteriormente le misure presenti nel disegno architettonico.
Dopo aver raccolto i dati necessari, già citati nei capitoli precedenti, si è iniziato inserendo i fili fissi, che rappresentano lo 'scheletro immaginario' della struttura.
Per semplicità, si è modellata prima la parte principale della struttura, ossia il blocco in muratura centrale. All'interno di ogni muratura sono state inserite delle aperture che rappresentano le finestre dell'edificio. Si è scelto di non considerare portanti le parti superiori e inferiori, in quanto non avendo una continuità strutturale, non rappresentano dei veri e propri maschi murari.
Successivamente è stata aggiunta la parte a destra sempre in muratura e infine il modello è stato completato con gli elementi in calcestruzzo armato.
Dopo aver definito in toto il singolo piano, si è passati ai successivi. Nel fare questo, si è riportata la struttura seguendo gli stessi fili fissi in modo da non generare anomalie o problemi di calcolo nella fase di rigenerazione del modello e di calcolo delle sollecitazioni.
Riguardo la modellazione degli elementi in muratura, è stata scelta la schematizzazione ad aste: i setti in muratura sono schematizzati attraverso delle aste paragonabili a travi e pilastri. Questo perché tale schematizzazione permette un'analisi lineare e non lineare.
Il software prevede anche la possibilità di schematizzare la muratura tramite elementi shell: i setti in muratura sono schematizzati come aste, paragonabili a travi di collegamento, e pareti; quest'ultima però permette solo un'analisi lineare.
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 a un telaio piano.

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

- Quota piano primo: 4,00 m
- Quota piano secondo: 8,00 m
- Quota copertura: 11,80 m

Il software CDSwin presenta tre diverse tipologie di impalcato:

- 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; l'impalcato rigido è 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.
- piano deformabile, al contrario del piano rigido, distribuisce le forzanti sui nodi e di conseguenza il tipo di analisi sarà di tipo nodale.
- interpiano si intende la quota intermedia che non ricade nelle precedenti tipologie.

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, corrisponde alla muratura a conci regolari di pietra tenera con caratteristiche meccaniche definite nel paragrafo 4.7.1 Muratura.
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.
Il peso proprio degli elementi strutturali è applicato automaticamente dal programma di calcolo, invece per quanto riguarda i pesi non strutturali sono stati definiti e successivamente applicati come carichi distribuiti.

Si riporta di seguito una rappresentazione rendering della struttura.

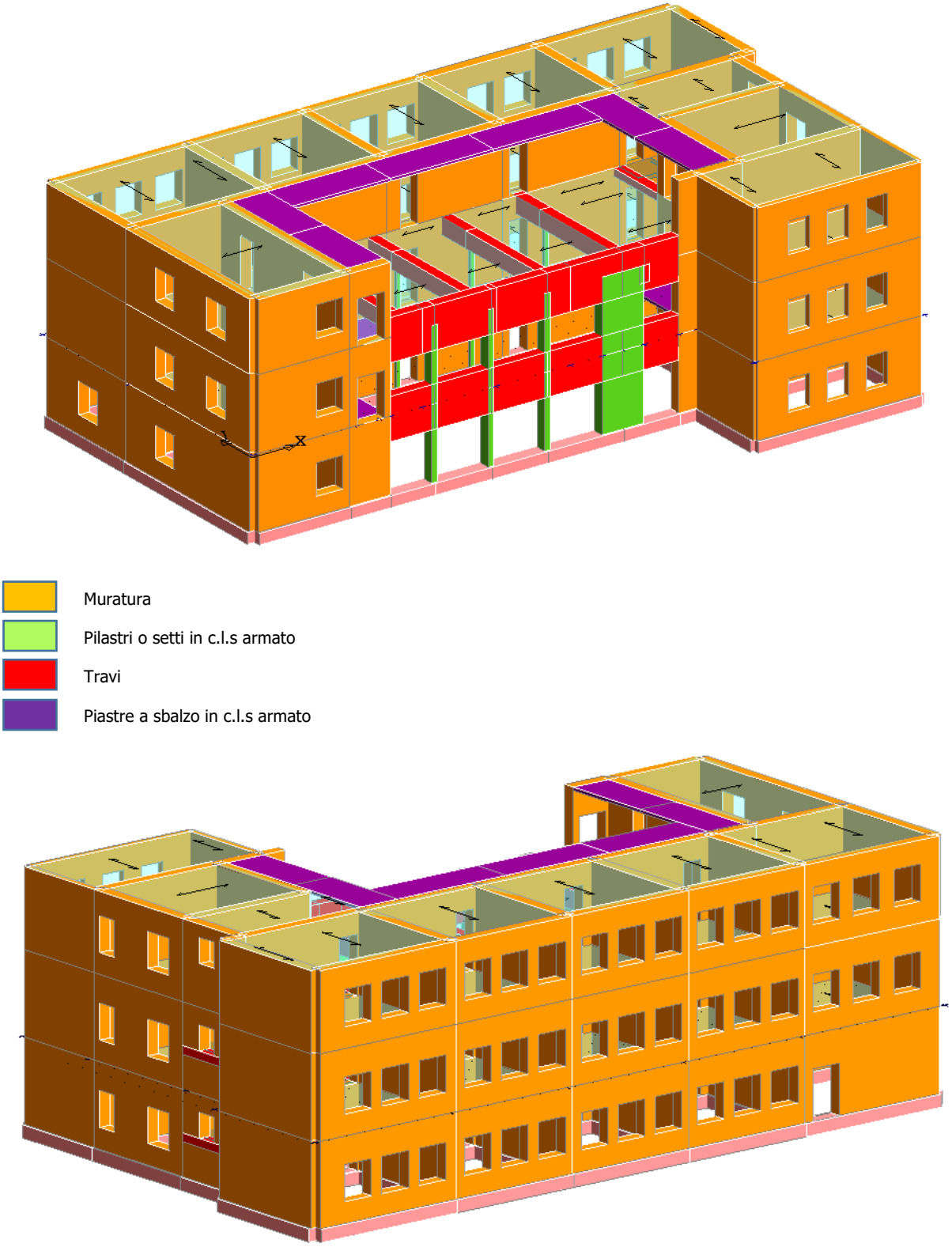


Figura 6.1: Rendering della struttura

6.1 Analisi dinamica lineare

Con i parametri sismici definiti al § 4.8.1 si procede calcolando gli spettri di progetto elastici indispensabili per arrivare a calcolare l'azione sismica di progetto nel sito in oggetto.
Il software CdsWin tramite la geolocalizzazione di Google Maps calcola in automatico gli spettri di progetto elastici dei quattro stati limite.

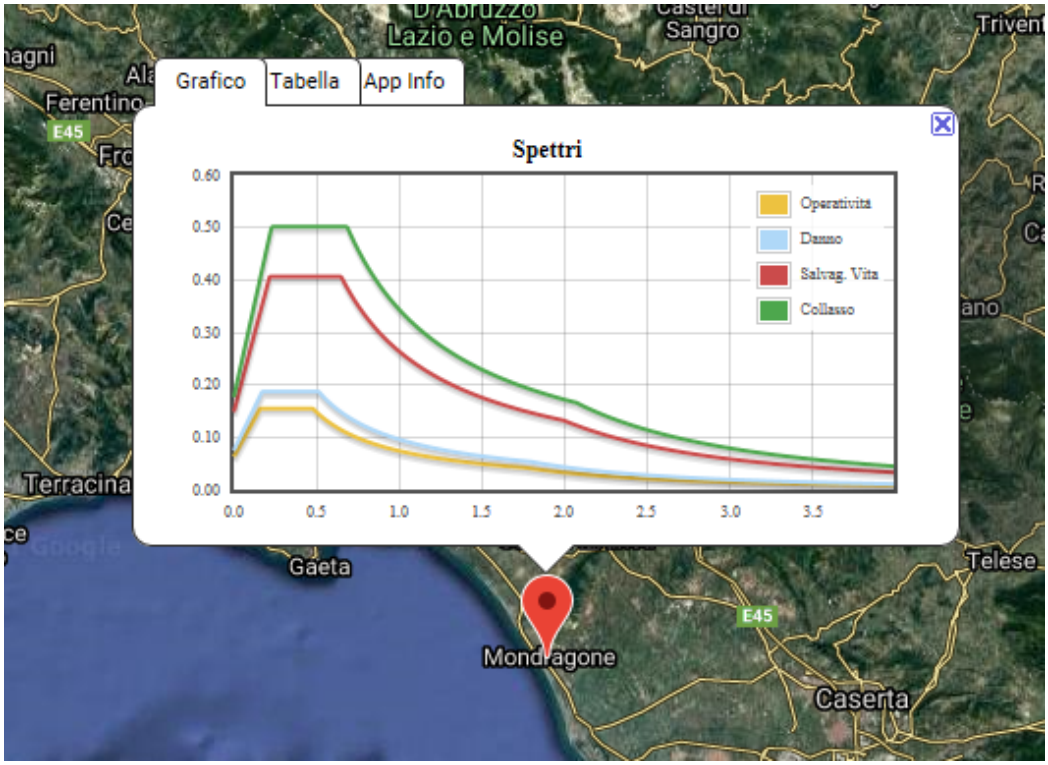


Figura 6.2: Spettri di progetto elastici dei quattro stati limite ricavati dal software tramite Google Maps

La normativa prevede l'utilizzo del fattore di struttura q per ridurre le ordinate spettrali.
Esso è funzione delle caratteristiche della struttura e indica la capacità delle risorse plastiche della struttura e quindi la duttilità.
Dallo spettro elastico di partenza, introducendo il fattore di struttura, si ottiene lo spettro di progetto per il calcolo dell'azione sismica, riportato di seguito.

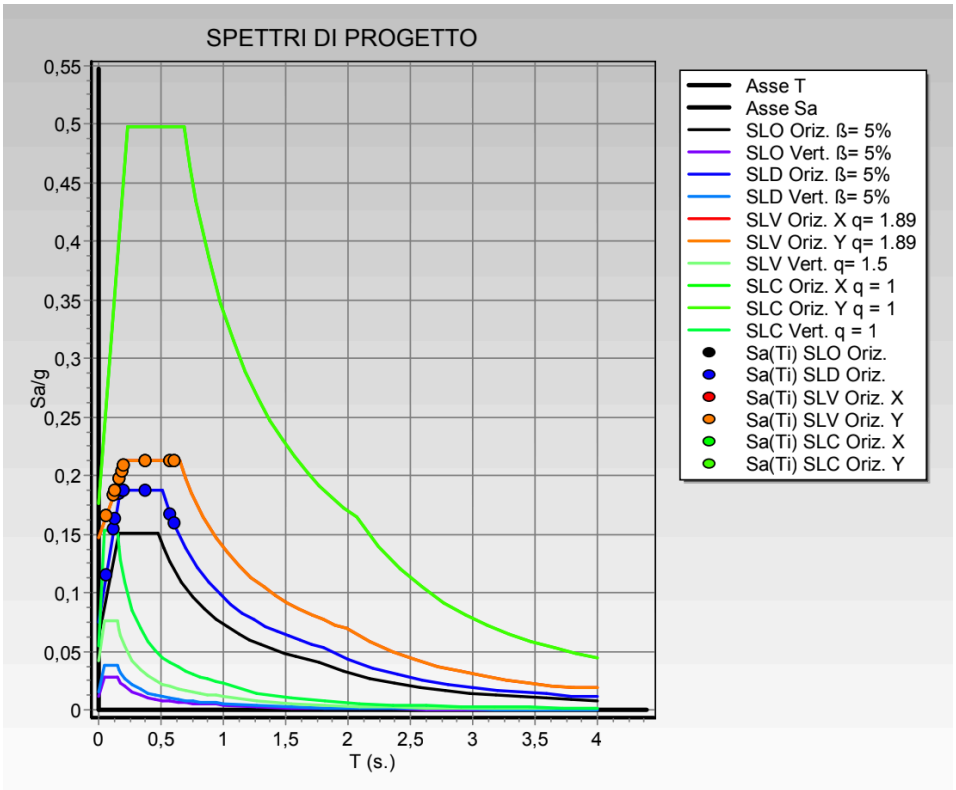


Figura 6.3: *Spettro di progetto per il calcolo dell'azione sismica*

Ora si riportano i dati di output ottenuti dal software relativi all'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	10,476	0,59979	5,0		0,160	0,213	0,213			1	-,000108	0,004401	0,000264
										2	-,000149	0,008039	0,000522
										3	-,000628	0,011121	0,000665
2	10,933	0,57472	5,0		0,167	0,213	0,213			1	0,001006	0,015219	-,000577
										2	0,001895	0,028883	-,001104
										3	0,002928	0,036769	-,001393
3	17,133	0,36673	5,0		0,187	0,213	0,213			1	0,011757	-,009681	0,000498
										2	0,021201	-,017045	0,000881
										3	0,033880	-,025011	0,001293
4	31,154	0,20168	5,0		0,187	0,208	0,208			1	-,002666	-,019769	0,001291
										2	-,004173	-,002830	0,000292
										3	0,005041	0,018582	-,001302
5	33,391	0,18817	5,0		0,187	0,204	0,204			1	0,000970	0,023627	-,000305
										2	0,001387	0,010978	-,000022
										3	-,001440	-,032754	0,000313
6	37,831	0,16608	5,0		0,184	0,198	0,198			1	0,013342	-,017323	0,000[illegible]
										2	0,020386	-,011050	0,000[illegible]
										3	-,032032	0,023956	-,000[illegible]
7	47,007	0,13367	5,0		0,163	0,188	0,188			1	-,002476	-,015149	0,000[illegible]
										2	-,003104	0,025435	-,001[illegible]
										3	0,005421	-,022832	0,001250
8	52,218	0,12033	5,0		0,154	0,184	0,184			1	0,000377	0,023636	-,000126
										2	0,000158	-,021648	0,000157
										3	-,000691	0,014030	-,000153
9	104,023	0,06040	5,0		0,115	0,165	0,165			1	0,030921	-,00[illegible]	0,001092
										2	-,017574	0,012650	-,000641
										3	0,001764	-,001354	0,000073

Figura 6.4: Pulsazioni e modi di vibrazione restituiti dal software Cds Win

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 (t): 2911.19 Massa totale (t): 2911.19 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	11,852	30,19	140,47	4,83	1	6,46	-26,02	-168,21	138,52
					2	12,86	-52,20	-330,75	292,05
					3	10,58	-38,84	-263,05	240,22
2	28,882	73,58	834,19	28,65	1	39,64	29,33	-867,81	
					2	77,52	59,51	-1625,21	
					3	60,40	40,64	-1174,91	
3	39,253	100,00	1540,79	52,93	1	69,55	-2,64	401,02	
					2	136,87	-6,11	732,75	
					3	121,55	-1,96	684,57	
4	11,822	30,12	139,75	4,80	1	36,67	-12,42	-797,41	
					2	18,75	-7,49	-228,01	
					3	-26,30	9,94	476,24	
5	2,947	7,51	8,69	0,30	1	2,33	11,87	-42,62	
					2	1,10	7,40	-4,82	
					3	-1,65	-10,39	19,91	
6	10,908	27,79	118,98	4,09	1	13,49	-0,40	293,37	
					2	39,39	-0,65	47,20	
					3	-29,37	0,32	-173,52	
7	4,833	12,31	23,36	0,80	1	10,45	-2,78	-218,76	
					2	-9,35	2,20	297,96	
					3	3,27	-0,58	-140,39	
8	0,711	1,81	0,51	0,02	1	0,21	3,05	-3,14	
					2	-0,17	-2,85	3,52	
					3	0,06	0,94	-1,69	
9	10,221	26,04	104,46	3,59	1	40,42	-0,24	126,39	
					2	-24,37	0,19	-88,13	
					3	1,23	0,03	8,47	

Figura 6.5: Fattori e forze di piano modali relative allo SLV direzione sisma 0° restituiti dal software Cds Win

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

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 2911.19 Massa totale (t): 2911.19 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	46,400	100,00	2152,97	73,95	1	-25,29	101,86	658,52	228,73
					2	-50,34	204,37	1294,86	482,26
					3	-41,43	152,04	1029,83	396,66
2	21,062	45,39	443,60	15,24	1	28,91	21,39	-632,83	
					2	56,53	43,40	-1185,14	
					3	44,04	29,64	-856,78	
3	1,282	2,76	1,64	0,06	1	-2,27	0,09	-13,10	
					2	-4,47	0,20	-23,94	
					3	-3,97	0,06	-22,36	
4	4,045	8,72	16,36	0,56	1	-12,55	4,25	272,83	
					2	-6,41	2,56	78,01	
					3	9,00	-3,40	-162,94	
5	14,759	31,81	217,82	7,48	1	11,66	59,44	-213,43	
					2	5,51	37,07	-24,12	
					3	-8,28	-52,01	99,71	
6	0,341	0,73	0,12	0,00	1	-0,42	0,01	-9,16	
					2	-1,23	0,02	-1,47	
					3	0,92	-0,01	5,42	
7	1,281	2,76	1,64	0,06	1	-2,77	0,74	57,97	
					2	2,48	-0,58	-78,96	
					3	-0,87	0,15	37,20	
8	8,778	18,92	77,05	2,65	1	2,54	37,71	-38,80	
					2	-2,08	-35,15	43,41	
					3	0,68	11,58	-20,91	
9	0,007	0,01	0,00	0,00	1	-0,03	0,00	-0,08	
					2	0,02	0,00	0,06	
					3	0,00	0,00	-0,01	

Figura 6.6: Fattori e forze di piano modali relative allo SLV direzione sisma 90° restituiti dal software Cds Win

BARICENTRI MASSE E RIGIDEZZE

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDEZZE							RIGIDEZZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	RigTors. (t*m)	(r/ls)²
1	4,00	1100,16	18,86	8,42	18,52	3,01	-0,34	-5,41	21,65	35,75	159663	70953	14225396	
2	7,97	1164,30	18,64	8,10	18,23	3,33	-0,40	-4,77	21,65	35,75	122229	55411	11931087	
3	11,80	646,74	19,06	8,80	18,24	4,56	-0,81	-4,24	21,65	35,75	44723	40312	8905909	

Figura 6.7: Baricentri masse e rigidezze restituiti dal software Cds Win

Di seguito si riporta la verifica dei maschi murari; il software di calcolo CDSWin rappresenta gli elementi non verificati in rosso e quelli verificati in verde.

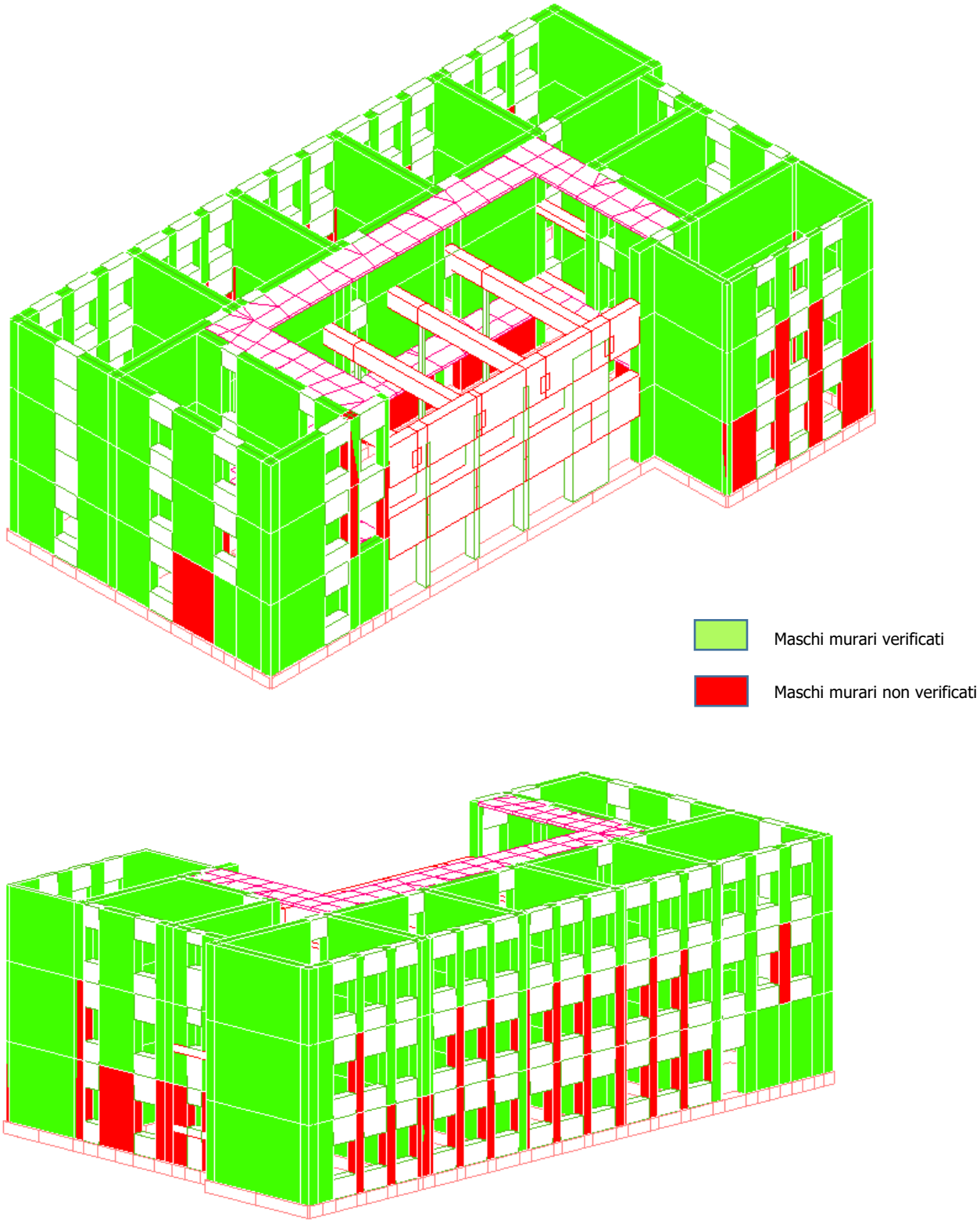


Figura 6.8: Verifica dei maschi murari restituita dal software Cds Win

Si riportano i diagrammi rispettivamente di taglio e momento dell'inviluppo delle combinazioni.

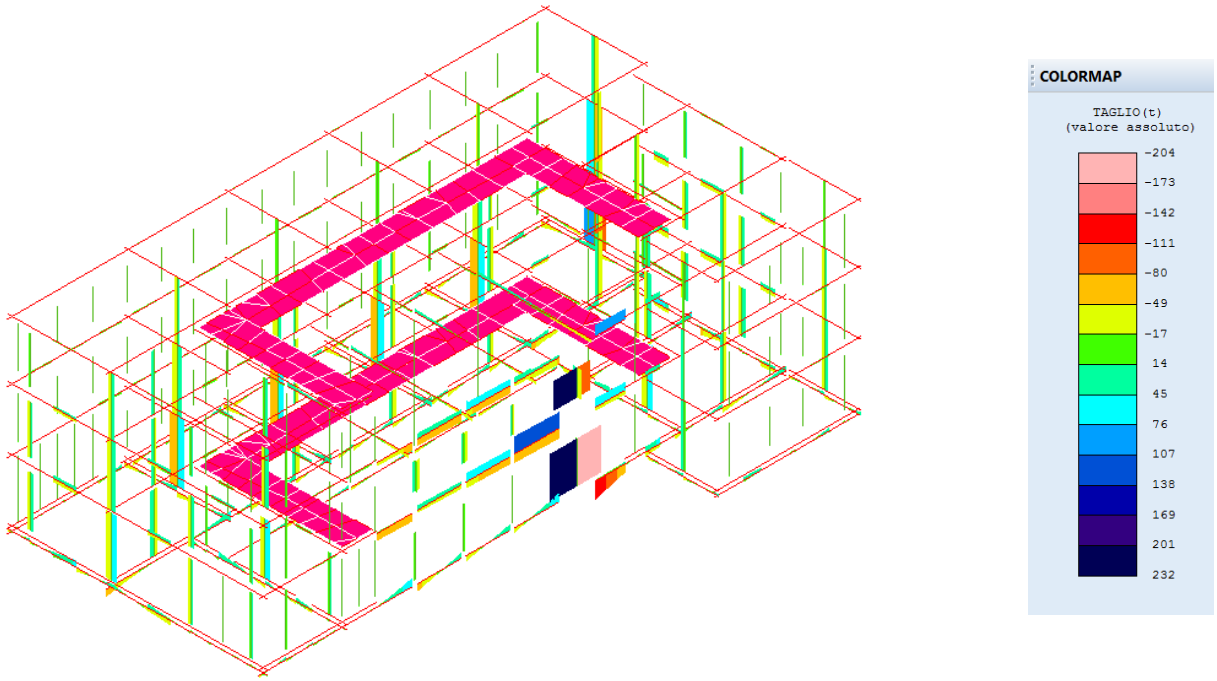


Figura 6.10: Diagramma di taglio dell'inviluppo delle combinazioni

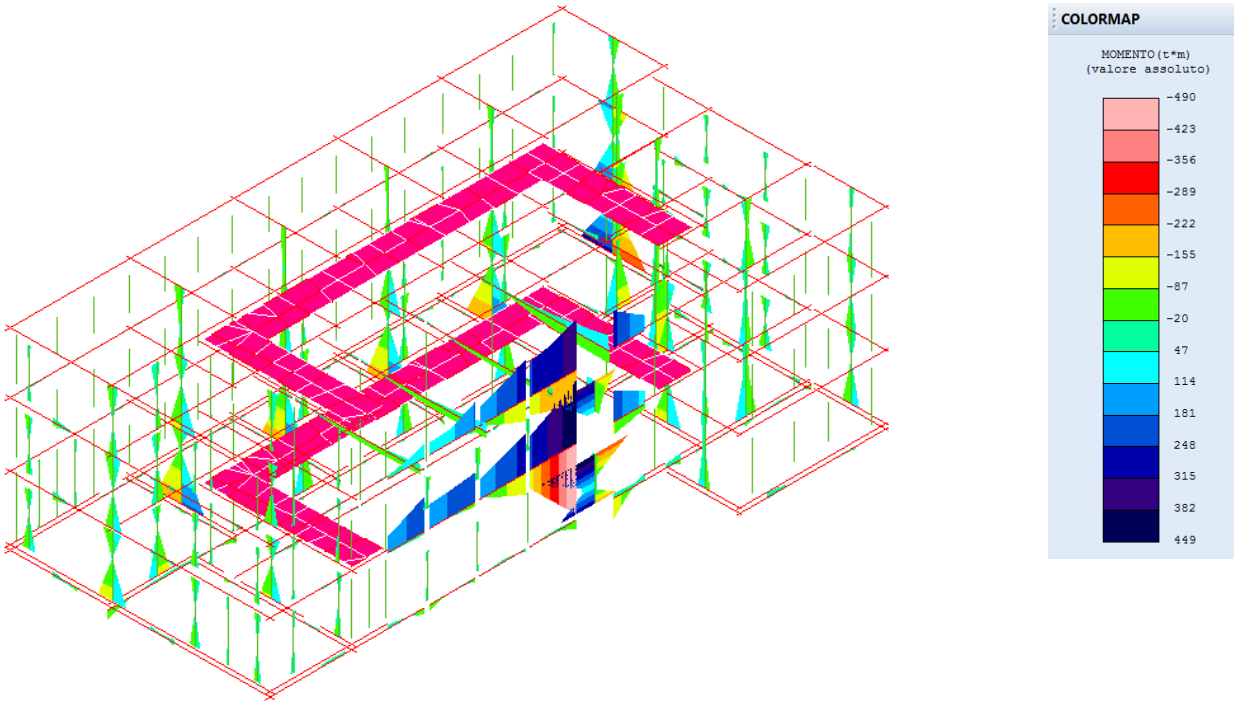


Figura 6.11: Diagramma di momento dell'inviluppo delle combinazioni

6.2 Analisi statica non lineare

Al paragrafo 8.3 delle Ntc18, riportato al capitolo 3 della presente tesi, vengono citati espressamente i casi in cui è obbligatorio eseguire la valutazione della sicurezza e quali considerazioni dedurre dai risultati ottenuti.
Tutta l'analisi è finalizzata al verificare le azioni sismiche, ossia alla quantificazione della domanda e della capacità di spostamento della struttura.
Di seguito si riportano i dati inseriti in input nel software riguardanti il calcolo non lineare in campo plastico e gli stati limite inerenti all'azione sismica.

PAR. CALC. NON LINEARE - ASTE	

Coe.sic.instab.	1,5
nmax iterazioni	30
comb. molt.crit.	0
rig.geo.trazione	NO
Analisi PushOver	
Spost.Massimo (m)	0,8
Concentraz Eventi	0,01
Iteraz.Max passo	100
Num.Max.Collassi	30
Effetti P-Delta	SI
Nodo CLS	NO
Gr. Sovr.Nodi Acc	1,2
Collasso Cls	Tutte
Tipo Distribuzione	Prop.ModoPrincip
Riprese Getto	IGNORA
Push+Post-Ver.	NO
Tipo PushOver	Concentr. CDS
Param. OPENSEES	
Tipo Calcolo	Piccoli Spost
Tipo OutPut	CDS
Numero Passi	100

Figura 6.9: Parametri per il calcolo non lineare

Si è impostato come numero massimo di collassi 30, vengono considerati gli effetti P-Delta, ovvero effetti del secondo ordine che si manifestano nel caso di eccessiva deformazione, sviluppando una sollecitazione flessionale aggiuntiva data dalla formazione di un braccio tra l'estremità di un elemento e il suo asse indeformato.
Le cerniere plastiche vengono considerate come localizzate sugli elementi asta.
Il software durante l'analisi rappresenta in tempo reale a video il piano ADSR in modo da monitorare l'avanzare degli step di carico in ogni direzione.

La circolare 21 Gennaio 2019, al capitolo C8.3 afferma che "*La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi".*

Il fattore $\zeta_{v,i}$ è 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."*

Non viene considerato in quanto la struttura risulta adeguata a sostenere le azioni non sismiche come i carichi verticali.

Ora si introduce il coefficiente ζ_E. È un fattore che rappresenta il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione con le medesime condizioni e caratteristiche (suolo, periodo proprio, fattore di comportamento ecc.); pertanto l'obiettivo auspicato è quello di avere un valore di $\zeta_E \geq 1$.

Come si può notare, la situazione esistente richiede certamente degli interventi, ma non desta particolari preoccupazioni. Si ottengono otto delle trentadue combinazioni non verificate.

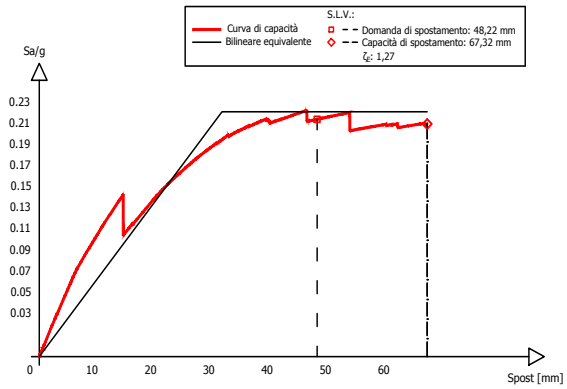
Lo ζ_E-SLV della curva pushover n°20 riporta il valore più basso (0,78); gli altri hanno tutti un valore ≥ 0,78.

Si riporta la tabella con i valori della domanda e della capacità di spostamento, PGA e ζ_E (SLV) per ogni pushover e i relativi grafici nelle pagine seguenti.

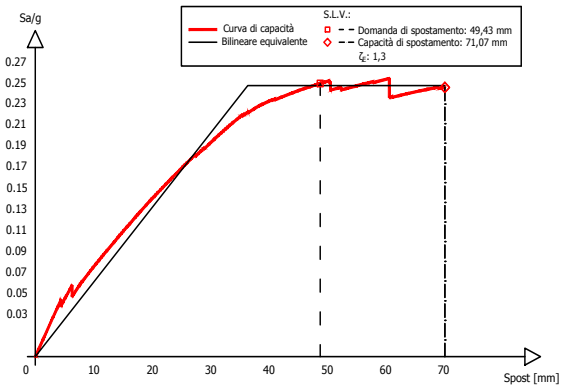
PUSHOVER	DIR. PRIN	DIR. SECON	CARICO	ECCENTRICITA'	DOMANDA (SLV)	CAPACITA' (SLV)	PGA	ζ_E-SLV	VERIFICA
1	Fx	0.3 Fy	MODO	5%	48,22	67,32	0,12	1,27	Sì
2	-Fx	0.3 Fy	MODO	5%	49,43	71,07	0,13	1,3	Sì
3	Fy	0.3 Fx	MODO	5%	49,19	48,14	0,1	0,99	NO
4	-Fy	0.3 Fx	MODO	5%	47,67	65,63	0,12	1,26	Sì
5	Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	55,69	97,63	0,13	1,36	Sì
6	-Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	57,46	105,31	0,13	1,36	Sì
7	Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	55,49	59,17	0,10	1,04	Sì
8	-Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	53,97	74,87	0,12	1,26	Sì
9	Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	48,94	68,14	0,12	1,27	Sì
10	-Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	48,48	74,07	0,13	1,36	Sì
11	Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	50,96	44,84	0,09	0,92	NO
12	-Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	48,32	60,80	0,11	1,17	Sì
13	Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	56,69	102,09	0,13	1,36	Sì
14	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	56,38	93,00	0,13	1,36	Sì
15	Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	54,88	55,84	0,1	1,01	Sì
16	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	54,10	53,41	0,1	0,99	NO
17	Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	41,46	62,73	0,13	1,36	Sì
18	-Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	49,05	75,94	0,13	1,36	Sì
19	Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	49,76	40,05	0,08	0,87	NO
20	-Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	47,32	32,72	0,07	0,78	NO
21	Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	56,29	102,08	0,13	1,36	Sì
22	-Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	56,93	98,23	0,13	1,36	Sì
23	Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	55,69	49,61	0,09	0,93	NO
24	-Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	53,13	48,47	0,09	0,95	NO
25	Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	49,25	64,09	0,12	1,20	Sì
26	-Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	47,82	66,25	0,12	1,26	Sì
27	Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	51,12	60,23	0,11	1,11	Sì
28	-Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	47,40	43,13	0,09	0,94	NO
29	Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	57,28	99,43	0,13	1,36	Sì
30	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	55,59	98,27	0,13	1,36	Sì
31	Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	57,24	78,00	0,12	1,25	Sì
32	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	53,18	55,43	0,10	1,03	Sì

Tabella 6.1: Dati delle curve pushover relative allo SLV restituiti dal software Cds Win

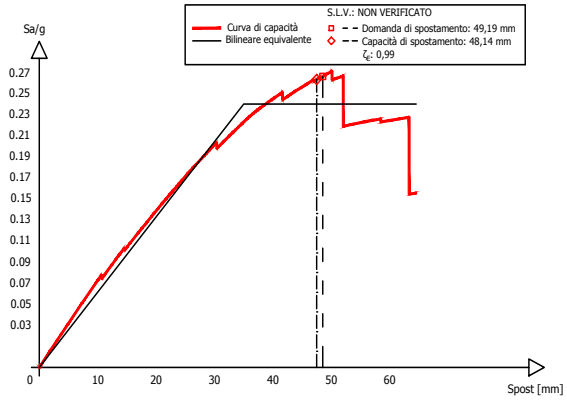
Pushover N°1



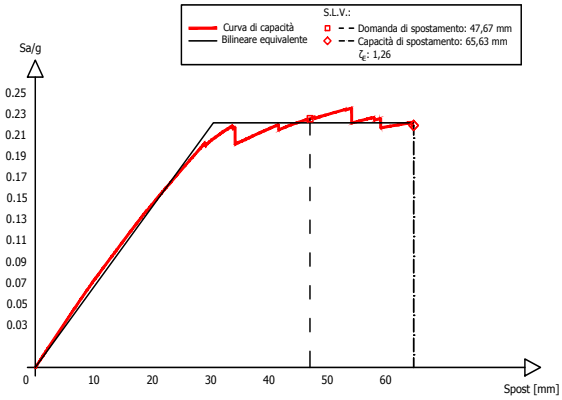
Pushover N°2



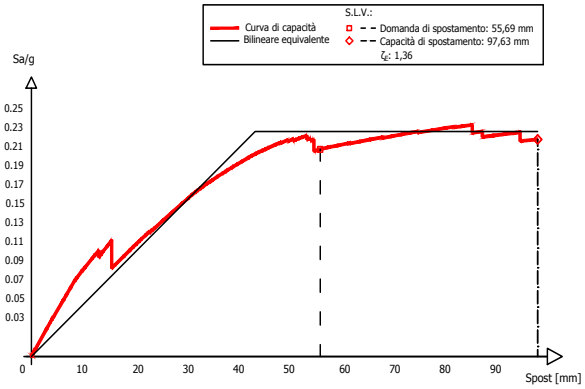
Pushover N°3



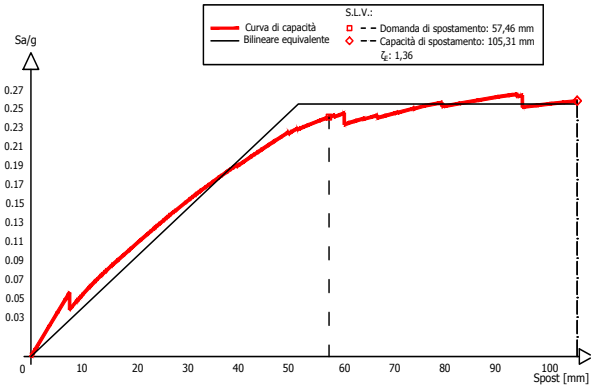
Pushover N°4



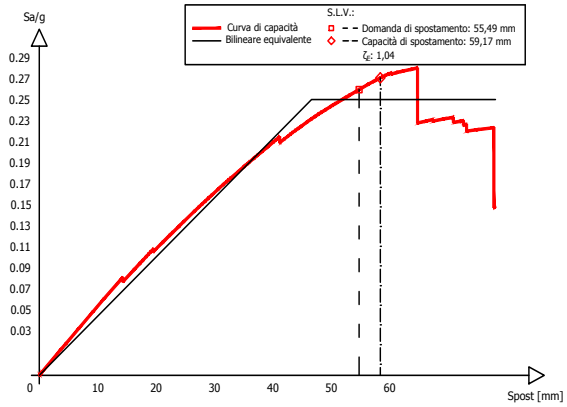
Pushover N°5



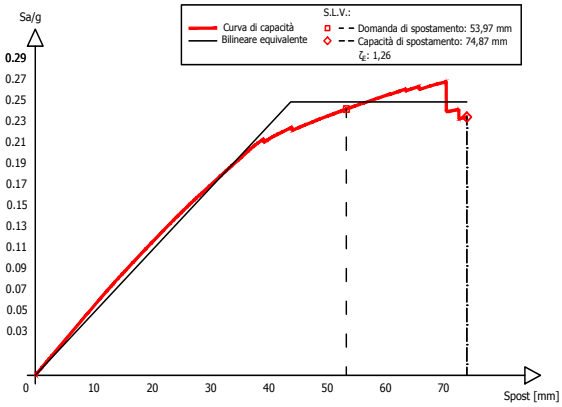
Pushover N°6



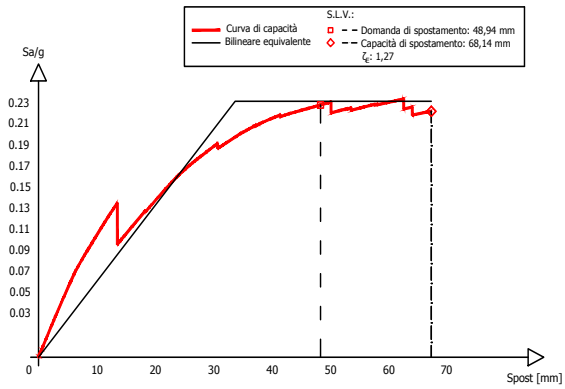
Pushover N°7



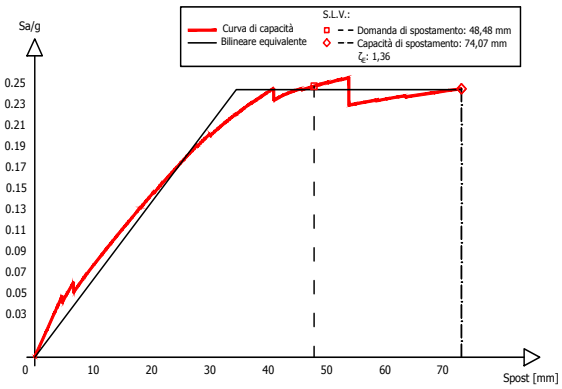
Pushover N°8



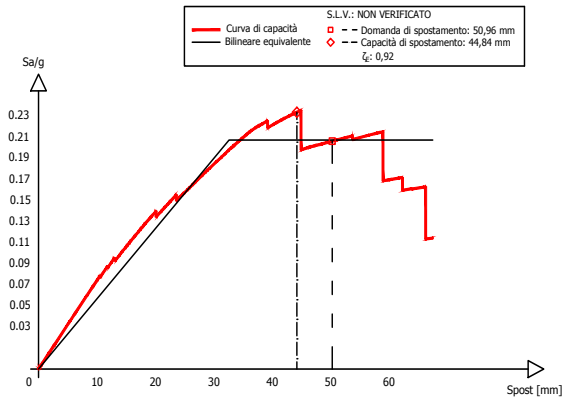
Pushover N°9



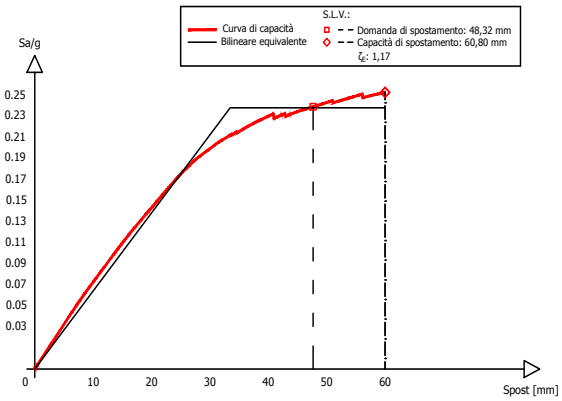
Pushover N°10



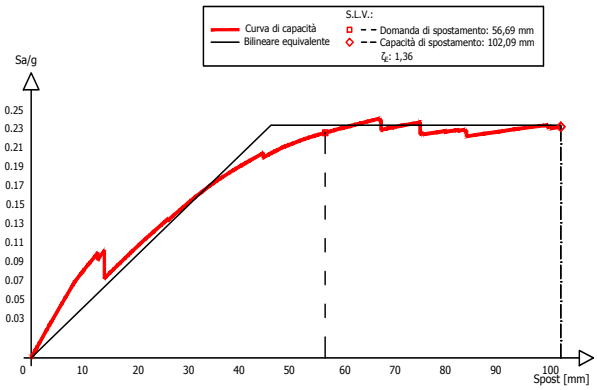
Pushover N°11



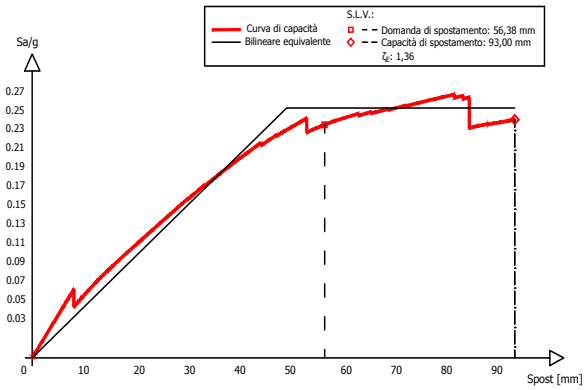
Pushover N°12



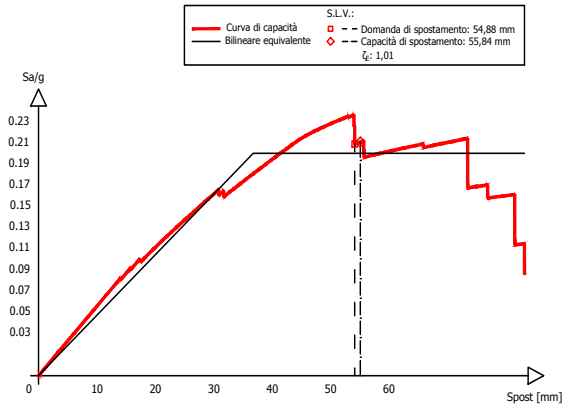
Pushover N°13



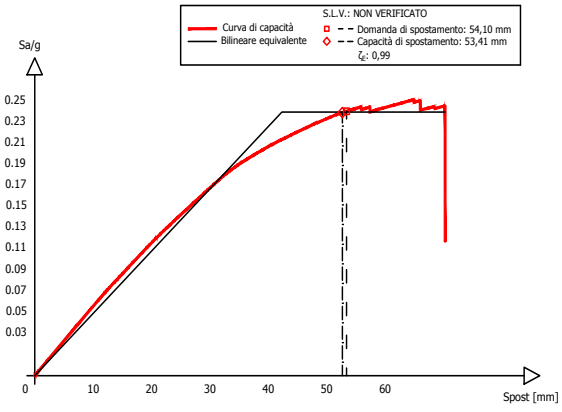
Pushover N°14



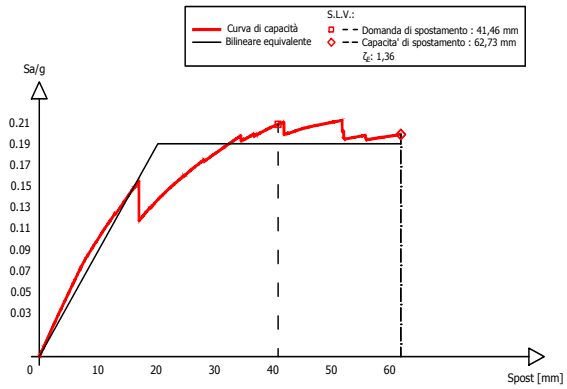
Pushover N°15



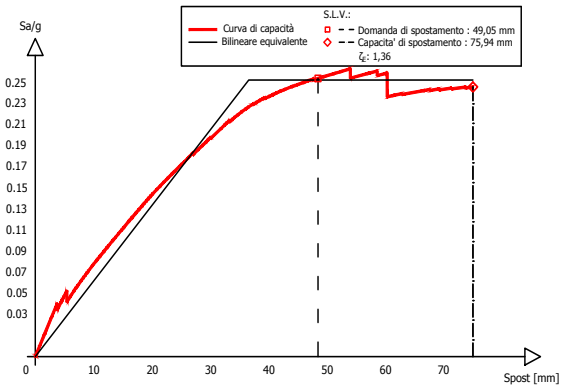
Pushover N°16



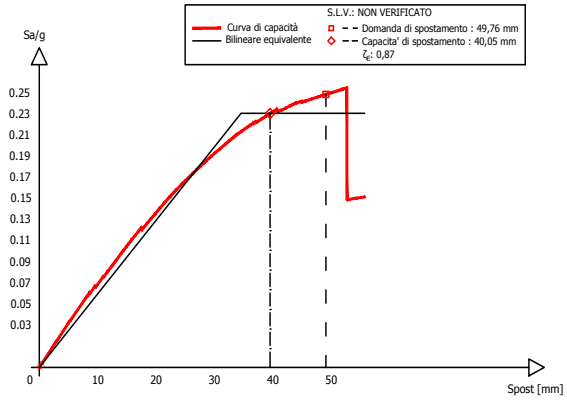
Pushover N°17



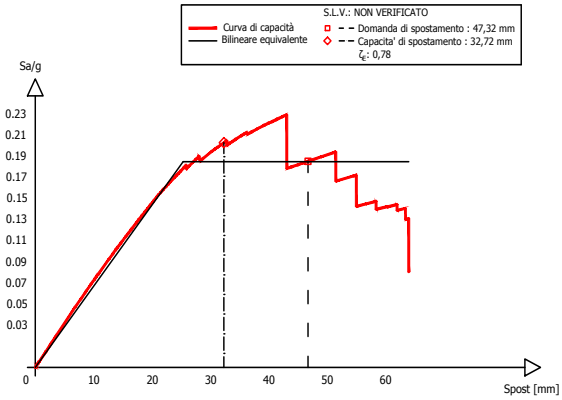
Pushover N°18



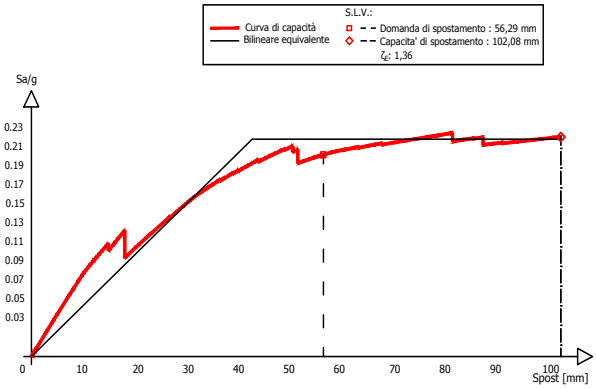
Pushover N°19



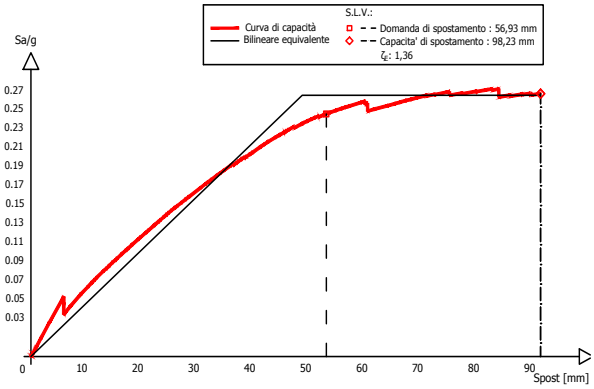
Pushover N°20



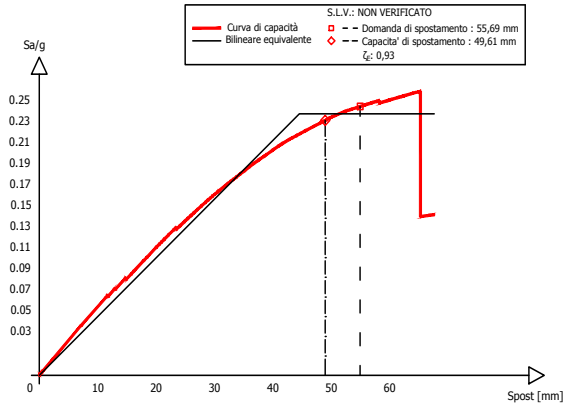
Pushover N°21



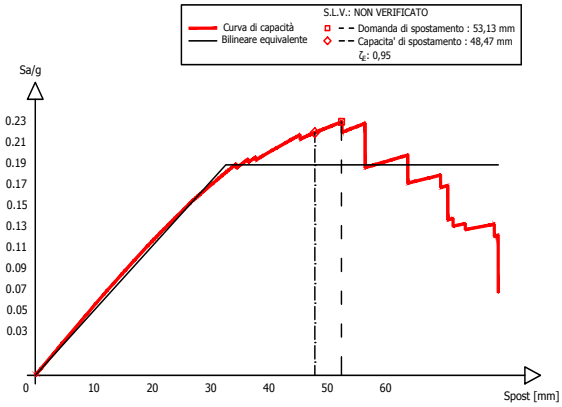
Pushover N°22



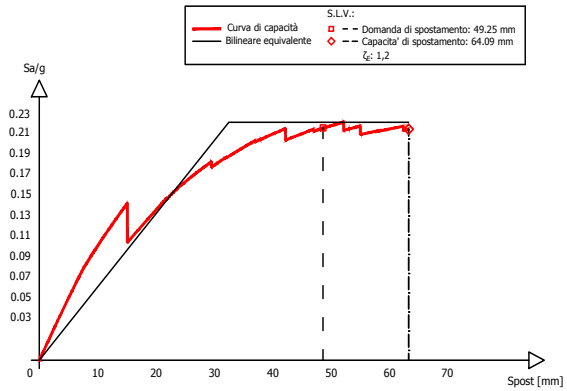
Pushover N°23



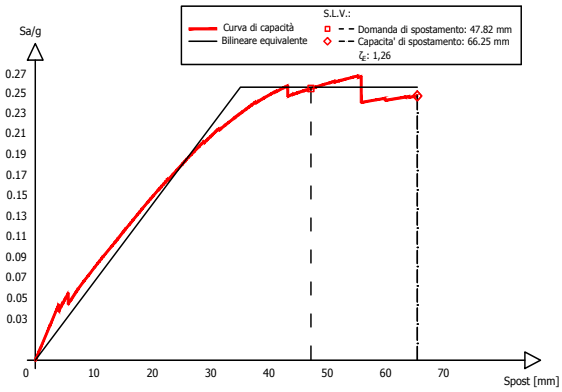
Pushover N°24



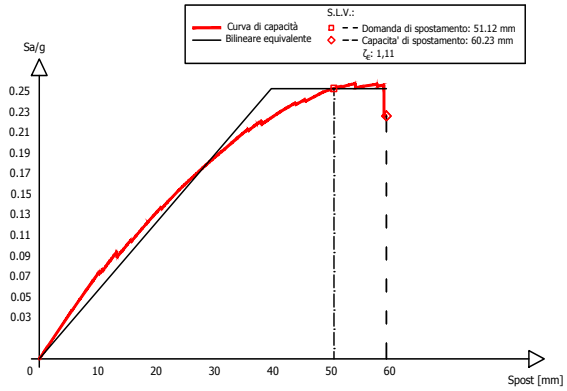
Pushover N°25



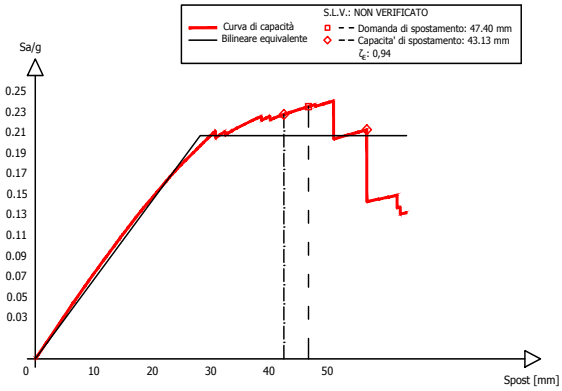
Pushover N°26



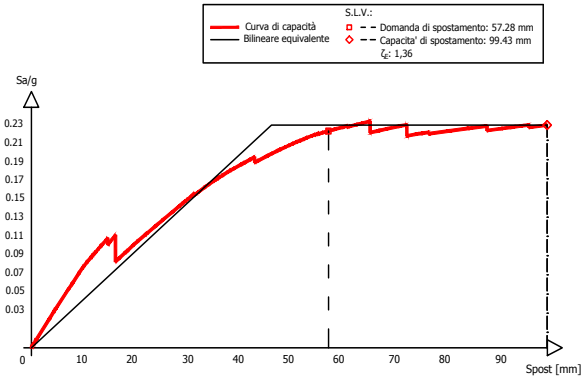
Pushover N°27



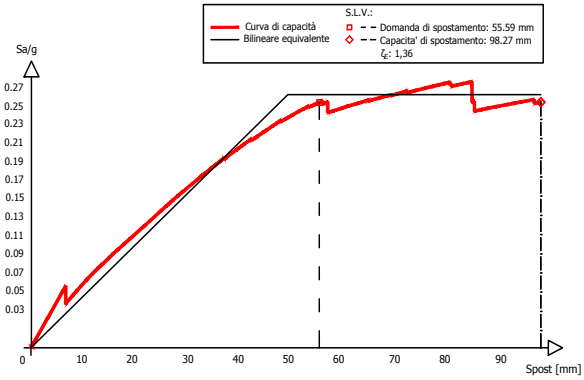
Pushover N°28



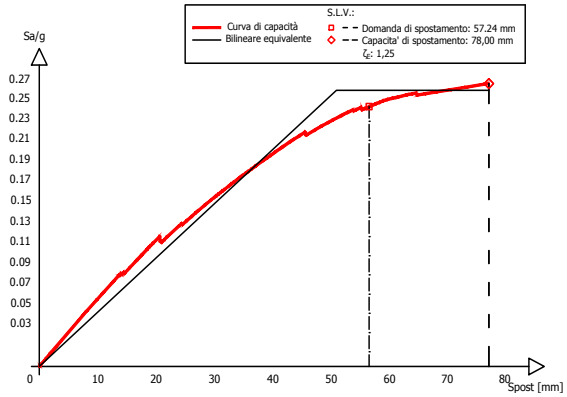
Pushover N°29



Pushover N°30



Pushover N°31



Pushover N°32

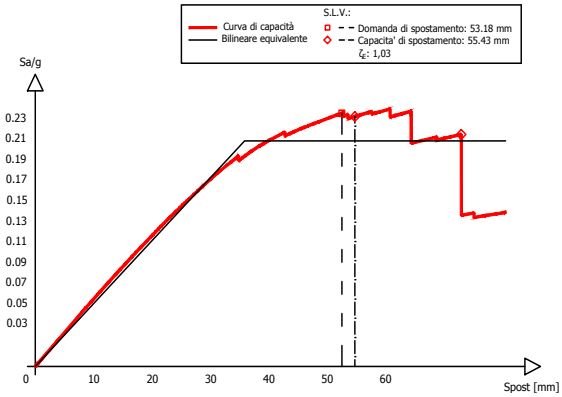


Figura 6.12: Curve pushover ottenute dall'analisi statica non lineare

7. Interventi di consolidamento

Gli interventi di consolidamento consistono nella realizzazione di lavorazioni atte a recuperare o accrescere le capacità strutturali della struttura.
Gli obiettivi possono essere diversi, quali ad esempio l'aumento della resistenza globale per mezzo dell'inserimento di nuovi elementi, la diminuzione dei carichi agenti o il miglioramento delle prestazioni dei materiali utilizzati.

Gli interventi realizzabili su una struttura esistente sono classificati in tre diverse categorie:

- Adeguamento: raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente;
- Miglioramento: aumentare i livelli di sicurezza senza raggiungere quelli previsti dalla normativa vigente;
- Riparazione: aumento della sicurezza con interventi locali realizzati su parti della struttura.

Al § 8.4 delle Ntc18 sono citati le situazioni per le quali è previsto uno degli interventi su citati; trattandosi di un edificio scolastico è obbligatorio eseguire degli interventi di adeguamento/miglioramento.

L'approccio da seguire per ottenere l'adeguamento della struttura consiste nello svolgere le seguenti azioni:

- raccolta dati delle caratteristiche dell'edificio e dei singoli elementi attraverso la documentazione in possesso e le indagini in situ;
- analisi della struttura;
- individuazione degli interventi più opportuni;
- studio e progettazione degli interventi da realizzare;
- analisi post-intervento e verifica dei risultati ottenuti.

Gli interventi di consolidamento hanno l'obiettivo di aumentare le caratteristiche meccaniche del materiale risultante.

Ora si riportano alcuni stralci della circolare n.7 del 21/01/2019 relativa agli interventi di consolidamento.

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate:

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti.

Consolidamento con intonaco armato

L'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici.
In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G).
In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento.
Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzi un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni.

Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella C8.5.II

C8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

4. Incremento della capacità delle pareti

Qualora i setti murari siano costituiti da materiale di bassa qualità, può risultare opportuno migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale. Il tipo di intervento da applicare va valutato in base alla tipologia e alla qualità della muratura e può variare dalla ricostruzione parziale (interventi di scuci-cuci) al consolidamento mediante iniezioni o mediante interventi superficiali o altre tecniche opportune; si deve procedere alla verifica preliminare della compatibilità chimico-fisica dei materiali nuovi con quelli originari.

*Nei casi in cui si operi attraverso le **iniezioni di miscele leganti**, si procede anche alla verifica della fattibilità dell'intervento in termini di capacità delle murature di assorbire e diffondere le malte iniettate ponendo attenzione nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare dissesti locali.*

*L'intervento di **ristilatura dei giunti**, se effettuato su entrambe le superfici esterne, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura incrementandone, di fatto, l'area resistente. Particolare cura deve essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare in relazione a quella esistente. L'eventuale inserimento nei giunti "ristilati" di piccole barre, trefoli o piattine metalliche o di altri materiali resistenti a trazione, specie se ancorati alla muratura attraverso connessioni trasversali dei paramenti ed organizzati come sistema continuo nelle tre direzioni, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento.*

*Il placcaggio delle murature con **intonaco armato** costituisce un efficiente provvedimento soprattutto nel caso in cui le murature siano gravemente danneggiate o incoerenti, purché siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali bene ancorati alle armature poste su entrambe le facce della muratura. Le fodere possono essere realizzate con malte a base di cemento o di calce e armatura in reti o tessuti di acciaio inossidabile, oppure con materiali compositi, utilizzando fibre di carbonio, vetro o aramidiche.*

Il rinforzo dei setti murari può essere eseguito mediante elementi strutturali integrativi collaboranti disposti sulla superficie; questi possono essere, per esempio, realizzati in acciaio (strutture reticolari costituite da piatti/nastri) o in legno (pannellature). Opportune connessioni devono consentire la collaborazione tra la parete esistente e il rinforzo.

*L'applicazione di **fasciature resistenti a trazione** può essere realizzata sia con fasce di materiali compositi (sopra citati) sia con tessuti in trefoli di acciaio inossidabile, fissate al supporto murario con prodotti a base cementizia o polimerica.*

*L'inserimento di **tiranti verticali post-tesi** è un intervento applicabile solo in presenza di murature di ottima qualità.*

*Nel caso di realizzazione di **nuove aperture** in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.*

Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconnessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti.

7.1 Sistema intonaco armato in fibra di vetro Gfrp

Il sistema intonaco armato in fibra di vetro Gfrp consiste nella realizzazione di un intonaco rinforzato con reti in fibra di vetro Gfrp sulle pareti in muratura della struttura.
Questa tipologia di rinforzo presenta diversi vantaggi, tra i quali quelli di poter essere utilizzato su qualsiasi tipo di muratura e che non prevede l'uso di elementi metallici.
La procedura di rinforzo prevede le seguenti fasi di realizzazione:

- 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 pareti della muratura;
- inserimento dei connettori con successiva iniezione di resina;
- realizzazione del nuovo intonaco.

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

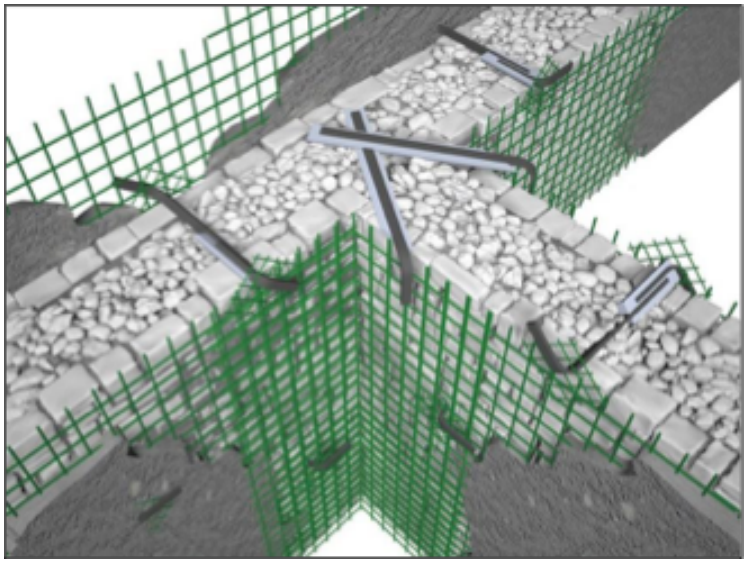


Figura 7.1: Schema di rinforzo intonaco armato in fibra di vetro Gfrp

Nel caso oggetto di studio rappresenta la tecnica migliore di intervento, l'opzione più efficace e meno invasiva.
Inoltre, come vedremo nel prossimo paragrafo, fornisce ottimi risultati prestazionali con un costo contenuto.
Si presentano due diverse opzioni di intervento.

7.1.1 Soluzione A: intonaco armato lungo le pareti esterne dell'edificio

La prima soluzione consiste nell'applicazione della rete di rinforzo Gfrp solo lungo le pareti esterne dell'edificio, per semplicità si riporta la piantina indicativa.

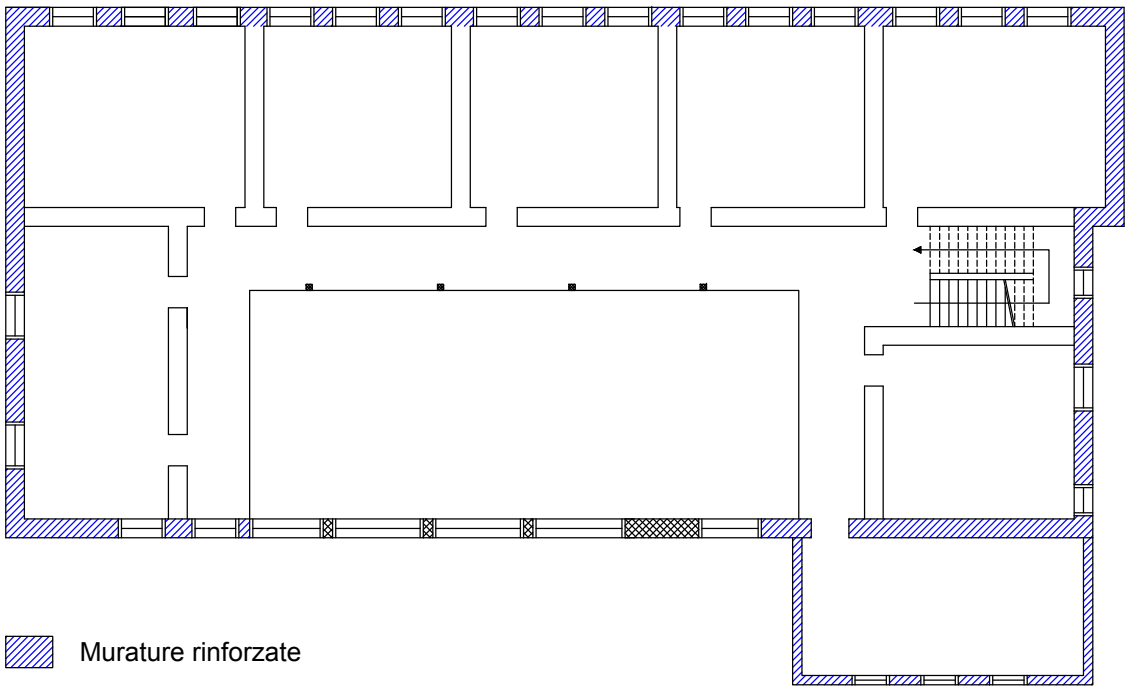


Figura 7.2: Murature oggetto dell'applicazione dell'intonaco armato

Con questa modalità d'intervento, si ricade in un intervento definito di "adeguamento" (§8.4.3 Ntc 2018). Si ottengono 30 curve pushover su 32 con lo $\zeta_E \geq 1$ e le altre 2 hanno lo ζ_E di 0,96. Pur non avendo tutti gli $\zeta_E > 1$, tale opzione rimane molto valida.
Gli ζ_E non verificati riportano comunque degli ottimi valori; lo scarto rispetto al risultato auspicato è minore del 5%.

La rete utilizzata per questo intervento è la Oly Mesh Glass 675 e come malta Oly Wall Struktura-F, dell'azienda Olympus s.r.l.

7.1.2 Soluzione B: intonaco armato lungo le pareti interne ed alcune esterne dell'edificio

La seconda soluzione invece consiste nell'applicazione della rete di rinforzo Gfrp lungo le pareti interne e alcune pareti esterne dell'edificio, per semplicità si riporta la piantina indicativa.

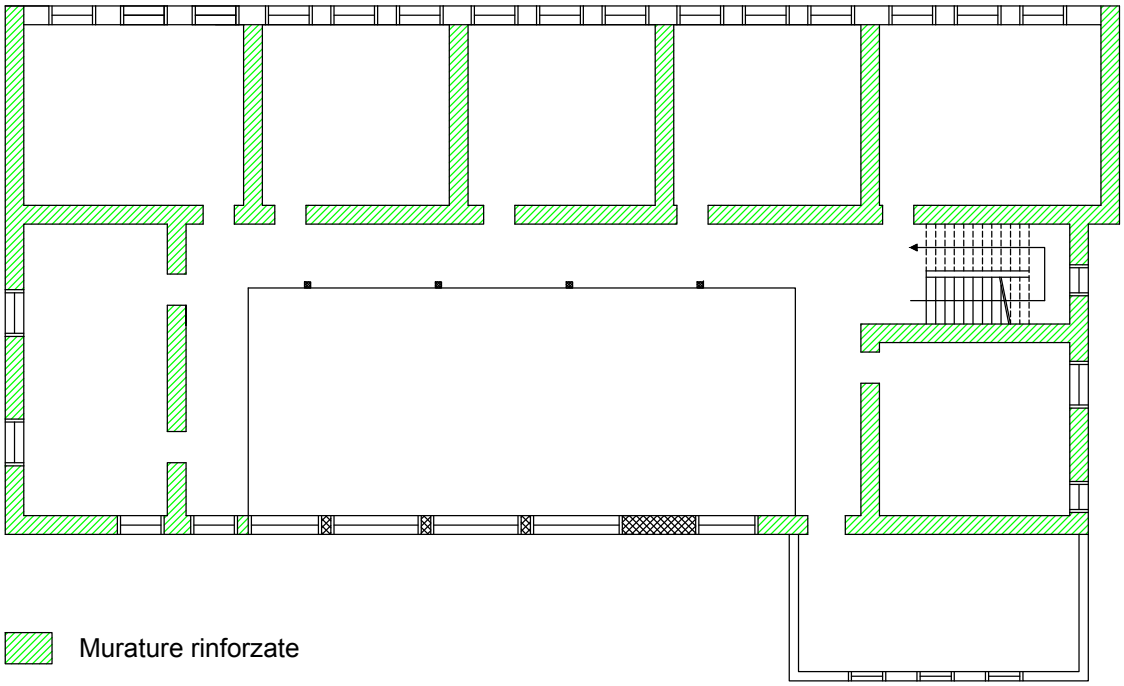


Figura 7.3: Murature oggetto dell'applicazione dell'intonaco armato

Anche con questa modalità d'intervento, si ricade in un intervento definito di "adeguamento" (§8.4.3 Ntc 2018).

Si ottengono tutte le pushover con lo $\zeta_E \geq 1$.

Tale opzione è la più valida dal punto dei risultati ottenuti, e rappresenta un buon compromesso tra questi ultimi e i costi.

Nei paragrafi successivi saranno rappresentate le pushover ottenute e il computo metrico relativo ai costi di entrambe le soluzioni.

La rete utilizzata per questo intervento è la Mapenet Em30 e come malta MapeWall Intonaca & Rinforza, dell'azienda Mapei S.p.A Italia.

7.2 Analisi pushover post-intervento intonaco armato in fibra di vetro Gfrp

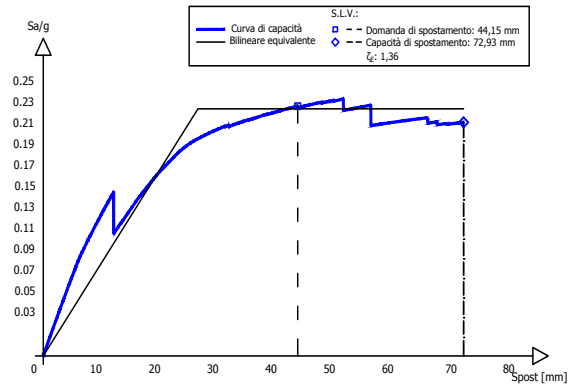
7.2.1 Analisi pushover soluzione A

Si riporta la tabella con tutti i dati delle pushover ottenute riguardante lo stato SLV e i relativi grafici. Si ottengono 30 curve pushover su 32 con lo $\zeta_E \geq 1$ e le altre 2 hanno lo ζ_E di 0,96; pertanto lo $\zeta_{E,MIN}$-SLV è 0,96.

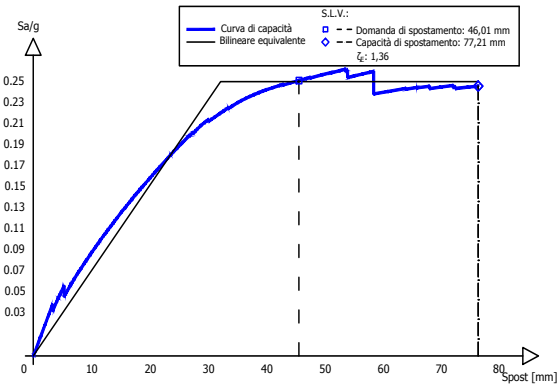
PUSHOVER	DIR. PRIN	DIR. SECON	CARICO	ECCENTRICITA'	DOMANDA (SLV)	CAPACITA' (SLV)	PGA	ζ_E-SLV	VERIFICA
1	Fx	0.3 Fy	MODO	5%	44,15	72,93	0,13	1,36	Sì
2	-Fx	0.3 Fy	MODO	5%	46,01	77,21	0,13	1,36	Sì
3	Fy	0.3 Fx	MODO	5%	41,82	48,32	0,11	1,12	Sì
4	-Fy	0.3 Fx	MODO	5%	41,47	55,55	0,12	1,25	Sì
5	Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	50,84	97,13	0,13	1,36	Sì
6	-Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	53,09	92,08	0,13	1,36	Sì
7	Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	47,06	58,06	0,11	1,15	Sì
8	-Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	46,89	79,23	0,13	1,36	Sì
9	Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	44,74	67,28	0,13	1,35	Sì
10	-Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	45,16	64,91	0,13	1,3	Sì
11	Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	42,31	44,91	0,1	1,05	Sì
12	-Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	43,42	57,37	0,12	1,23	Sì
13	Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	51,84	105,53	0,13	1,36	Sì
14	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	52,31	99,75	0,13	1,36	Sì
15	Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	47,34	56,41	0,11	1,12	Sì
16	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	48,27	67,77	0,12	1,27	Sì
17	Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	44,65	72,90	0,13	1,36	Sì
18	-Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	45,66	68,19	0,13	1,34	Sì
19	Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	41,91	42,10	0,1	1,01	Sì
20	-Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	42,61	43,24	0,1	1,01	Sì
21	Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	51,44	100,68	0,13	1,36	Sì
22	-Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	52,64	90,92	0,13	1,36	Sì
23	Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	47,19	48,64	0,1	1,02	Sì
24	-Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	47,24	44,32	0,09	0,96	No
25	Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	45,41	67,09	0,13	1,33	Sì
26	-Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	44,78	62,55	0,12	1,27	Sì
27	Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	43,32	40,29	0,09	0,96	No
28	-Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	43,41	67,52	0,13	1,36	Sì
29	Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	52,56	103,14	0,13	1,36	Sì
30	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	51,7	101,29	0,13	1,36	Sì
31	Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	48,46	54,17	0,1	1,07	Sì
32	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	47,59	51,74	0,1	1,06	Sì

Tabella 7.1: Dati delle curve pushover post-intervento soluzione A relative allo SLV restituiti dal software Cds Win

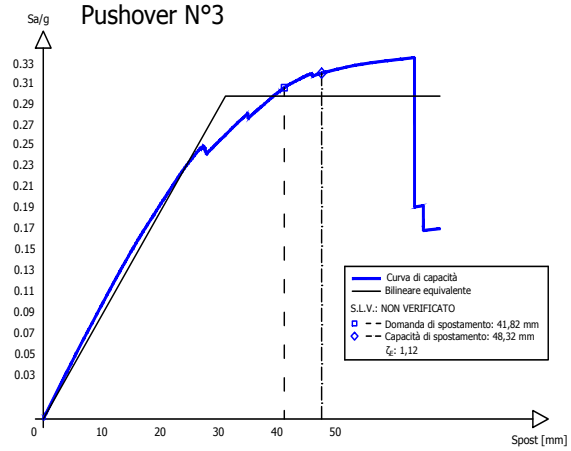
Pushover N°1



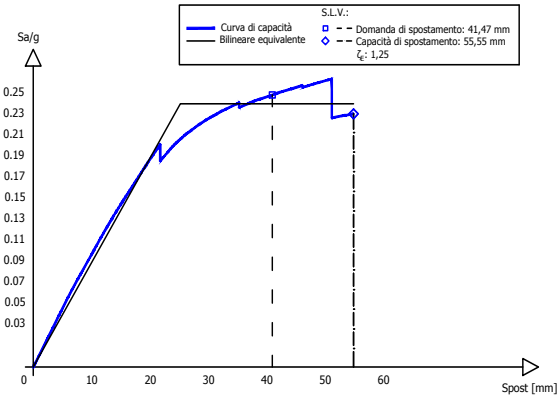
Pushover N°2



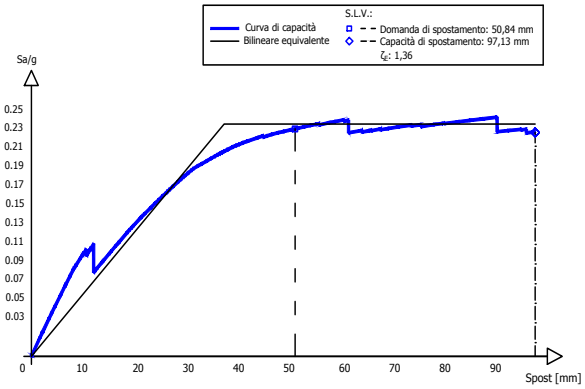
Pushover N°3



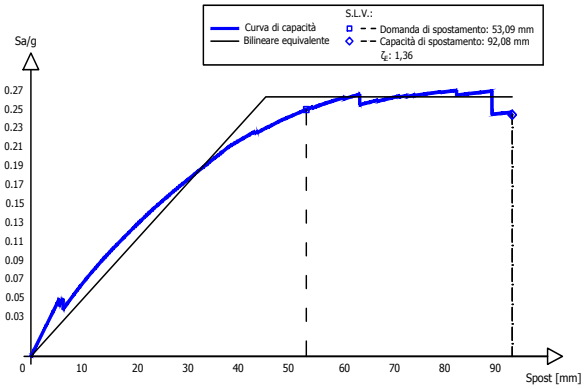
Pushover N°4



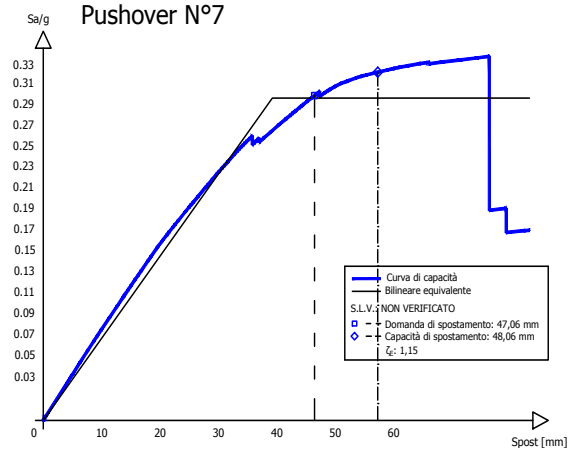
Pushover N°5



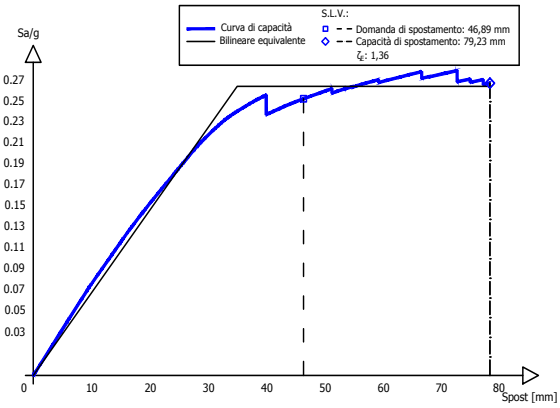
Pushover N°6



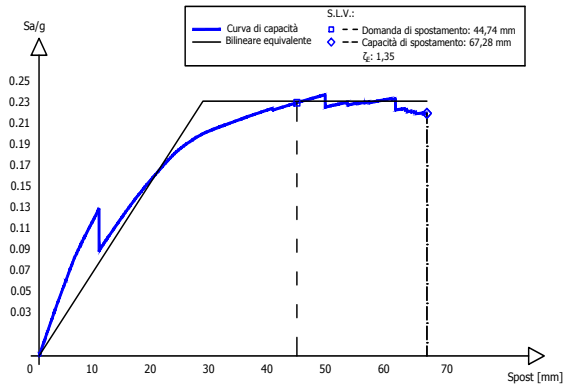
Pushover N°7



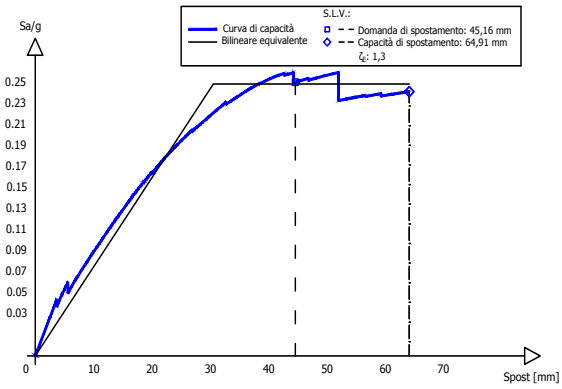
Pushover N°8



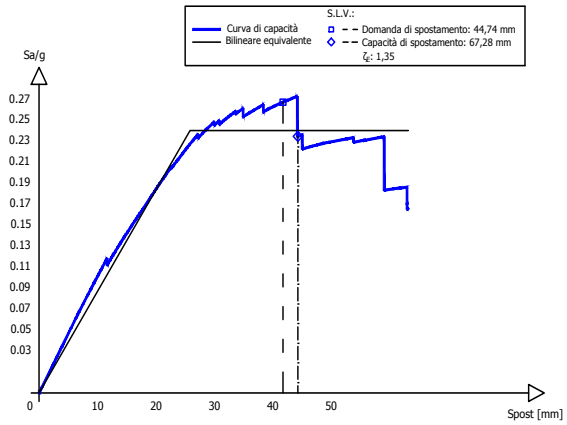
Pushover N°9



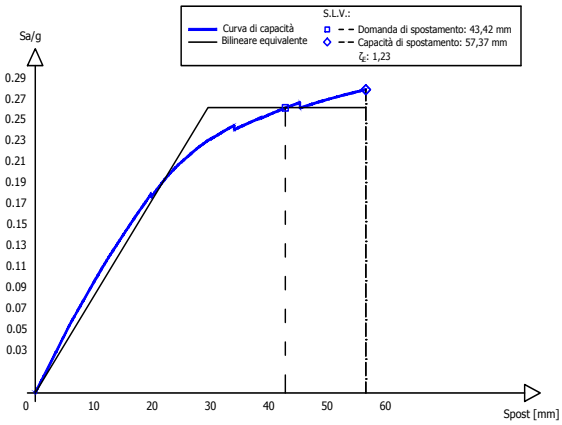
Pushover N°10



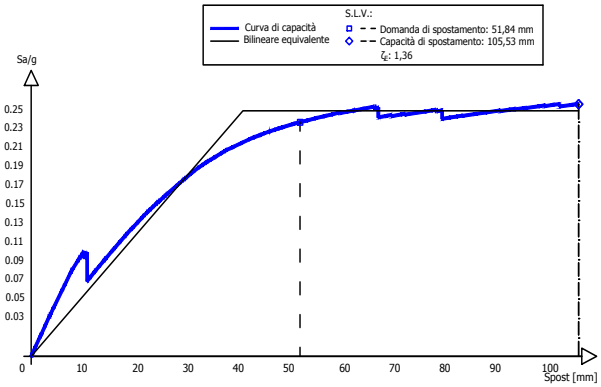
Pushover N°11



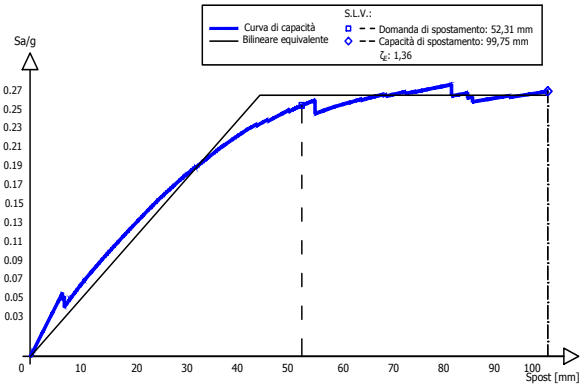
Pushover N°12



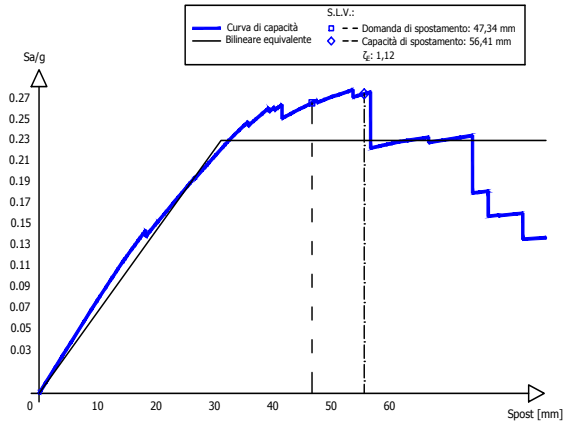
Pushover N°13



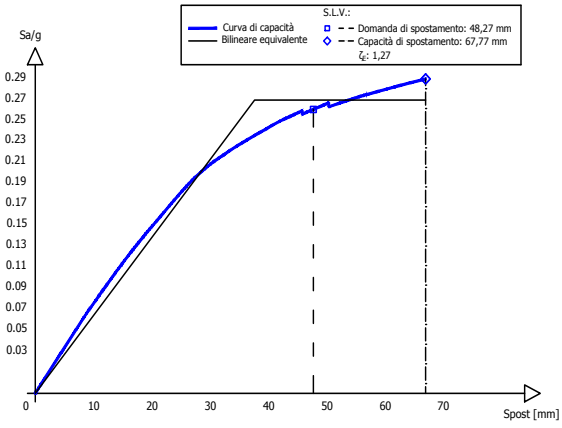
Pushover N°14



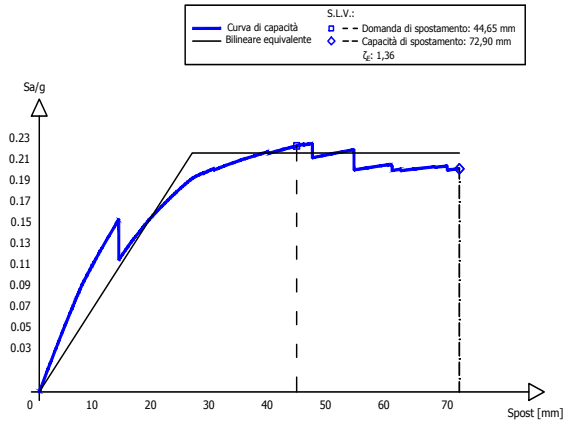
Pushover N°15



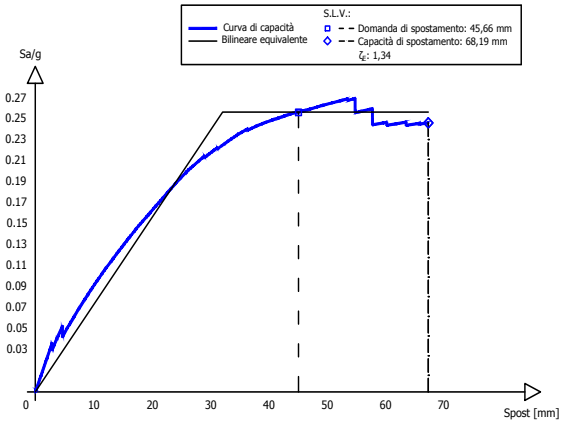
Pushover N°16



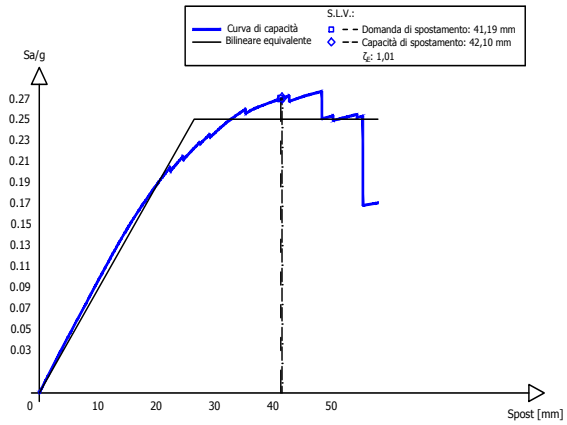
Pushover N°17



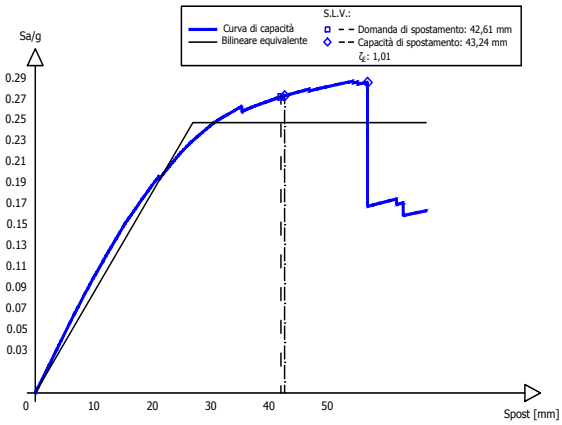
Pushover N°18



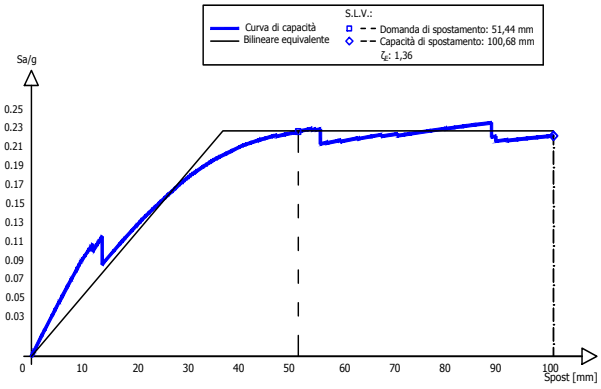
Pushover N°19



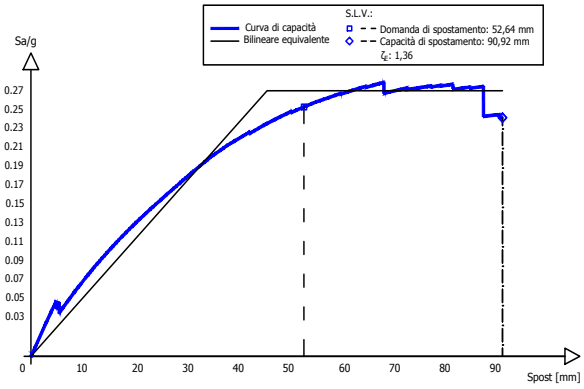
Pushover N°20



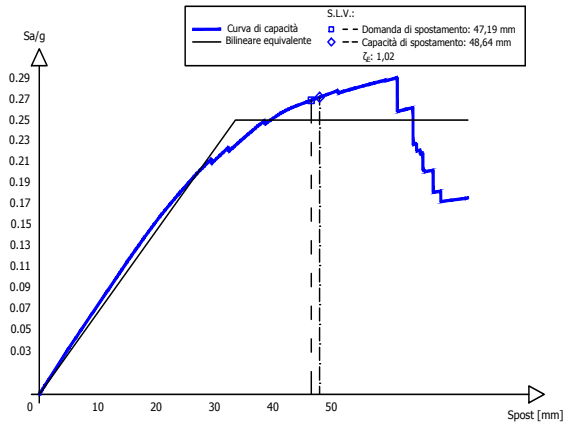
Pushover N°21



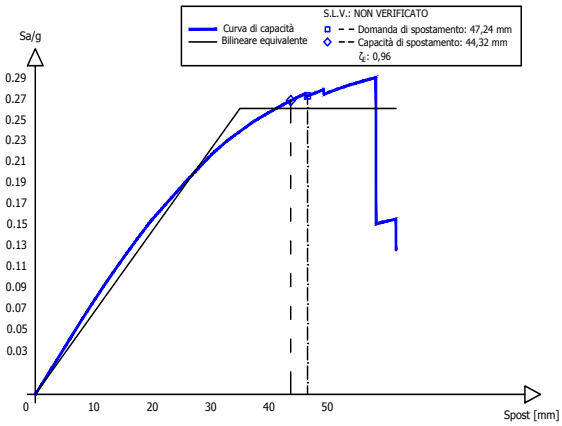
Pushover N°22



Pushover N°23



Pushover N°24



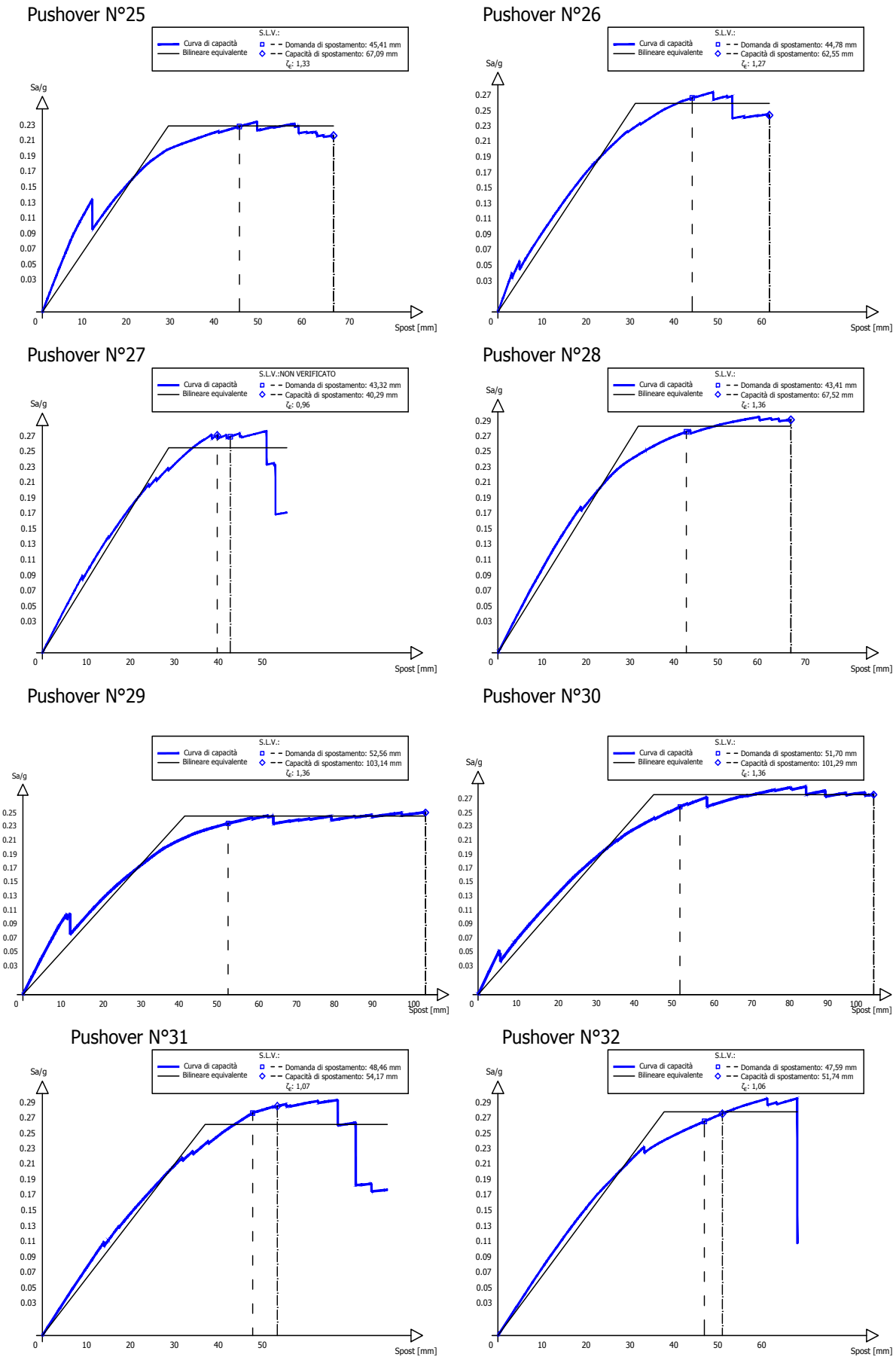


Figura 7.4: Curve pushover dopo l'applicazione dell'intonaco armato soluzione A

7.2.2 Analisi pushover soluzione B

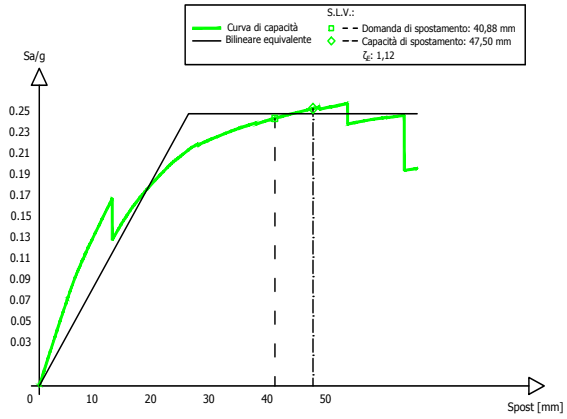
Si riporta la tabella con tutti i dati delle pushover ottenute riguardante lo stato SLV e i relativi grafici.

Tutte le combinazioni risultano verificate, con lo $\zeta_E \geq 1$; lo $\zeta_{E,MIN}$-SLV è 1,00.

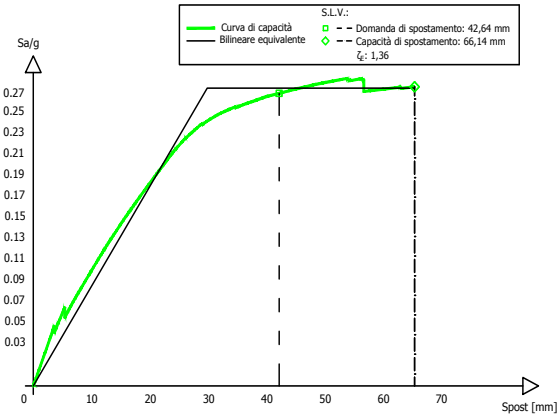
PUSHOVER	DIR. PRIN	DIR. SECON	CARICO	ECCENTRICITA'	DOMANDA (SLV)	CAPACITA' (SLV)	PGA	ζ_E-SLV	VERIFICA
1	Fx	0.3 Fy	MODO	5%	40,88	47,50	0,11	1,12	Sì
2	-Fx	0.3 Fy	MODO	5%	42,64	66,14	0,13	1,36	Sì
3	Fy	0.3 Fx	MODO	5%	40,71	47,13	0,11	1,12	Sì
4	-Fy	0.3 Fx	MODO	5%	39,15	63,02	0,13	1,36	Sì
5	Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	46,22	61,99	0,12	1,23	Sì
6	-Fx	0.3 Fy	MASSA	5%	48,26	68,10	0,12	1,28	Sì
7	Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	46,75	52,70	0,11	1,08	Sì
8	-Fy	0.3 Fx	MASSA	5%	45,51	67,60	0,13	1,33	Sì
9	Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	41,87	65,74	0,13	1,36	Sì
10	-Fx	-0.3 Fy	MODO	5%	41,36	51,20	0,12	1,18	Sì
11	Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	42,32	44,33	0,10	1,04	Sì
12	-Fy	-0.3 Fx	MODO	5%	39,35	54,36	0,12	1,28	Sì
13	Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	47,33	59,89	0,11	1,18	Sì
14	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	5%	47,27	60,14	0,12	1,18	Sì
15	Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	47,11	55,64	0,11	1,12	Sì
16	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	5%	45,33	67,78	0,13	1,34	Sì
17	Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	33,07	73,77	0,13	1,36	Sì
18	-Fx	0.3 Fy	MODO	-5%	42,08	55,04	0,12	1,24	Sì
19	Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	40,86	39,79	0,10	1,00	Sì
20	-Fy	0.3 Fx	MODO	-5%	40,41	39,80	0,10	1,00	Sì
21	Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	47,14	66,75	0,13	1,28	Sì
22	-Fx	0.3 Fy	MASSA	-5%	47,61	53,09	0,10	1,07	Sì
23	Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	46,78	47,73	0,10	1,01	Sì
24	-Fy	0.3 Fx	MASSA	-5%	46,04	46,13	0,10	1,00	Sì
25	Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	42,96	68,99	0,13	1,36	Sì
26	-Fx	-0.3 Fy	MODO	-5%	40,14	56,23	0,13	1,30	Sì
27	Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	42,60	54,70	0,12	1,21	Sì
28	-Fy	-0.3 Fx	MODO	-5%	39,57	43,02	0,10	1,06	Sì
29	Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	48,12	63,10	0,12	1,21	Sì
30	-Fx	-0.3 Fy	MASSA	-5%	46,62	60,83	0,12	1,20	Sì
31	Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	48,00	71,25	0,13	1,33	Sì
32	-Fy	-0.3 Fx	MASSA	-5%	45,41	44,42	0,10	1,00	Sì

Tabella 7.2: Dati delle curve pushover post-intervento soluzione B relative allo SLV restituiti dal software Cds Win

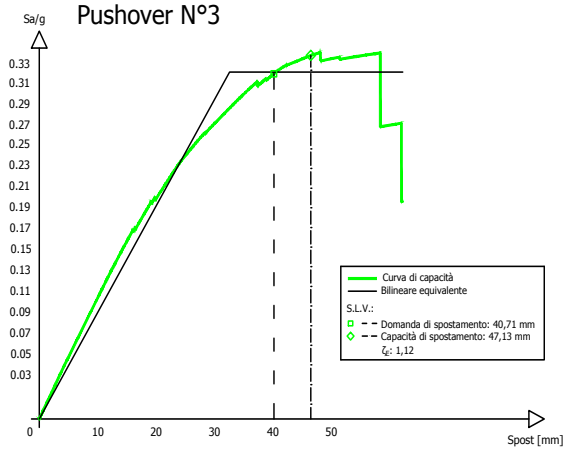
Pushover N°1



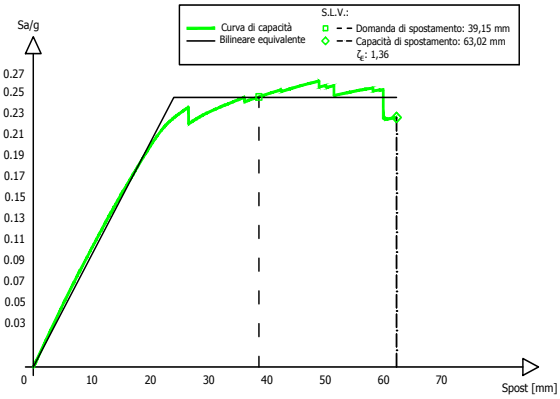
Pushover N°2



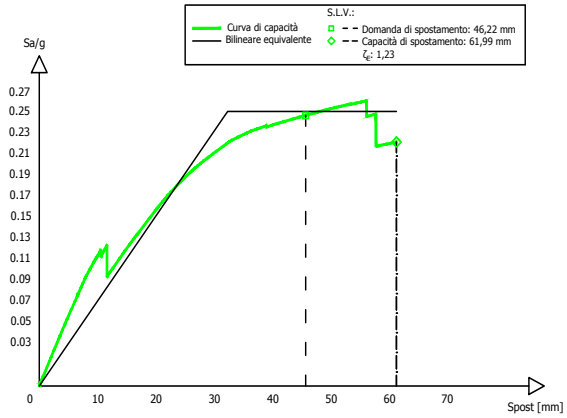
Pushover N°3



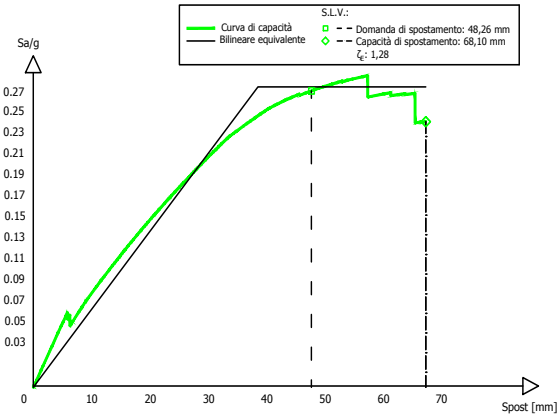
Pushover N°4



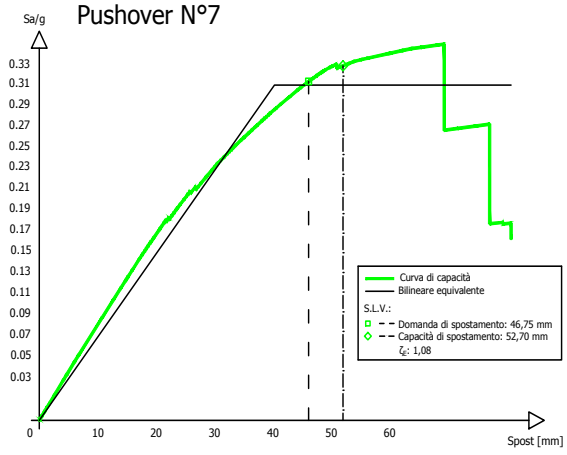
Pushover N°5



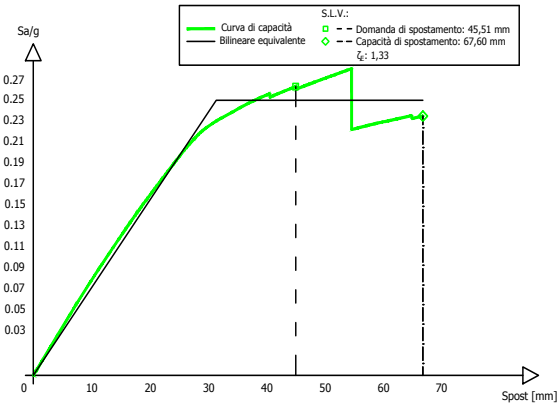
Pushover N°6



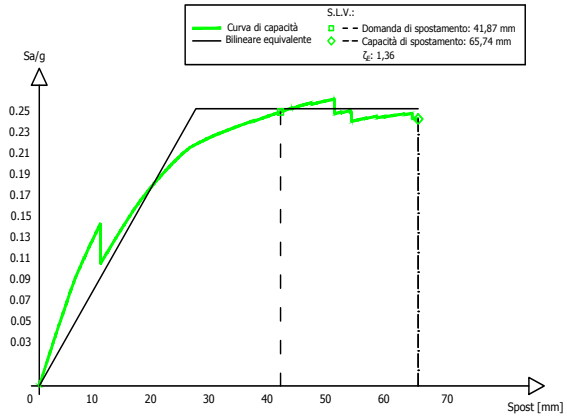
Pushover N°7



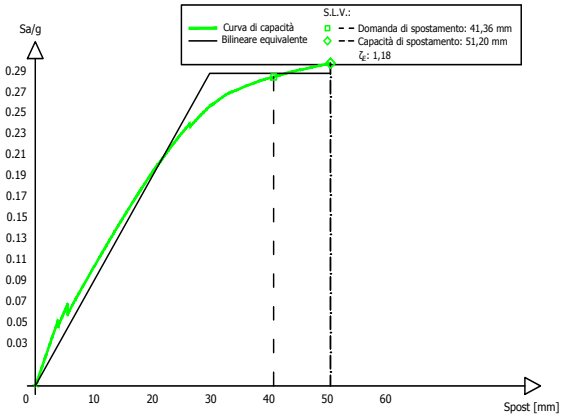
Pushover N°8



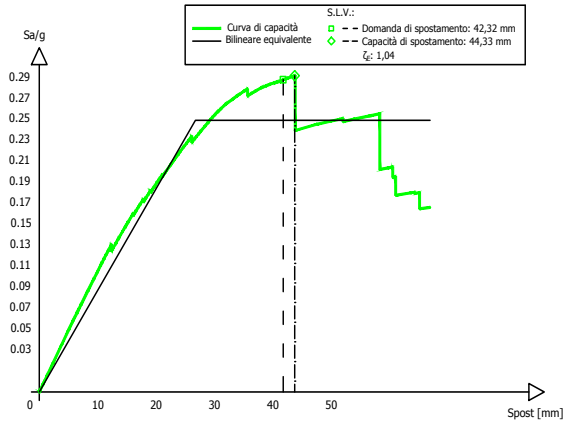
Pushover N°9



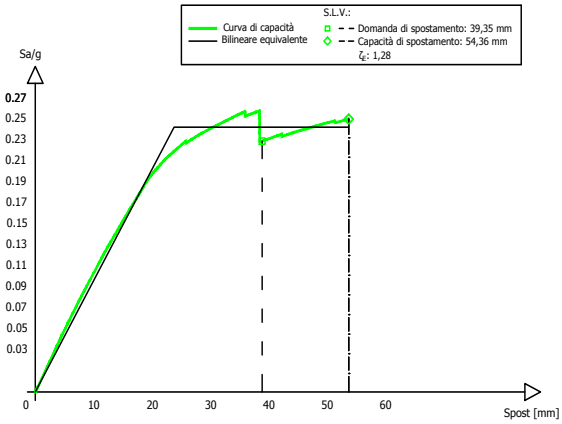
Pushover N°10



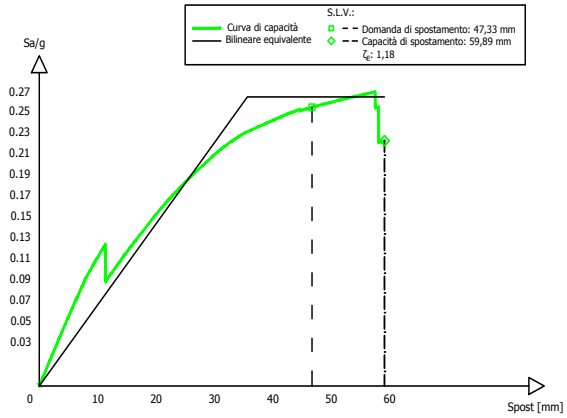
Pushover N°11



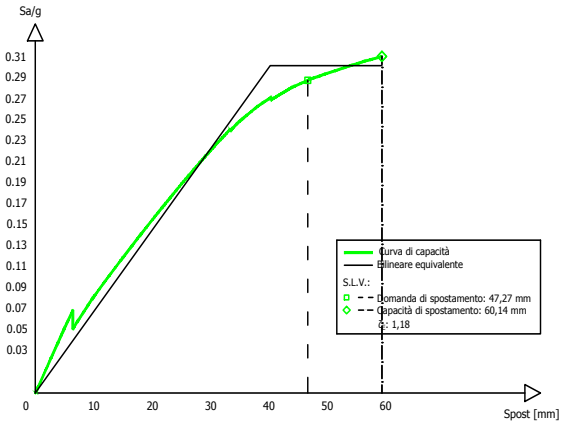
Pushover N°12



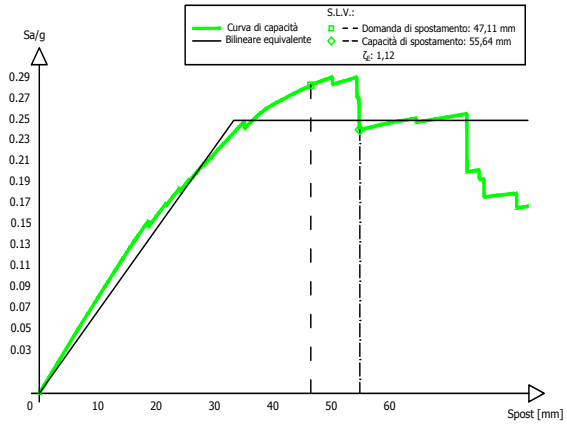
Pushover N°13



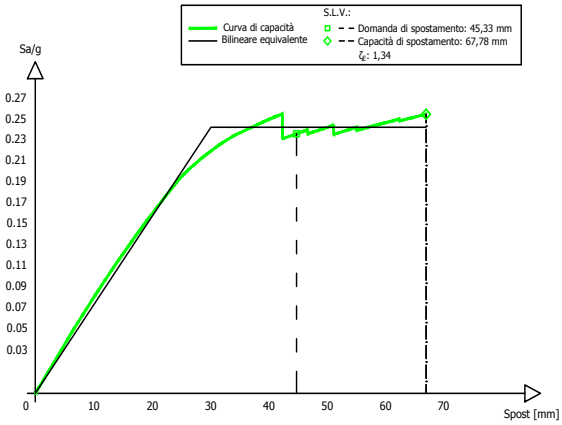
Pushover N°14



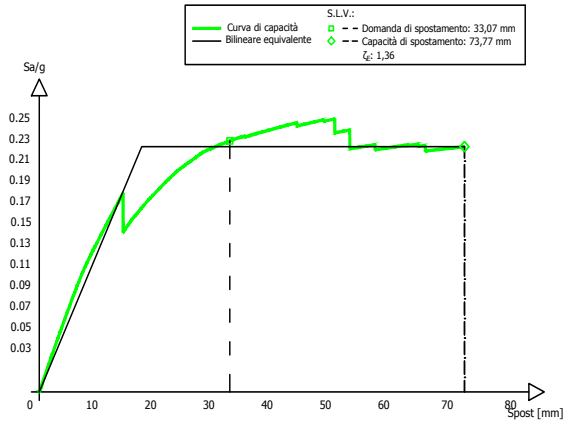
Pushover N°15



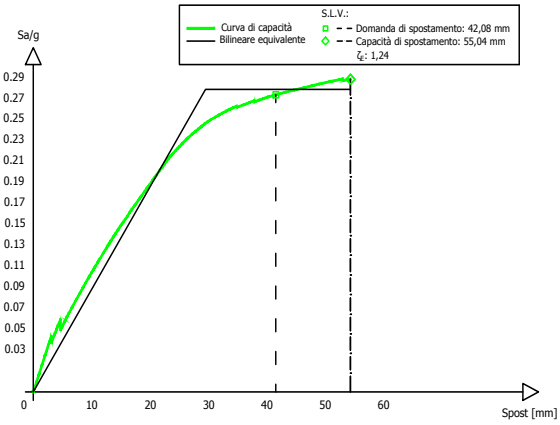
Pushover N°16



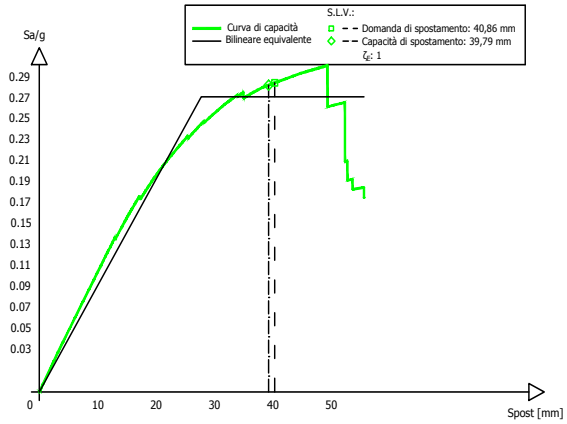
Pushover N°17



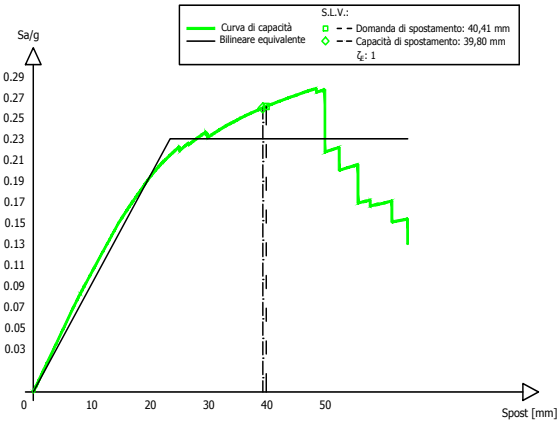
Pushover N°18



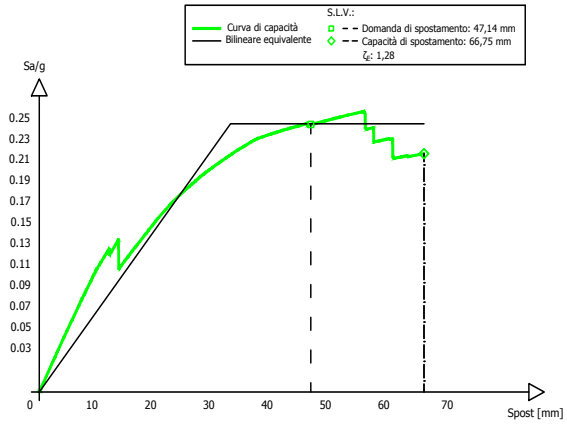
Pushover N°19



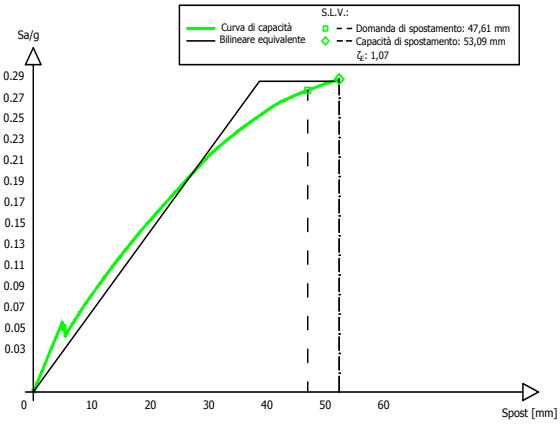
Pushover N°20



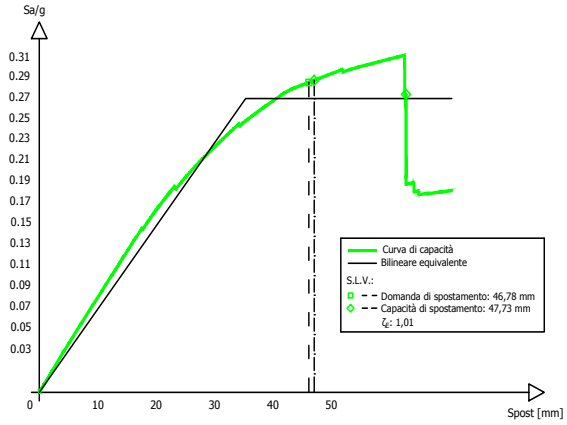
Pushover N°21



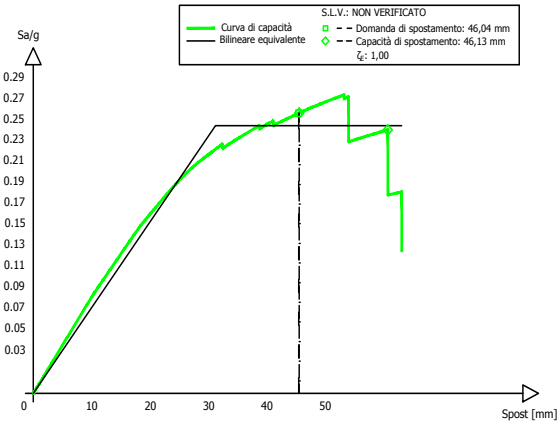
Pushover N°22



Pushover N°23



Pushover N°24



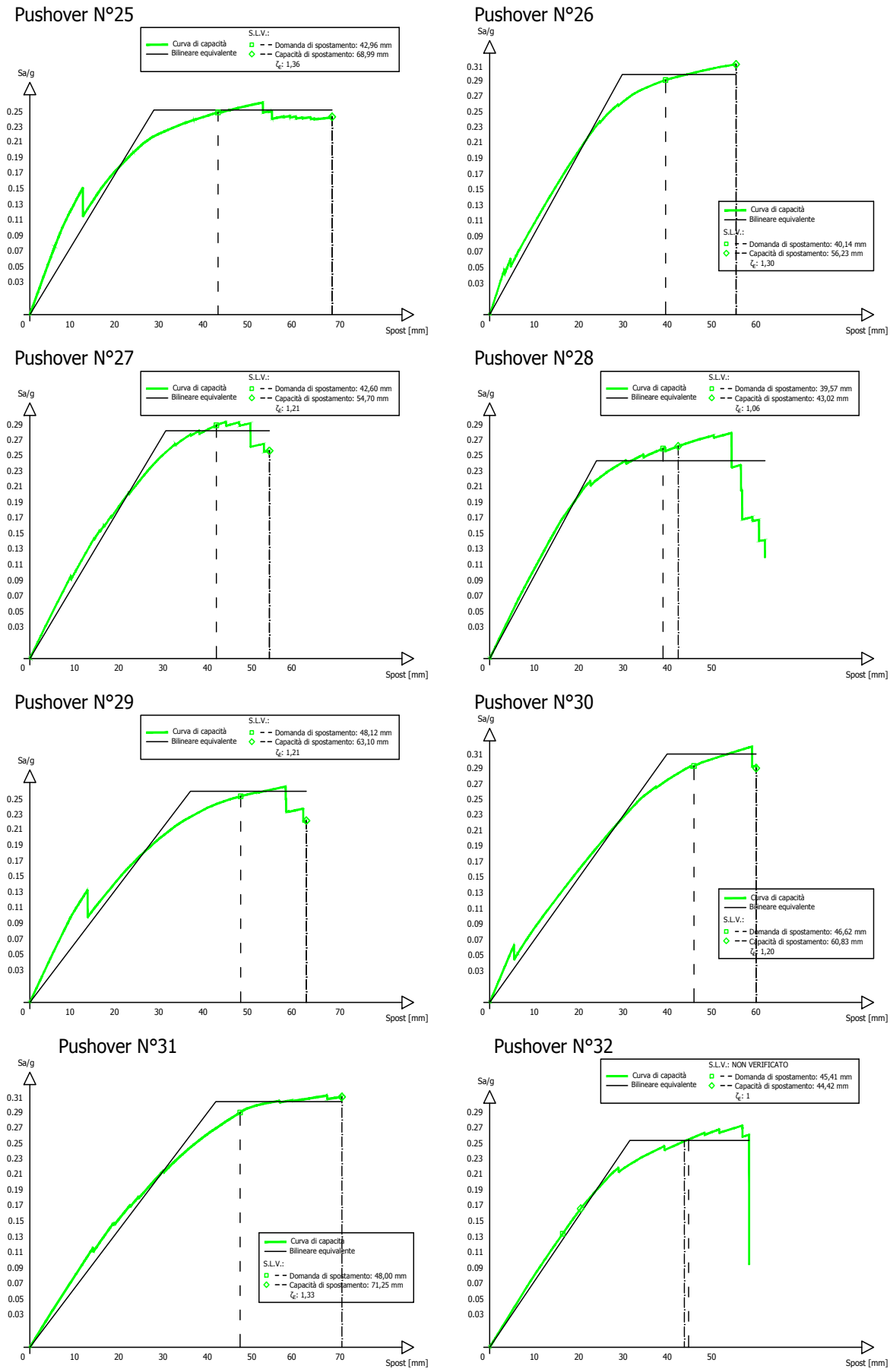


Figura 7.5: Curve pushover dopo l'applicazione dell'intonaco armato soluzione B

7.3 Computo metrico estimativo dell'intonaco armato in fibra di vetro Gfrp

Si riporta il costo complessivo degli interventi composto dalle attività previste, distinti per le due soluzioni proposte.
Le voci di capitolato utilizzate sono del prezzario regionale 2021 dei lavori pubblici della regione Campania.

7.3.1 Computo metrico estimativo soluzione A

CODICE	DESCRIZIONE	PREZZO [€/m^2]	QUANTITA' [m^2]	TOTALE [€]
R.03.030.050.b	Consolidamento di murature di qualsiasi genere, anche ad una testa, mediante l'applicazione di rete GFRP resistente agli alcali, di grammatura non inferiore a 270 g/mq. Compresi la spicconatura dell'intonaco, la spazzolatura e il lavaggio delle superfici d'intervento, la posa della rete con fissaggio meccanico, i tagli, gli sfridi, le piegature e le sovrapposizioni della rete, intonaco con malta strutturale a base di calce idraulica M15, spessore non inferiore a 4 cm e la rifinitura. Su un lato.	62,27	1951,92	121546,06
E.16.020.010.a	Intonaco grezzo o rustico su pareti e soffitti anche a volta, interno ed esterno, costituito da un primo strato di rinzaffo steso fra predisposte guide (comprese nel prezzo) e da un secondo strato della medesima malta tirato in piano a frattazzo rustico, steso con frattazzo e cazzuola, dello spessore complessivo non inferiore a 15 mm. Su pareti interne con malta comune di calce e sabbia	16,9	986,15	16665,94
E.16.020.010.f	Intonaco grezzo o rustico su pareti e soffitti anche a volta, interno ed esterno, costituito da un primo strato di rinzaffo steso fra predisposte guide (comprese nel prezzo) e da un secondo strato della medesima malta tirato in piano a frattazzo rustico, steso con frattazzo e cazzuola, dello spessore complessivo non inferiore a 15 mm. Compenso aggiuntivo per esecuzione su pareti esterne	1,42	986,15	1400,33

P.03.010.035.a	Ponteggio completo, fornito e posto in opera, con mantovane, basette supporti agganci, tavolato, fermapiede, schermature e modulo scala, realizzato con l'impiego di tubi e giunti e/o manicotti spinottati. Per il 1°mese o frazione	25,26	1161,71	29344,79
E.16.030.010.a	Intonaco per interni, costituito da gesso scagliola e calce, nelle proporzioni di 40 parti di calce in polvere e 60 parti di gesso, perfettamente levigato, dello spessore non inferiore a 5 mm, per rasatura di pareti, soffitti e volte già predisposti. Intonaco pronto premiscelato	18,64	965,77	18001,95
P.03.010.010.a	Ponte su cavalletti di altezza non superiore a 4 m, costituita da cavalletti in ferro e ripiani, fornito e posto in opera. Ponte su cavalletti di altezza non superiore a 4 m	2,11	1158,13	2443,65
TOTALE [€]			**189402,73**	

Tabella 7.3: Computo metrico estimativo relativo all'intonaco armato soluzione A

7.3.2 Computo metrico estimativo soluzione B

CODICE	DESCRIZIONE	PREZZO [€/m^2]	QUANTITA' [m^2]	TOTALE [€]
R.03.030.050.b	Consolidamento di murature di qualsiasi genere, anche ad una testa, mediante l'applicazione di rete GFRP resistente agli alcali, di grammatura non inferiore a 270 g/mq. Compresi la spicconatura dell'intonaco, la spazzolatura e il lavaggio delle superfici d'intervento, la posa della rete con fissaggio meccanico, i tagli, gli sfridi, le piegature e le sovrapposizioni della rete, intonaco con malta strutturale a base di calce idraulica M15, spessore non inferiore a 4 cm e la rifinitura. Su un lato.	62,27	2904,36	180854,50
E.16.020.010.a	Intonaco grezzo o rustico su pareti e soffitti anche a volta, interno ed esterno, costituito da un primo strato di rinzaffo steso fra predisposte guide (comprese nel prezzo) e da un secondo strato della medesima malta tirato in piano a frattazzo rustico, steso con frattazzo e cazzuola, dello spessore complessivo non inferiore a 15 mm. Su pareti interne con malta comune di calce e sabbia	16,9	452,46	7646,57

E.16.020.010.f	Intonaco grezzo o rustico su pareti e soffitti anche a volta, interno ed esterno, costituito da un primo strato di rinzaffo steso fra predisposte guide (comprese nel prezzo) e da un secondo strato della medesima malta tirato in piano a frattazzo rustico, steso con frattazzo e cazzuola, dello spessore complessivo non inferiore a 15 mm. Compenso aggiuntivo per esecuzione su pareti esterne	1,42	452,46	642,49
P.03.010.035.a	Ponteggio completo, fornito e posto in opera, con mantovane, basette supporti agganci, tavolato, fermapiede, schermature e modulo scala, realizzato con l'impiego di tubi e giunti e/o manicotti spinottati. Per il 1°mese o frazione	25,26	515,66	13025,57
E.16.030.010.a	Intonaco per interni, costituito da gesso scagliola e calce, nelle proporzioni di 40 parti di calce in polvere e 60 parti di gesso, perfettamente levigato, dello spessore non inferiore a 5 mm, per rasatura di pareti, soffitti e volte già predisposti. Intonaco pronto premiscelato	18,64	2435,19	45391,94
P.03.010.010.a	Ponte su cavalletti di altezza non superiore a 4 m, costituita da cavalletti in ferro e ripiani, fornito e posto in opera. Ponte su cavalletti di altezza non superiore a 4 m	2,11	2632,89	5555,40
TOTALE [€]			**253116,48**	

Tabella 7.4: Computo metrico estimativo relativo all'intonaco armato soluzione B

7.3.3 Confronto tra i computi metrici delle due soluzioni A e B

Ora si rappresentano in pila i costi delle due soluzioni suddivisi per le varie voci.

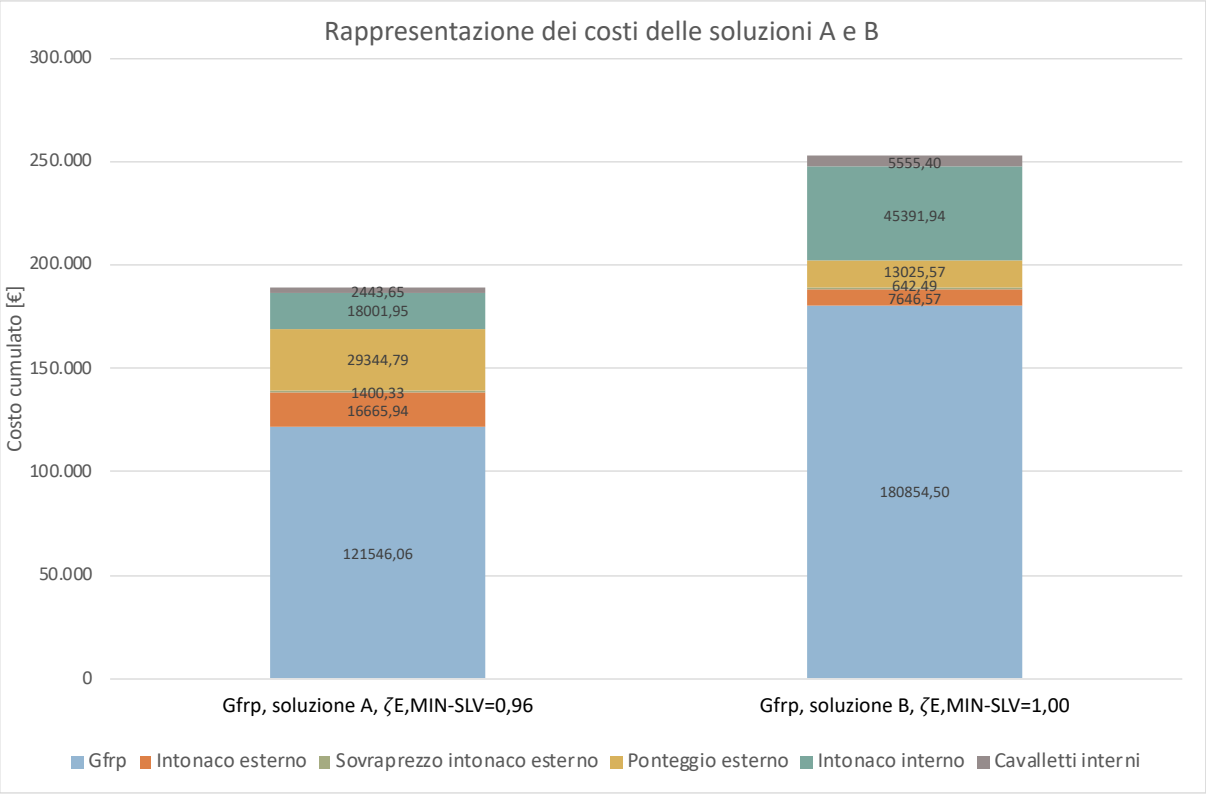


Figura 7.6: Rappresentazione in pila dei costi delle soluzioni A e B

La differenza tra la soluzione A e B è di 63.713,75 €.
Questo è dovuto principalmente al maggior numero di m^2 di rete in fibra di vetro Gfrp previsti nella soluzione B.

Se si analizzano nel dettaglio le varie voci riportate, si può notare che mentre nella soluzione A hanno un grande costo le voci "Intonaco esterno" e "Ponteggio esterno", nella soluzione B sono maggiori le voci "Intonaco interno" e "Cavalletti interni" a discapito delle precedenti.

Questo è dovuto al fatto che nella soluzione B sono maggiormente interessati le murature interne; mentre nella soluzione A solo le murature esterne.

Tuttavia, nella colonna della soluzione A è ugualmente presente la voce "Intonaco interno"; queste perché pur trattandosi di murature esterne, l'intonaco armato va realizzato su entrambi i lati del muro, quindi anche sul lato interno.

Inoltre si fa notare che le quantità di "Ponteggio esterno" e "Intonaco esterno" non coincidono in quanto per l'intonaco sono state detratte i m^2 delle aperture; identico discorso è stato fatto tra "Cavalletti interni" e "Intonaco interno".

7.4 Confronti

In questo paragrafo si realizza un confronto analizzando i risultati dell'analisi statica non lineare prima e dopo l'intervento di consolidamento.

Si riporta il grafico con la rappresentazione delle curve pushover ottenute sull'edificio prima dell'intervento di consolidamento in rosso, quelle ottenute dopo tale intervento soluzione A in blu e soluzione B in verde.

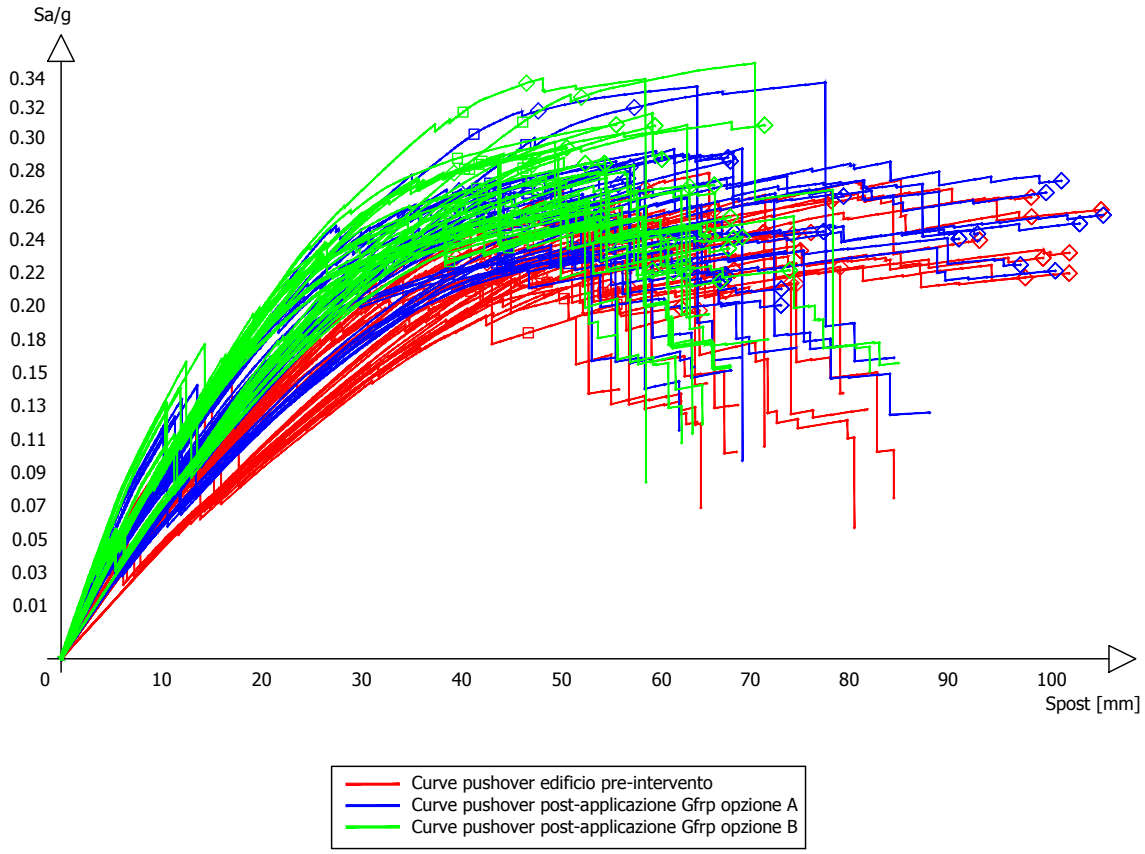


Figura: Curve pushover prima e dopo l'intervento di consolidamento

Si può notare che l'applicazione dell'intonaco armato Gfrp ha portato, come effetto principale, alla diminuzione della domanda di spostamento.

Leggendo il grafico si può notare che le curve della struttura rinforzata hanno una pendenza maggiore, questo perché le accelerazioni sono maggiori. Pertanto, ne consegue che la struttura acquisisce un aumento della rigidezza con un conseguente aumento delle accelerazioni al suolo.

Per permettere uno confronto più veloce tra le tre casistiche, di seguito si riportano gli ζ_E-SLV di tutte le curve pushover, nei casi analizzati: struttura allo stato iniziale, struttura dopo l'applicazione dell'intonaco armato, soluzione A e B; inoltre in grassetto sono indicati $\zeta_{E,MIN}$-SLV di ciascuna casistica.

Numero curva pushover	ζ_E-SLV No rinforzo	ζ_E-SLV Gfrp soluzione A	ζ_E-SLV Gfrp soluzione B
Pushover 1	1,27	1,36	1,12
Pushover 2	1,3	1,36	1,36
Pushover 3	0,99	1,12	1,12
Pushover 4	1,26	1,25	1,36
Pushover 5	1,36	1,36	1,23
Pushover 6	1,36	1,36	1,28
Pushover 7	1,04	1,15	1,08
Pushover 8	1,26	1,36	1,33
Pushover 9	1,27	1,35	1,36
Pushover 10	1,36	1,3	1,18
Pushover 11	0,92	1,05	1,04
Pushover 12	1,17	1,23	1,28
Pushover 13	1,36	1,36	1,18
Pushover 14	1,36	1,36	1,18
Pushover 15	1,01	1,12	1,12
Pushover 16	0,99	1,27	1,34
Pushover 17	1,36	1,36	1,36
Pushover 18	1,36	1,34	1,24
Pushover 19	0,87	1,01	1,00
Pushover 20	**0,78**	1,01	1,00
Pushover 21	1,36	1,36	1,28
Pushover 22	1,36	1,36	1,07
Pushover 23	0,93	1,02	1,01
Pushover 24	0,95	**0,96**	**1,00**
Pushover 25	1,2	1,33	1,36
Pushover 26	1,26	1,27	1,3
Pushover 27	1,11	0,96	1,21
Pushover 28	0,94	1,36	1,06
Pushover 29	1,36	1,36	1,21
Pushover 30	1,36	1,36	1,2
Pushover 31	1,25	1,07	1,33
Pushover 32	1,03	1,06	1,00

Tabella 7.5: coefficiente ζ_E-SLV di tutte le pushover prima e dopo l'intonaco armato rete Gfrp soluzioni A e B

Di seguito si riporta un grafico a barre, che confronta i valori di ζ_E ottenute sull'edificio prima dell'intervento di consolidamento in rosso e quelle ottenute dopo tale intervento, in blu la soluzione A e in verde la soluzione B.

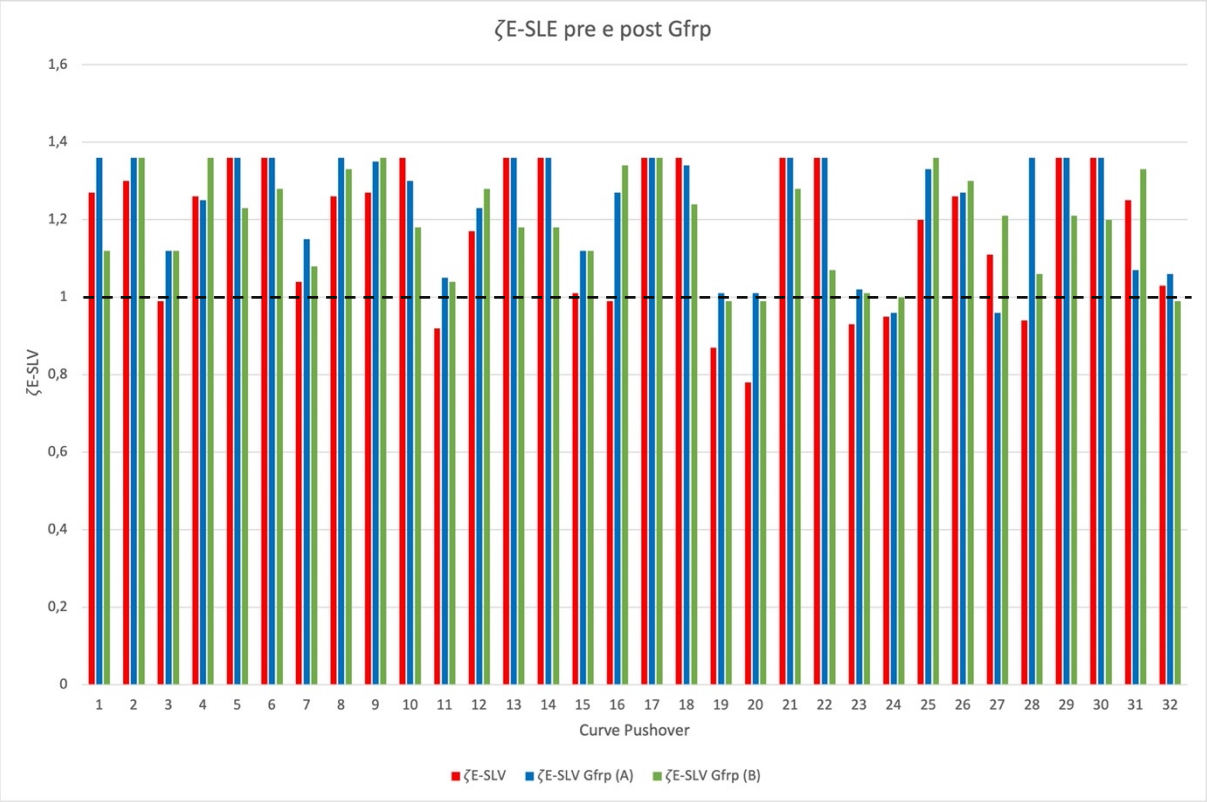


Figura 7.8: Coefficiente ζ_E delle curve pushover, prima e dopo l'intonaco armato rete Gfrp soluzioni A e B

8. Cinematismi locali

Per iniziare lo studio dei meccanismi di collasso locali, riportiamo alcune parti della norma Ntc18 e della circolare n.7 del 21/01/2019.

7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a 0.85 f_d, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2}\right)\left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 f_d}\right) \qquad [7.8.2]$$

Dove:

Mu è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, 0 = N/(lt), con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k/M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della capacità a compressione della muratura e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \qquad [7.8.3]$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;

t è lo spessore della parete;
$f_{yd} = f_{yk} / M$ è definito al § 4.5.6.1 e al § 11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con n nei paragrafi citati) sulla parte compressa della sezione (n = N/(l't)).
In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{yd} = f_{vm0} + 0,4\ n\ f_{y,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$), e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85\ f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la verifica si può fare utile riferimento al 7.8.2.2.1.

C8.7.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nei paragrafi che seguono, che non hanno paragrafi corrispondenti nelle NTC, si forniscono indicazioni su una possibile procedura con cui effettuare le analisi per la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura ed i relativi modelli proposti la cui attendibilità nella simulazione della risposta sismica dello specifico edificio deve essere valutata dal progettista. Modelli alternativi sono sempre possibili, ovviamente nel rispetto di quanto indicato nelle NTC; essi diventano, peraltro, necessari quando le specificità del manufatto oggetto di verifica rendessero inapplicabili gli strumenti nel seguito proposti.
Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti t_M definiti in Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando $t_M = 2$.
La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC.
Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete. In questo ambito è opportuno riconoscere e analizzare, per

quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidezza dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

- solai modellabili come infinitamente rigidi;

- solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche);

- solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle pareti d'ambito è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidezza e alla posizione in pianta delle varie pareti.

Nel caso di solai di rigidezza trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.

Nella situazione intermedia tra questi due casi limite, ovvero in presenza di solai con rigidezza finita, la risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili; in questo caso, i solai contribuiscono a prevenire il collasso prematuro delle pareti più deboli e le connessioni tra solai e pareti risultano, in genere, meno sollecitate rispetto al caso di solai infinitamente rigidi.

In via approssimata e in alternativa alla modellazione esplicita dei diaframmi, sulla base di opportune considerazioni è possibile riferirsi ai casi limite di analisi con solai infinitamente rigidi e analisi per singole pareti.

Nei casi di edifici articolati (in particolare con porzioni realizzate in epoche successive) e in tutti i casi nei quali mancano adeguate connessioni tra solai e pareti, la ridistribuzione delle azioni sismiche è soggetta ad incertezze; al riguardo le coperture lignee a falde devono essere considerate con particolare attenzione a causa delle loro difficoltà di connessione con le murature.

Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidezza trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro

comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali.

Rientrano in queste situazioni, ad esempio, le grandi chiese o gli edifici estesi di geometria complessa, privi di efficaci e diffusi sistemi di collegamento tra le diverse porzioni, caratterizzati da numerosi modi di vibrazione locali.

Nella valutazione della sicurezza sismica di un edificio è anche necessario considerare il comportamento di elementi quali i cornicioni, i comignoli, i muri divisori e di altri elementi non pensati per avere funzioni strutturali; queste verifiche hanno carattere locale e, in genere, non sono ricomprese nei modelli per l'analisi globale.

Le NTC pongono in evidenza anche la presenza frequente di fabbricati in aggregato, per i quali non è generalmente possibile effettuare un'analisi globale estesa a tutti gli immobili contigui; in tali casi essa può essere limitata ad una porzione più o meno estesa dell'aggregato.

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- assenza di connessioni, soprattutto in sommità, tra le diverse pareti di muratura;

- assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali;

- assenza di connessioni trasversali tra i paramenti murari di una parete;

- muratura comunque poco coesa e facilmente disgregabile;

- presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti;

- presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte (in particolare ai piani alti dell'edificio);

- coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti;

- presenza di pareti eccessivamente snelle;

- presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive);

- presenza di fenomeni di degrado nei materiali.

- presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche ecc.);

- presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.

C8.7.1.2 MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria (anche in termini di ingranamento nello spessore), degli ammorsamenti tra le pareti e delle connessioni tra le pareti e gli orizzontamenti, la presenza di catene o altri elementi atti ad assorbire spinte (speroni e contrafforti) e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione o agli edifici adiacenti.

Le forme ricorrenti con cui i meccanismi locali si manifestano, identificate e classificate per le diverse tipologie di edifici in base alle esperienze maturate nel passato, sono riportate su linee guida e pubblicazioni scientifiche e costituiscono un utile riferimento per definire le modalità di collasso.

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, illustrata ai punti seguenti, utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al § 7.8.1.6 delle NTC. In particolare occorre eseguire la verifica dei meccanismi locali di pressoflessione fuori dal piano individuando accuratamente gli elementi ritenuti vulnerabili per posizione e snellezza.

C8.7.1.2.1 Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

In generale, ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, quali ad esempio cerniere o bielle, che lasciano liberi uno o più gradi di libertà relativi) ed elementi di connessione (rigidi o elastici, lisci o attritivi), che simulano l'eventuale presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

Per le verifiche che seguono, l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo. La rappresentazione della struttura come catena cinematica di corpi rigidi è attendibile solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione.

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questo tipo di meccanismi locali sono le seguenti:

- resistenza della muratura a trazione, nulla;

- scorrimento tra i blocchi, assente;

- resistenza a compressione della muratura, infinita.

Tuttavia, per una simulazione più realistica (anche se in forma approssimata) del comportamento, è possibile considerare:

a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;

b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;

c) la presenza di catene metalliche e di collegamenti alle strutture orizzontali;

d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;

e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

In generale occorre considerare i meccanismi locali significativi, verificando ciascuno di essi con analisi che vanno dalla statica, lineare o non lineare, alla dinamica non lineare.

*Nel caso di analisi statica, l'azione sismica è espressa da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal moltiplicatore h, pari al rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti. La verifica può essere eseguita in termini di accelerazione (**approccio cinematico lineare**) o di spostamento (**approccio cinematico non lineare**).*

In particolare, la verifica attraverso i metodi dell'analisi limite con approccio cinematico si articola nei seguenti passi:

- individuazione del meccanismo di dissesto;

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi h0 che comporta l'attivazione del meccanismo;

- determinazione della curva h-d_C (essendo d_C lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello

spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà;

- esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

*L'**approccio cinematico lineare** si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento q.*

*L'**approccio cinematico non lineare** richiede la determinazione dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento esprime il valore del moltiplicatore h in funzione dello spostamento d_C di un punto di riferimento del sistema, e deve essere tracciata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali (h=0).*

Essa può essere trasformata, come di seguito descritto (v. § C8.7.1.2.4), nella curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, sulla quale può essere individuata la capacità di spostamento ultimo del meccanismo; la verifica consiste nel confronto tra lo spostamento richiesto dall'azione sismica e quello corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, l'azione sismica è descritta in forma di accelerogrammi, opportunamente selezionati in base alle caratteristiche sismologiche del sito in esame e allo stato limite considerato, come indicato nelle NTC e meglio precisato nel seguito della presente Circolare; tali accelerogrammi debbono essere in numero sufficiente ad individuare una risposta media significativa, stante la sensibilità alle caratteristiche del singolo accelerogramma mostrata dalla risposta dinamica di meccanismi di parete soggetti ad azioni fuori dal loro piano medio.

Gli edifici in muratura, durante il sisma, possono avere due tipi di comportamento, globale e locale.

Di seguito si analizzeranno i meccanismi di collasso locale.

La catena cinematica si crea se ci sono delle cerniere che collegano i blocchi rigidi del sistema murario.

Per l'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, è possibile considerare la struttura muraria come costituita da corpi rigidi coinvolti nei cinematismi.

La valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta trascurando la resistenza a trazione della muratura. I valori dei moltiplicatori di collasso, ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio analizzato, consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura, corrispondente al moltiplicatore minore, e l'entità dell'azione sismiche che lo attiva; consentono anche di segnalare altre potenziali situazioni di pericolo dovute a possibili meccanismi associati ai più bassi valori del moltiplicare.

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura. Come già detto, si considera nulla la resistenza a trazione della muratura; in genere si considera infinita la resistenza a compressione della stessa. I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo viene valutato il moltiplicatore orizzontale dei carichi che comporta la sua attivazione.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da pesi propri, carichi verticali ed ulteriori forze esterne. Il moltiplicatore dei carichi si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali (*C8.7.1.2.1.1)*

8.1 Meccanismo di ribaltamento semplice

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. Tale meccanismo si verifica in assenza di vincolo in sommità o di collegamento alle pareti ortogonali. Le carenze associate al meccanismo sono l'assenza di cordoli o catene ai piani, orizzontamenti deformabili e/o mal collegati, intersezioni murarie di cattiva qualità, presenza di spinte non contrastate sulla parete ed infine muratura a sacco o paramenti mal collegati. I sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, i fuori piombo della parete ribaltante e il possibile sfilamento delle travi dagli orizzontamenti. Il ribaltamento può coinvolgere uno o più livelli in relazione alla presenza di un collegamento, l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno e diverse geometrie della parete in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.

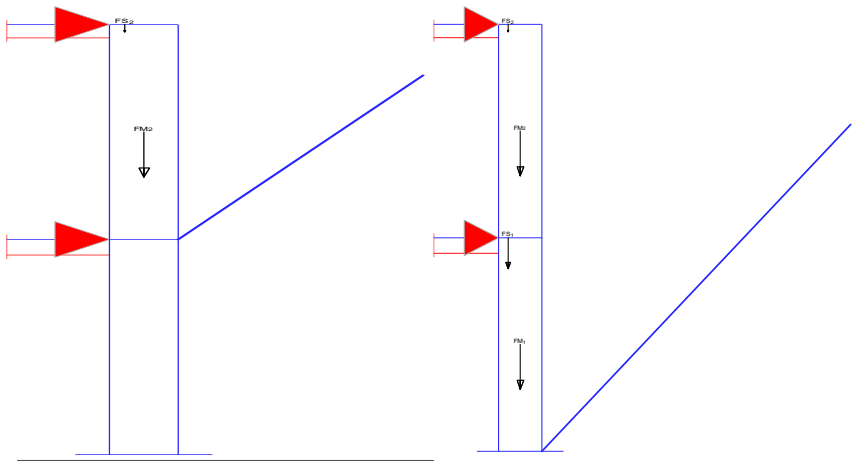


Figura 7.1: Esempio di meccanismo di ribaltamento semplice

Nella costruzione in esame, il sopraluogo e le indagini termografiche, hanno evidenziato presenza di cordoli in c.a. in corrispondenza degli orizzontamenti.

È stato inoltre verificato tramite ispezioni localizzate il buon grado di ammorsamento delle pareti ortogonali tra loro.

I solai risultano ben appoggiati e ammorsati nelle murature non presentando segni di fessurazione o cedimenti localizzati.

In base a quanto appena elencato si può dedurre che il ribaltamento semplice di una delle pareti della struttura in esame non può manifestarsi in quanto il fabbricato presenta cordoli di piano in c.a. a tutti i livelli.

8.2 Meccanismo di flessione verticale

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Tale meccanismo si verifica nel caso in cui ci sia un trattenimento efficacie in testa alla parete e un carente collegamento alle pareti ortogonali. Le carenze associate al meccanismo sono la snellezza eccessiva delle pareti, muratura a sacco, pinte orizzontali localizzate e orizzontamenti intermedi mal collegati. I sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono spanciamenti e fuori piombo della parete, lesioni orizzontali e verticali e il possibile sfilamento delle travi degli orizzontamenti. Il meccanismo può coinvolgere uno o più livelli, l'intero spessore del muro e il solo paramento esterno e diverse geometrie della parete. Nel caso in cui la struttura sia caratterizzata da solai efficacemente commessi alla muratura, il meccanismo può svilupparsi nel blocco di muratura compreso tra i due interpiani.

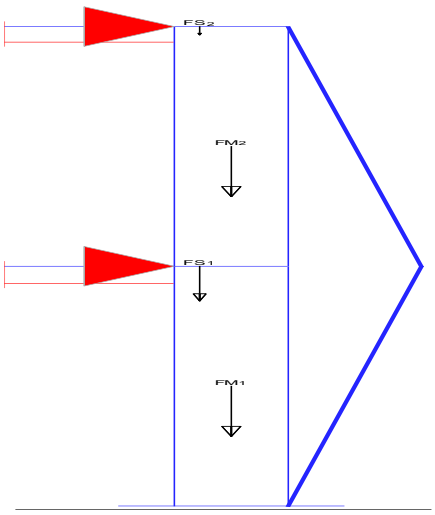
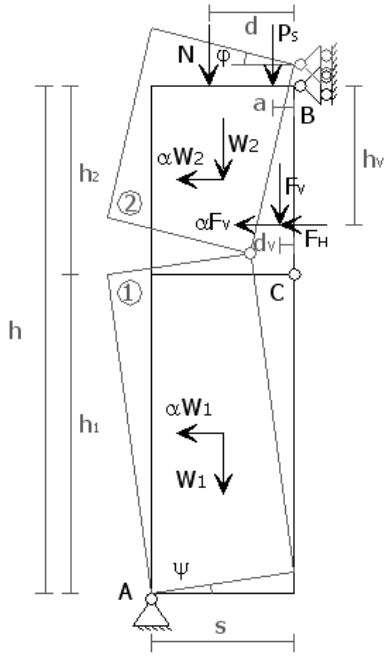


Figura 7.2: Esempio di meccanismo di flessione verticale

La presenza di cordoli di piano comporta la manifestazione di meccanismi di flessione verticale di sole pareti monolitiche comprese tra due solai successivi. Il meccanismo formerà una cerniera orizzontale che divide la parete monolitica in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Si aggiunge inoltre che per l'effetto arco verticale (che si attiva per l'applicazione delle azioni fuori piano), la frattura interessa prevalentemente le fasce piene di muratura. L'analisi sotto riportata consente di individuare la posizione della cerniera che corrisponde al minimo valore del moltiplicatore di collasso delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo.

Per valutare al meglio i possibili collassi locali si sono valutate le pareti che a nostro avviso sono le più critiche e raffiguranti nell'immagine sottostante.

Essendo presenti ai vari livelli efficaci vincoli di connessione tra i solai e le pareti, l'analisi del coefficiente di collasso dovrebbe essere ripetuta per tutti i piani dell'edificio, ma data l'assenza di volte o sistemi spingenti (il cui ruolo è a volte decisivo per il collasso della parete per flessione verticale), si è deciso di analizzare soltanto le pareti all'ultimo piano in quanto l'effetto stabilizzante del carico ai piani superiori rende il moltiplicatore di collasso della parete ai piani sottostanti più elevato. Soltanto nel primo caso (caso A) si è deciso di riportare le verifiche relative a tutti i piani.



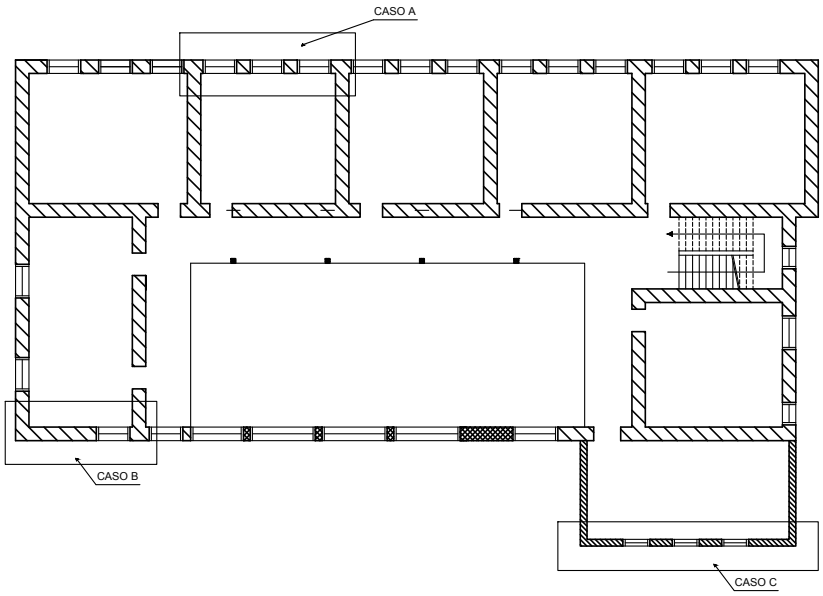


Figura 7.3: Schema di calcolo e rappresentazione dei tre casi analizzati

- Caso A

  - PIANO 1

L'analisi ha permesso di determinare il valore di PGA che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato. Tale valore deve essere paragonato e confrontato con quello relativo alla PGA SLV della domanda. Si ottiene pertanto:

$a_{g(SLV)\ cinematismo} = 2.174g > a_{g(SLV)\ domanda} = 0.097g$

a_u = 22.37 **verificato**

  - PIANO 2

L'analisi ha permesso di determinare il valore di PGA che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato. Tale valore deve essere paragonato e confrontato con quello relativo alla PGA SLV della domanda, riportato nei paragrafi iniziali. Si ottiene pertanto:

$a_{g(SLV)\ cinematismo} = 1.336\ g > a_{g(SLV)\ domanda} = 0.097g$

a_u = 13.77 **verificato**

  - PIANO 3

L'analisi ha permesso di determinare il valore di PGA che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato. Tale valore deve essere paragonato e confrontato con quello relativo alla PGA SLV della domanda. Si ottiene pertanto:

$a_{g(SLV)\ cinematismo} = 0.847g > a_{g(SLV)\ domanda} = 0.097g$

a_u = 8.73 **verificato**

- Caso B

L'analisi ha permesso di determinare il valore di PGA che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato. Tale valore deve essere paragonato e confrontato con quello relativo alla PGA SLV della domanda. Si ottiene pertanto:

$a_{g(SLV)\ cinematismo} = 0.194g > a_{g(SLV)\ domanda} = 0.097g$

$a_u = 2.00$ **verificato**

- Caso C

L'analisi sopra riportata ha permesso di determinare il valore di PGA che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato. Tale valore deve essere paragonato e confrontato con quello relativo alla PGA SLV della domanda, riportato nei paragrafi iniziali. Si ottiene pertanto:

$a_{g(SLV)\ cinematismo} = 0.278g > a_{g(SLV)\ domanda} = 0.097g$

$a_u = 2.86$ **verificato**

8.3 Meccanismo di flessione orizzontale

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale e della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Tale meccanismo si verifica nel caso in cui ci sia un efficace collegamento alle pareti ortogonali ma in assenza di un vincolo in sommità. Le carenze associate al meccanismo sono il solaio di copertura mal collegato alla muratura, la presenza di copertura spingenti, la presenza di apertura ricavate nello spessore murario, muri di spina distanti. I sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono lesioni verticali ed oblique sulla facciata esterna ed interna della parete e il possibile sfilamento delle travi.

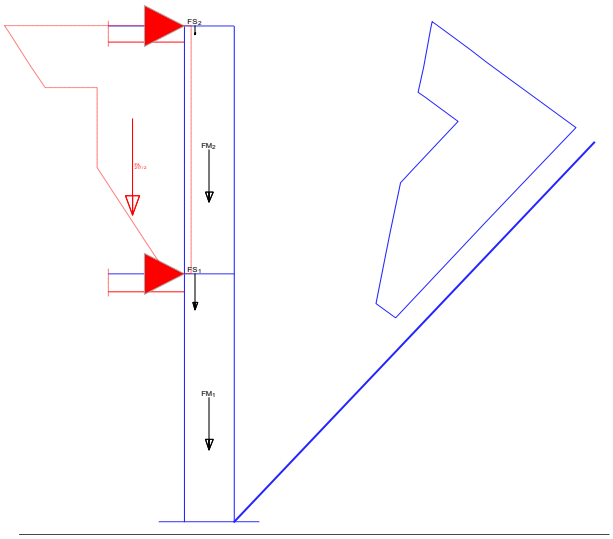


Figura 7.4: Esempio di meccanismo di flessione orizzontale

8.4 Meccanismo di ribaltamento composto

Il meccanismo di manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. Tale meccanismo si verifica in assenza di vincolo in sommità ma in presenza di un'efficace connessione con le murature ortogonali. Le carenze associate al meccanismo sono l'assenza di cordoli o catene ai piani, gli orizzontamenti deformabili o mal collegati, la presenza di spinte non contrastate, la bucatura localizzata in prossimità delle intersezioni murarie e muratura con ridotte proprietà meccaniche. I sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono lesioni diagonali sulle pareti di controventamento, il fuori piombo delle pareti ribaltanti e il possibile sfilamento delle travi di orizzontamento. Il ribaltamento composto può coinvolgere uno o più livelli della parete e diversa geometria del macroelemento.

Nel caso in cui siano presenti dei solai rigidi non efficacemente ancorati alla muratura sottostante, si potrebbe avere un RIBALTAMENTO COMPOSTO A CUNEO A DOPPIA DIAGONALE. Infatti, i solai rigidi, pur non rappresentano un vincolo al ribaltamento, contrastano l'innalzamento della parte superiore di muratura di controvento.

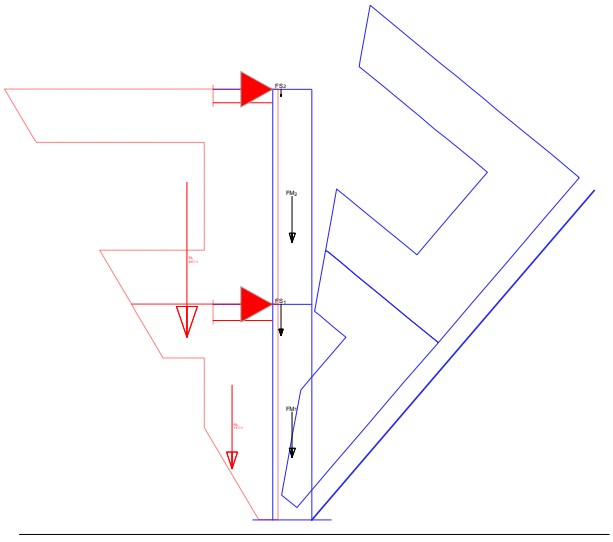


Figura 7.5: Esempio di meccanismo di ribaltamento composto

8.5 Verifica pressioni locali sul terreno

Le fondazioni sono di tipo diretto su terreno sovra consolidato nel corso di quasi un secolo di vita dell'edificio. L'incremento dei carichi dovuti al sisma in relazione alle reali condizioni di carico in esercizio dello stabile, in funzione anche del grado di occupazione delle aree, non rappresenta una particolare problematica strutturale.
A dimostrazione di quanto affermato si riportano di seguito le reazioni vincolari step prima plasticizzazione nelle condizioni sismiche peggiorative dei maschi murari più sollecitati estrapolandone la relativa pressione sul terreno.

La superficie su cui insistono le murature e la capacità di distribuzione dei carichi delle murature stesse consentono di effettuare in prima approssimazione una distribuzione omogenea delle pressioni sul terreno individuando un valore medio.

Totale	2288147	kg
Superficie totale	108.8	m^2
Pressione media	2.10	kg/cm^2

Tabella 7.1: Dati relativi alle pressioni locali sul terreno

Tale valore risulta accettabile per la tipologia di terreno in questione.

9. Conclusioni

Al termine del seguente lavoro di tesi, si può affermare che la scuola "Leonardo da Vinci" struttura oggetto di studio, si presenta in un buono stato complessivo.
I materiali con i quali è stata costruita risultano omogenei e di buona consistenza.
I solai sono di tipo tradizionale e ben ammorsati nei muri, pertanto gli impalcati sono stati considerati come piani sismici e quindi dotati di una propria rigidezza.
La struttura non presenta particolari criticità.
Si è eseguita l'analisi statica non lineare della struttura che ha evidenziato delle carenze dal punto di vista del comportamento globale della struttura.
Si ottengono otto delle trentadue combinazioni non verificate.
Lo ζ_E-SLV della curva pushover n°20 riporta il valore più basso (0,78); gli altri ≥ 0,78.
L'intervento più adatto alla tipologia di struttura e che porta maggiori risultati è l'intonaco armato con reti in fibre di vetro (GFRP).
Si sono presentate due diverse soluzioni A e B, differenti tra loro in quanto la realizzazione dell'intonaco armato nel primo caso avviene lungo le murature esterne; mentre nel secondo caso lungo tutte le pareti interne e parte delle pareti esterne dei prospetti più piccoli.
Con la soluzione A si ottengono 30 curve pushover con lo $\zeta_E \geq 1$ e le altre 2 con lo ζ_E di 0,96.
L'intervento ha un costo stimato di € 189402,73.
Aspetto da non sottovalutare è che adottando questa opzione non viene ridotta la volumetria gli spazi interni, con tutte le problematiche che non conseguirebbero come ad esempio il riallestimento delle aule, delle prese e i relativi costi al momento non quantificati.
Con la soluzione B invece si ricavano tutte le curve pushover con lo $\zeta_E \geq 1$.
Tale opzione è la più valida dal punto dei risultati ottenuti.
L'intervento ha un costo stimato di € 253116,48.
Si interviene principalmente sulle pareti interne, ciò comporta una migliore logistica d'intervento sul cantiere e tempi più brevi.
La differenza di importo tra le due soluzioni è di circa 60 mila €.
Per la scelta tra le due opzioni, il ruolo principale lo riveste il budget disponibile/destinato a tale intervento.
Da un punto di vista tecnico, entrambe le soluzioni producono ottimi risultati.
In aggiunta, la scelta potrebbe essere influenzata anche da altri fattori, come lavori eventuali di restauro, di manutenzione ordinaria, tinteggiatura ecc. che potrebbero far pendere la bilancia da un lato o dall'altro.

Inoltre, sono state eseguite delle verifiche rispetto ai meccanismi di cinematismo locali; tali analisi hanno dato parere positivo.

In definitiva, i benefici ottenuti a seguito degli interventi di consolidamento sono:

- Miglioramento sismico globale;
- Miglioramento comportamento "scatolare" dell'edificio;
- Diminuzione della domanda di spostamento;
- Incremento della resistenza delle murature;
- Raggiungimento dell'adeguamento secondo i minimi di normativa.

10. 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

- L. Cavaleri, L. La Mendola. La verifica sismica degli edifici in muratura. Aracne Editrice s.r.l., 2008.

- M. Vinci. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. Flaccovio Editore, 2018.

-S. Lombardo. Vulnerabilita' Sismica degli edifici esistenti in cemento armato. Dario Flaccovio Editore;

- Tesi Davide Ivone - Analisi di vulnerabilità sismica e adeguamento di edifici scolastici: Il caso del plesso "D. Collodi"

- Tesi Davide Mercurio - Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento del Palazzo Pietropaoli

11. Sitografia

www.INGV.it

http://territorio.regione.emilia-romagna.it

http://www.ingegneri.info/

http://www.protezionecivile.gov.it

http://www.protezionecivile-imbersago.com/rischio-sismico.html

www.esse1.mi.ingv.it

https://www.edificiinmuratura.it/Articolo/2135/analisi-pushover-per-edifici-in-muratura-novita-introdotte-dalle-nuove-ntc-2018#.X7ZAhN5KicQ

http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative

http://www.lavoripubblici.regione.campania.it/index.php?option=com_jdownloads&view=category&catid=76&Itemid=163

https://www.ingenio-web.it/22914-come-si-comportano-le-strutture-in-muratura

https://magazine.darioflaccovio.it/2018/03/14/ntc-2018-analisi-pushover-per-edifici-in-muratura/

https://www.olympus-italia.com/prodotti-olympus/oly-mesh-glass-675/

https://www.mapei.com/it/it/prodotti-e-soluzioni/prodotti/dettaglio/mapenet-em30

I software usati per la redazione di questa tesi sono Autocad[1] e CDSwin[2], messi a disposizione rispettivamente dal Politecnico di Torino e dalla società STS s.r.l.

[1] AutoCad è un programma di disegno assistito di proprietà Autodesk.

[2] CDSwin è un programma di calcolo strutturale di proprietà STS s.r.l.

12. Allegati

- Tavola 1: Pianta piano terra
- Tavola 2: Pianta primo piano
- Tavola 3: Pianta secondo piano
- Tavola 4: Pianta piano copertura
- Tavola 5: Prospetto anteriore
- Tavola 6: Prospetto sinistro
- Tavola 7: Prospetto posteriore
- Tavola 8: Prospetto destro

13. Ringraziamenti

Ci tengo a citare le persone che in questi (tanti) anni mi hanno supportato.
Inizio col ringraziare il Prof. Fabio Di Trapani per avermi aiutato con professionalità e pazienza nella stesura della presente tesi.
Ringrazio la mia famiglia, senza la quale questo percorso di studi non sarebbe neanche iniziato; è stato fondamentale per me avere il loro supporto totale negli anni, la conclusione di questo percorso la dedico a loro.
Molto importanti sono stati tutti i miei compagni che in questi anni ho incontrato lungo il mio percorso, Daniele in primis.
Un grazie va alla mia compagna Marika, che mi ha donato la serenità per portare a termine questo lavoro di tesi.
Ringrazio la società STS s.r.l per aver fornito la licenza del software CDSWin che mi ha consentito di modellare ed analizzare la struttura.
L'ultimo pensiero lo dedico a me stesso, anche alla scelta di entrare nel mondo del lavoro prima di conseguire la laurea magistrale.
È stata una maratona lunga e tortuosa, ma l'università mi ha insegnato tanto da diversi punti di vista.