

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

Monitoraggio Dinamico di Edifici Colpiti dal Sisma del Centro Italia nel 2016: Scuola “Capuzi” in Visso



Relatore

prof. Ceravolo Rosario

Candidato

Ciampini Nicola

Luglio 2018

Indice

Introduzione	4
1 Rischio Sismico, Comportamento delle Strutture in Muratura e Cenni Teorici sulla Modellazione	5
1.1 Rischio sismico	5
1.1.1 Riferimenti Normativi	6
1.1.2 Stati limite e probabilità di superamento	7
1.1.3 Condizioni topografiche e stratigrafiche	8
1.1.4 Valutazione dell'azione sismica	8
1.1.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	11
1.2 Analisi sismica globale: tipologie	11
1.2.1 Analisi dinamica modale	12
1.3 Comportamento delle Strutture in Muratura in Zona Sismica	14
1.3.1 La muratura	14
1.3.2 Danni ricorrenti nelle costruzioni esistenti e meccanismi di collasso	16
1.3.3 Duttilità e campo non lineare	17
1.3.4 Livelli di conoscenza	18
1.4 Verifica degli elementi strutturali per edifici in muratura	20
1.5 Modellazione agli elementi finiti: FEM	21
1.6 Introduzione al <i>Model updating</i>	23
1.6.1 Model updating di tipo indiretto	24
1.6.2 Algoritmi di ottimizzazione	26
2 Monitoraggio Strutturale e Caso Studio : Scuola Elementare di Visso	28
2.1 Inquadramento sul monitoraggio strutturale	28
2.1.1 Sistema di monitoraggio all'interno dell'edificio	29
2.2 Cenni sull'identificazione modale	30
2.2.1 Metodo N4SID	34
2.2.2 Confronto fra dati sperimentali e numerici: indice di MAC	37
2.2.3 Identificazione modale dell'edificio	37
2.3 Programma e obiettivi dell'OSS	39
2.4 Complesso architettonico in esame	41
2.5 Prove in situ e stima delle proprietà meccaniche	49
2.5.1 Prospezione sismica di superficie: metodo MASW	50

2.5.2	Prove penetrometriche sulle malte	51
2.5.3	Prova con martinetti doppi	51
2.5.4	Prelievi di muratura per la stima della resistenza a compressione	51
2.5.5	Analisi dei carichi.....	52
3	Sciame Sismico e Stato di Danno: Eventi dal 24 Agosto al 30 Ottobre 2016	54
3.1	Sismicità storica dell'area.....	54
3.2	Sciame sismico del 2016	56
3.2.1	1° sequenza sismica: 24 agosto 2016	56
3.2.2	2° sequenza sismica: 26 ottobre 2016	57
3.2.3	3° sequenza sismica: 30 ottobre 2016	57
3.3	Eventi sismici rilevati dal sistema di monitoraggio	58
3.4	Spettri elastici e caratteristiche dello sciame sismico	61
3.5	Complesso architettonico post-sisma	62
3.5.1	Analisi dei danni in seguito al 24 agosto 2016.....	63
3.5.2	Analisi dei danni dopo gli eventi sismici di Ottobre 2016.....	64
3.5.3	Danni agli elementi strutturali.....	67
3.5.4	Danni agli elementi non strutturali.....	70
4	Modellazione agli Elementi Finiti	71
4.1	Elementi utilizzati nella modellazione	71
4.1.1	Elementi strutturali: proprietà meccaniche	73
4.1.2	Elementi non strutturali: proprietà meccaniche	76
4.1.3	Carichi non strutturali.....	78
4.1.4	Vincoli.....	79
4.1.5	Mesh.....	79
4.2	Ipotesi e assunzioni alla base della modellazione	80
4.3	Configurazioni utilizzate	82
4.3.1	Configurazioni non calibrativa preliminare	83
5	Model updating	85
5.1	Processo di model updating attraverso PSO.....	85
5.2	Risultati ottenuti	86
	Conclusioni.....	92
	Allegati – Prove in Situ	94
	Allegato A - MASW.....	94

Allegato B - Prove penetrometriche sulle malte.....	94
Allegato C - Martinetti doppi	99
Allegato D - Prelievi di muratura e resistenza a compressione	104
Allegato E – Sciame sismico del 24 agosto 2016.....	107
Allegato F – Script Matlab Launcher Program	109
Allegato G – Script Matlab Funzione Obiettivo.....	110
Elenco delle immagini.....	119
Elenco delle tabelle	121
Ringraziamenti	123
Bibliografia.....	124

Introduzione

Lo studio e l'indagine sulla pericolosità sismica nel territorio italiano risulta significativo per la salvaguardia delle strutture esistenti nonché per la popolazione. Il nostro territorio è altamente sismico e questo, unito al fatto che la maggior parte delle strutture esistenti supera i 50 anni di età porta ad un rischio sismico molto alto che deve essere fronteggiato, sia per ridurre la probabilità di danni strutturali sia per garantire una efficienza certa ed affidabile di questi complessi.

La ricerca in questo ambito è in continuo sviluppo ed oggi passa dallo studio dei fenomeni già avvenuti nel passato: il monitoraggio dinamico di questi edifici permette di valutarne l'integrità strutturale nel tempo e più in generale di fornire dei risultati che possono ampliare la conoscenza di questi fenomeni eccezionali. Lo sviluppo della ricerca nell'ambito del rischio sismico si è mosso contemporaneamente alla volontà di una salvaguardia più forte delle aree urbanizzate in tema di previsione e prevenzione dei rischi, coordinate dalle politiche e dalle attività del Dipartimento della Protezione Civile; questa crescente necessità ha fatto sì che diversi enti, tra cui la Rete di Osservatorio Sismico delle Strutture si organizzassero in tale contesto. Gli studi del settore negli ultimi anni sono stati encomiabili, grazie ai risultati dei dati sperimentali derivanti dall'acquisizione sul campo.

I vari sistemi di monitoraggio, valutando in continuo la risposta strutturale sottoposta ad azioni esterne (e dunque sismiche), forniscono uno strumento indispensabile in grado di valutare l'evoluzione dell'integrità e della sicurezza strutturale attraverso l'identificazione delle vibrazioni ambientali. Ad oggi tali studi hanno permesso lo sviluppo di una normativa in ambito progettuale e di riqualificazione molto più affidabile rispetto al passato e la produzione di possibili scenari post-sisma. Necessari per questi sviluppi sono stati la conoscenza della dinamica delle strutture che risulta un punto fondamentale dell'ingegneria sismica moderna.

Nel presente lavoro si andrà a valutare la sicurezza di una scuola sita in Visso (MC) e parzialmente crollata a seguito degli eventi sismici avvenuti nel centro Italia fra l'Agosto e l'Ottobre 2016; si valuterà lo stato del complesso pre-sisma combinando i risultati dell'identificazione modale sperimentalmente acquisiti sul campo da sensori posti all'interno dell'edificio con la modellazione agli elementi finiti della struttura stessa, studiandone il comportamento modale. Infine si effettueranno diverse considerazioni riguardo i risultati ottenuti in relazione alle ipotesi iniziali effettuate per la modellazione.

1 Rischio Sismico, Comportamento delle Strutture in Muratura e Cenni Teorici sulla Modellazione

1.1 Rischio sismico

Un passaggio essenziale per la prevenzione e riduzione del rischio sismico è lo studio del comportamento strutturale sotto un'azione sismica. Nel caso delle strutture si vuole valutare la vulnerabilità sotto queste azioni sismiche e in seguito il comportamento degli edifici.

La difficoltà in questo settore è data dal fatto che la prevalenza degli edifici esistenti nel nostro territorio è costituito da edifici in muratura portante, la cui maggior parte è stata realizzata in periodi in cui non vi era alcuna normativa sismica.

La mitigazione del rischio sismico, dopo l'analisi della struttura in termini di spostamento, sollecitazioni e dunque danneggiabilità dell'edificio, mira alla valutazione della vulnerabilità e al conseguente miglioramento della stessa, applicando procedure di dovere: quello che si vuole evitare è la nascita di meccanismi di collasso, locali o globali, che potrebbero portare la struttura in condizioni limite. La qualità di questa operazione è funzione della quantità e qualità delle informazioni che si hanno a disposizione e che si acquisiscono per la struttura in esame.

Il rischio sismico si definisce in funzione di un territorio, costruzione, persona, popolazione; viene definito come il possibile danno atteso per un evento sismico in termine economico, ambientale e sociale.

In termini ingegneristici il rischio viene accostato alle definizioni di pericolosità, esposizione, vulnerabilità:

- la pericolosità sismica (P) è la probabilità che si verifichi, all'interno di un'area di interesse e fissato un periodo di ritorno, un evento sismico in grado di causare danni; la pericolosità è associata all'azione attesa, in termini di intensità macrosismica o di accelerazione di picco al suolo (PGA, peak ground acceleration) e accelerazione spettrale per la zona di riferimento;
- la vulnerabilità sismica (V) è associata alla predisposizione di un certo edificio al danneggiamento sotto un certo evento sismico: ciò significa che essa è connessa alla qualità degli elementi strutturali e non strutturali dopo l'accadimento del sisma e dunque ai danni e alla perdita di funzionalità dell'edificio a seguito di tali eventi;
- l'esposizione sismica (E) del costruito è inerente l'estensione, la quantità, la qualità dei diversi elementi antropici che compongono la realtà territoriale (popolazione insediata, edifici, sistemi di infrastrutture), le cui condizioni e il cui funzionamento possono essere danneggiati, alterati o distrutti da un evento sismico.

Per definire dunque il rischio R è necessario considerare i tre elementi sopra citati:

$$R = P \times V \times E$$

1-1

Per eseguire la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio in esame si intende verificare se quest'ultimo è in grado di resistere alle combinazioni di azioni sismiche di progetto: dopo aver calcolato l'intensità massima dell'azione sismica per cui la struttura raggiunge lo stato limite (calcolo della vulnerabilità) si va a verificare la sua resistenza. Per le condizioni limite si fa riferimento a quella SLE di esercizio e quella SLU di incipiente collasso.

Al rischio sismico è associato un certo tempo di ritorno dell'azione sismica T_R e una certa PGA (peak ground acceleration), l'accelerazione di picco al suolo: queste caratteristiche determinano la pericolosità sismica del sito di riferimento; infine vi sarà il "periodo di riferimento" V_R "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR} .

Nella determinazione delle azioni sismiche di progetto la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero. Per un sito di interesse, oltre la stima della categoria di suolo e delle condizioni topografiche occorre determinare l'accelerazione massima attesa ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. L'uso di accelerogrammi è permesso nelle condizioni in cui questi siano compatibili con il sito di studio.

1.1.1 Riferimenti Normativi

Nella presente tesi sono stati presi in riferimento la normativa vigente in Italia durante l'anno 2018, ovvero il D.M. 14/01/2008¹; i capitoli a cui si fa riferimento sono:

- cap. 7 "Progettazione per azioni sismiche";
- cap. 8 "costruzioni esistenti";
- cap. 10.2 "analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo";
- cap. 11.2 "materiali per uso strutturale: muratura".

Essendo il capitolo 8 poco dettagliato, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emanato la Circolare n°617 del 02/02/2009² – *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni*: questa aiuta l'analisi per gli edifici esistenti in muratura nei rilevamenti dei parametri meccanici e nei meccanismi di collasso.

¹ Italian Ministry of Infrastructure and Transport, "NTC 2008 - Italian Building Code. D.M. 14/01/2008," 2008, 428.

² Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n.27 MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, *CIRCOLARE 2 Febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione Delle «Nuove Norme Tecniche per Le Costruzioni» Di Cui Al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008.*, 2008.

1.1.2 Stati limite e probabilità di superamento

Al § 3.2.1 delle NTC si definiscono i 4 stati limite associati all'azione sismica nella definizione della pericolosità.

Si ricordano, in relazione agli stati limite di esercizio SLE:

- stato limite di operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti 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, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

In modo analogo, per gli stati limite ultimi SLU:

- stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- stato limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Al crescere degli stati limite (SLO, SLD, SLV, SLC) progressivamente cresce lo stato di danneggiamento globale della struttura. Infine ai 4 stati limite sono associati valori della probabilità di superamento P_{VR} , rispettivamente pari a 81%, 63%, 10% e 5%: tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Per la valutazione del periodo di ritorno T_R si utilizza la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad 1-2$$

Dove:

T_R = periodo di ritorno;

$V_R = C_U \cdot V_N$ = periodo di riferimento della costruzione;

V_N = vita nominale della struttura;

C_U = coefficiente d'uso;

P_{V_R} = probabilità di superamento.

1.1.3 Condizioni topografiche e stratigrafiche

Nel capitolo § 3.2.2 delle NTC si denomina “risposta sismica locale l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.”

A seconda della zona o sito a cui si fa riferimento nell'analisi si considerano:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna: l'effetto della geometria superficiale del terreno influenza la trasmissione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi, fenomeni di amplificazione cresta-base che aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi.

I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante accelerogrammi; in questi metodi è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici, come già visto in precedenza: si definiscono quindi categoria di sottosuolo e categoria topografica.

Per l'identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

1.1.4 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica, così come espresso dal DM 14.01.2008 al § 3.2, è “valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione.”

Il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi).

Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione.

La rappresentazione per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%: esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ secondi ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria S1 o S2.

Passando alla stima dello spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, esso è definito, in base al periodo T , dalle seguenti relazioni:

- Per $0 \leq T < T_B$:

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 1-3$$

- Per $T_B \leq T < T_C$:

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad 1-4$$

- Per $T_C \leq T < T_D$:

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad 1-5$$

- Per $T \geq T_D$:

$$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad 1-6$$

Dove:

T = periodo di vibrazione;

$T_B = T_C/3$ = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ = è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1.6$ = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi;

C_C = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

S_C = accelerazione spettrale orizzontale;

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

g = accelerazione gravitazionale;

$S = S_S \cdot S_T$ = coefficiente che tiene conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$ = fattore che altera lo spettro per coefficienti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2 .

Per categorie speciali di sottosuolo le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.

E' consentito infine l'impiego di accelerogrammi artificiali, simulati e provenienti da registrazioni di eventi sismici reali (naturali): gli accelerogrammi artificiali debbono rispettare vincoli di compatibilità media con lo spettro elastico di riferimento, mentre quelli simulati e naturali devono soddisfare criteri di compatibilità con caratteristiche della sorgente, della propagazione e/o dell'evento dominante. E' possibile, per facilitare la scelta e rispettare le condizioni geologiche di sito o di spettro, scalare linearmente in ampiezza gli accelerogrammi.

1.1.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad 1-7$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad 1-8$$

Dove:

G_1 = carichi permanenti strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = carichi relativi a precompressione;

Q_{kj} = carichi variabili;

ψ_{2j} = coefficienti relativa alla categoria di azione.

1.2 Analisi sismica globale: tipologie

Così come proposto dal DM 14.01.2008 al § 7.3, l'analisi della risposta sismica globale di edifici esistenti in muratura può essere eseguita mediante diverse tipologie di analisi, con dovute restrizioni espresse al § 7.8.1.5; tra le differenti analisi, si elencano:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Nelle analisi lineari, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti si potrà combinare i valori massimi delle risposte ottenute da ciascuna delle azioni orizzontali, diversamente da quella non lineare dove non vi può essere combinazioni delle componenti sismiche.

Le analisi non lineari, d'altra parte, sono più complesse in quanto debbono descrivere il comportamento dopo la fase elastica sotto cicli di carico-scarico e dunque che dissipano

energia ; inoltre si deve scegliere accelerogrammi che possano rappresentare gli eventi sismici attesi per quella zona.

Così come riportato dalla normativa, “Le strutture in muratura essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un’analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%”.

1.2.1 Analisi dinamica modale

L’analisi modale permette la valutazioni dei modi di vibrare della struttura (periodi, frequenze e masse partecipanti): all’interno dell’analisi verranno presi in considerazione solo i modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85% o ogni modo la cui massa partecipante sia superiore al 5% del totale.

Per determinare i modi di vibrare naturali della struttura è necessario risolvere un problema agli autovalori, risolvendo le equazioni del moto³; è possibile eseguire l’analisi modale che si basa sulla dell’omogenea associata al sistema differenziale del secondo ordine che rappresenta l’equazione fondamentale della dinamica attraverso la formulazione:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f(t)\} \quad 1-9$$

Considerando una forzante di tipo armonico e trascurando lo smorzamento $[C]$, la soluzione del problema è della forma:

$$x(t) = x(\omega)e^{i\omega t} \quad 1-10$$

$$[K]\{\Phi\}_j = \lambda_j[M]\{\Phi\}_j \quad 1-11$$

E’ possibile disaccoppiare le equazioni differenziali che governano il problema sfruttando le proprietà di ortogonalità rispettivamente delle matrici $[K]$ e $[M]$ attraverso le coordinate generalizzate di spostamento nel sistema globale:

$$[\widehat{M}] = [\Phi]^T[M][\Phi] \quad 1-12$$

$$[\widehat{K}] = [\Phi]^T[K][\Phi] \quad 1-13$$

$$\left. \begin{aligned} \widehat{m}_{ij} &= \{\varphi\}_i^T [M] \{\varphi\}_j \\ \widehat{k}_{ij} &= \{\varphi\}_i^T [K] \{\varphi\}_j \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} = 0 & \text{se } i \neq j \\ \neq 0 & \text{se } i = j \end{cases} \quad 1-14$$

³ Joseph Penzien Ray W Clough, *Dynamics of Structures*, 1993.

Infine si possono computare matrici di flessibilità $[K]^{-1}$ e rigidezza $[K]$:

$$[K]^{-1} = \sum_{j=1}^n \frac{1}{\omega_j^2} [\Phi]_j [\Phi]_j^T \quad 1-15$$

$$[K] = \sum_{j=1}^n \omega_j^2 [M] [\Phi]_j [\Phi]_j^T [M]^T \quad 1-16$$

Dove:

$[K]$ = matrice di rigidezza della struttura;

$[M]$ = matrice di massa della struttura;

$[C]$ = matrice di smorzamento viscoso globale;

$\{\ddot{x}\}$ = vettore delle accelerazioni nel sistema di riferimento globale;

$\{\dot{x}\}$ = vettore delle velocità nel sistema di riferimento globale;

$\{x\}$ = vettore degli spostamenti nel sistema di riferimento globale;

$\{f(t)\}$ = forzante esterna del sistema, funzione del tempo;

$\omega_j^2 = \lambda_j$ = vettore delle pulsazioni proprie al quadrato della struttura;

m_j = massa j-esima generalizzata;

$\{\Phi_j\}$ = autovettore associato ai modi di vibrare.

Mentre la matrice di flessibilità $[K]^{-1}$ è governata dai modi a frequenze più basse, ovvero le frequenze che si osservano nell'analisi sismica delle strutte in ingegneria civile, la matrice di rigidezza $[K]$ è governata dalle frequenze più alte.

Il punto debole nell'identificazione è che l'inversione della matrice di rigidezza $[K]$ per la stima della matrice di flessibilità, caratteristica dei metodi impliciti che richiedono meno passi temporali, comporta un'amplificazione degli errori di rumore di fondo e dunque una maggior incertezza nei risultati; tale metodo è ideale nel caso in cui le funzioni in frequenza FRF sperimentali non sono affette da tali rumori di fondo.

L'incertezza di cui si parla fa sì che nel modello numerico le frequenze che si ottengono possono essere sovrastimate, questo perché le frequenze ottenute fanno riferimento ad una struttura con molti meno gradi di libertà rispetto a quella dove sono avvenute le misurazioni.

1.3 Comportamento delle Strutture in Muratura in Zona Sismica

Gli edifici in muratura sono molto sensibili alle azioni sismiche; il comportamento dinamico di tali strutture è influenzato da diversi fattori e risulta essere molto complesso: le caratteristiche geometriche, la qualità dei materiali e dell'ammorsamento dei setti, l'interazione tra le loro parti e l'eventuale presenza di danneggiamenti influenza il comportamento globale di queste strutture.⁴

In generale per tali strutture i setti nel piano risultano funzionare bene mentre fuori dal piano tendono a ribaltarsi, anche per eventi sismici con bassa PGA; inoltre risulta importante la geometria della struttura, in quanto quest'ultima va a modificare in maniera non indifferente la distribuzione della rigidezza e delle masse all'interno di essa.

In ultima analisi risulta fondamentale lo studio in campo non lineare che fornisce le condizioni di resistenza e duttilità ulteriore che permette a queste strutture di rimanere in piedi dopo eventi sismici di elevata intensità.

1.3.1 La muratura

La muratura è una tecnologia da costruzione nota fin dall'antichità per la sua semplicità; consta nell'interposizione di diversi elementi (pietra, laterizio, ecc.) a secco (ad esempio i nuraghi sardi) o tenuti insieme da un materiale cementante.

Costruzioni molto diffuse nel centro Italia, così come quella in esame, sono costituiti da ritte in muratura e orizzontamenti costituiti da solai in latero-cemento o solai ammortati da un cordolo perimetrale in cemento armato. La tessitura regolare influenza in maniera preponderante la risposta delle strutture in muratura, soprattutto quella relativa alle fasce di piano. Si elencano le caratteristiche principali riscontrabili con questa tipologia di materiale:

- *Fasce di piano e maschi murari*: le fasce di piano rappresentano quelle che per gli edifici in cemento armato sono le travi e ricoprono un ruolo fondamentale per le strutture in muratura: queste porzioni di muratura al di sopra delle aperture contribuiscono alla risposta della struttura sotto azioni sismica in termini di resistenza e deformabilità coadiuvati ai maschi murari (Figura 1-1), ovvero le pareti verticali: grazie al loro accoppiamento le strutture riescono a superare tali sollecitazioni con una resistenza tanta più elevata quanto maggiore è il numero di piani. Esse sono sollecitate principalmente a flessione e taglio, pertanto debbono resistere a tali sollecitazioni affinché non subiscano meccanismi di ribaltamento. La sollecitazione in direzione orizzontale fornisce la resistenza flessionale necessaria per assicurare un'adeguata resistenza alla pressoflessione e scongiurare fenomeni di ribaltamento nel piano: tale resistenza aumenta al crescere della sollecitazione di

⁴ Corso Di Aggiornamento Sulla Normativa Sismica, 2003, Prof. Ing. Rosario Ceravolo, Dott. Ing. Giacomo V. Demarie, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geo, Politecnico di Torino.

compressione in direzione orizzontale. Passando alla resistenza a taglio delle fasce di piano si nota che è un meccanismo che dipende dalla compressione verticale: tale meccanismo, essendo perpendicolare agli strati di malta che si interpongono fra i blocchi di muratura è nella maggior parte dei casi trascurabile e dipende esclusivamente dalla coesione della malta e dall'ingranamento degli elementi costituenti la muratura.

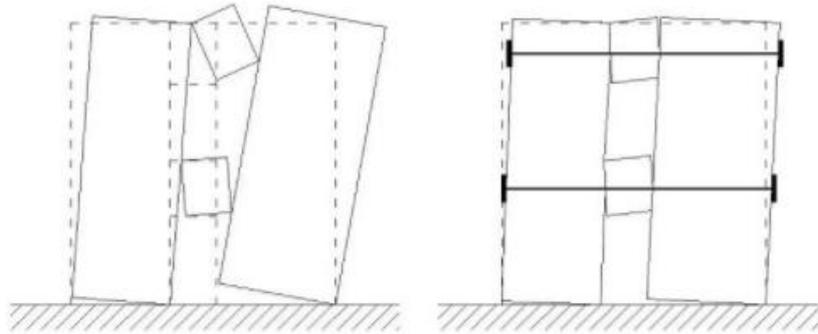


Figura 1-1 A sinistra la condizione con la presenza delle fasce di piano; a destra il comportamento senza di esse

- *Regolarità strutturale*: il requisito di regolarità in pianta e in altezza influenza il comportamento degli edifici sottoposti ad azioni orizzontali. Gli edifici che presentano una disposizione non regolare delle masse e degli elementi resistenti può indurre la non sovrapposizione del centro delle masse con quello delle rigidezze: queste strutture sono definite asimmetriche. Durante gli eventi sismici questi provocano un'accelerazione nella struttura che fa nascere forze di inerzia orizzontali agenti al livello di ciascun solaio nel centro di massa; assumendo i solai rigidi nel proprio piano si generano spostamenti e rotazioni rigidi fra i diversi piani: questi fanno sì che si generino dei meccanismi resistenti contrapposti alle forze sopra citate generate dal sisma ovvero forze resistenti orizzontali. Se dunque non si ha la perfetta regolarità strutturale (e dunque non si ha la coincidenza fra centro di rigidezza e centro di massa) si verifica la nascita di un momento torcente e una rotazione di piano che tende ad equilibrare le forze in gioco: ciò può provocare un aumento degli spostamenti di piano fino a condizioni irreversibili e un aumento delle forze di taglio significativo. Nel caso contrario, ovvero nella sovrapposizione fra il centro di massa e di rigidezza i solai subiranno solamente uno spostamento orizzontale, che può essere assunto uguale in tutti i punti di un singolo solaio se considerato rigido nel proprio piano;
- *Scatolatura*: come già detto in precedenza i setti nel piano funzionano generalmente bene, mentre fuori dal piano tendono a ribaltarsi. La soluzione che si tende ad affrontare è quella della "scatolatura", ovvero una sorta di cucitura o ammorsamento dei setti che tendono a diventare più rigidi e compatti. Per garantire tali risultati, oltre a garantire un comportamento diaframmatico del solaio, si intende avere un cordolo sismico in cemento armato, incatenamenti e regolarità strutturale come già espresso in precedenza. Un'altra soluzione utilizzata per assicurare la scatolatura di una struttura in muratura è costituita dagli incatenamenti: tale soluzione consiste nell'applicazione di catene o barre metalliche a livello di solaio che collegano e ancorano due pareti parallele ai cordoli opposti. Questo ulteriore metodo consente alla struttura una

miglior distribuzione dei carichi orizzontali e fornisce un vincolo per le pareti che potrebbe ribaltarsi fuori dal piano;

- *Cordolature in cemento armato*: una delle soluzioni più efficaci in ambito sismico è quella dell'introduzione di cordoli in cemento armato continui all'altezza dei solai poste su tutta la lunghezza dei muri. Secondo normativa questi devono avere larghezza almeno pari a quella del muro. I cordoli in cemento armato complessivamente svolgono diverse funzioni:
 - migliorano il collegamento e l'ammorsamento delle pareti, migliorando la stabilità dell'edificio;
 - irrigidiscono i solai nel proprio piano;
 - introducono un vincolo ulteriore per i muri soggetti a carichi orizzontali ortogonali al piano e dunque che possono provocare ribaltamento fuori dal piano;
 - offrono una distribuzione migliore dei carichi orizzontali aumentando l'iperstaticità del sistema.

1.3.2 Danni ricorrenti nelle costruzioni esistenti e meccanismi di collasso

I danni che si verificano principalmente nelle strutture sono vari e dipendono dalle caratteristiche che si sono affrontate in precedenza. In particolare, si hanno meccanismi di:

- cerniera cilindrica connessa al ribaltamento fuori dal piano, dovuta principalmente alla mancanza di ammorsamento tra le pareti;
- lesione verticale sui muri trasversali conseguente al moto di ribaltamento della parete esterna, dovuta alla presenza di muratura scadente;
- lesione nelle pareti trasversali che interessa maschi murari forti e che può interessare le fasce di piano; si verifica generalmente con terremoti importanti (PGA maggiore di 0.15 g) e si notano fessure a forma di croce di S. Andrea;
- scivolamento dei puntoni del tetto con effetto di spinta sulla pareti;
- sfilamento delle travi dei solai conseguente all'oscillazione della parete esterna attorno alla base (danno a colpo d'ariete);
- spanciamento del muro a doppia cortina con espulsione della sua parte esterna, in presenza di muratura a sacco; la rottura avviene per compressione.

Analizzando invece le tipologie di collasso, esse dipendono essenzialmente dalla regolarità in pianta, dalla rigidità dei solai, dalla qualità dei collegamenti e ammorsamenti fra pareti verticali e orizzontamenti e la resistenza meccanica offerta dalle pareti murarie.

Si possono distinguere facilmente due meccanismi di collasso: i meccanismi locali interessano singoli pannelli murari e sono causati dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari, mentre i meccanismi globali interessano l'intera struttura e riguardano il moto dei pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

Secondo la classificazione di Giuffrè del 1993⁵, i meccanismi di collasso degli edifici in muratura possono dividersi in due famiglie: quelle del *I modo* offrono un movimento delle pareti fuori dal proprio piano (comportamento flessionale e ribaltamento), mentre quelle del *II modo* riguardano la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione.

Più in generale i meccanismi che portano al collasso gli edifici in muratura sono si possono dividere in:

- pareti sollecitate nel loro piano e rottura per taglio dei maschi murari o per taglio delle fasce di piano;
- cinematismi di piano e catene;
- lesione negli aggregati edilizi e catene;
- lesioni e crolli parziali in corrispondenza di discontinuità
- lesione per interazione fra edifici adiacenti;
- effetti di martellamento fra edifici adiacenti con diversa rigidezza e resistenza;
- importanti lesioni di taglio alle estremità dei muri;
- meccanismo dovuto a irregolarità planimetriche o ad azioni di torsione;
- collasso per parzializzazione del pannello in fasce verticali;
- distacco dei paramenti esterni delle murature;
- sfogliamento della muratura per scarso immorsamento del paramento esterno al nucleo interno;
- sfogliamento della muratura a sacco;
- dissesti per spinte locali con espulsione dell'angolata;
- cinematismo di collasso innescato dalla spinta del puntone della copertura;
- scorrimento tra cordolo e muratura;
- martellamento verticale di coperture e solai pesanti in latore-cemento;
- pareti sollecitate fuori dal loro piano: meccanismo di ribaltamento di parete priva di copertura.

1.3.3 Duttilità e campo non lineare

La muratura è un materiale che offre una buona resistenza a compressione ma una pessima resistenza a trazione (circa 30 volte meno rispetto alla resistenza a compressione). Ciò indica che il comportamento di questo materiale da costruzione è fortemente non lineare quanto il passaggio da compressione a trazione influenza in maniera netta il comportamento della struttura.

Le sollecitazioni dovute alle azioni sismiche si manifestano con azioni orizzontali e possono indurre stati di sollecitazione (trazioni) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale.

⁵ A. Giuffrè, "Sicurezza e Conservazione Dei Centri Storici – Il Caso Ortigia," *Bari. Editori Laterza*, 1993.

La normativa permette in questo caso la progettazione attraverso il “performance based design” ovvero la progettazione sulla richiesta delle prestazioni strutturali: il comportamento reale di una struttura può essere visto, oltre la fase elastica e in ottica in associazione allo stato limite considerato, prendendo come parametro di riferimento lo spostamento laterale (Figura 1-2); aumentando lo spostamento, il tagliante alla base cresce fino a superare il limite elastico: in questa fase, nonostante inizi il danneggiamento della struttura, essa possiede ancora una buona resistenza.



Figura 1-2 Duttilità considerando come parametro di controllo gli spostamenti.

Obiettivo primario indicato dalla normativa tecnica è sempre la salvaguardia della vita umana.

La duttilità di una struttura viene definita, al §7.3.1, dal suo grado di iperstaticità e dalla sua tipologia, dai criteri di progettazione adottati e dalla non linearità del materiale e viene espressa mediante la formulazione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad 1-17$$

Dove:

q_0 = valore massimo del fattore di struttura che dipende dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 (tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione);

K_R = fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione (1 per costruzioni regolari in altezza e 0.8 per costruzioni non regolari in altezza).

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

1.3.4 Livelli di conoscenza

L'identificazione del livello di conoscenza di un edificio in muratura oggetto di verifica, secondo la Circolare n. del 2 Febbraio 2009 n. 617 al § 8.5.4 , è un passaggio fondamentale nell'analisi della stessa e può essere ottenuta in base all'identificazione di tre dati:

- geometria;
- dettagli costruttivi;
- proprietà dei materiali.

In funzione dell'accuratezza e del dettaglio ottenuto dalle prove in situ e dalle indagini si avrà a disposizione un determinato livello di conoscenza che può influenzare gli eventuali interventi da applicare.

La geometria consiste nel rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura e la loro rappresentazione in pianta; oltre ciò, debbono essere ben individuati i carichi gravanti su ogni elemento di parete, la tipologia delle fondazioni e lo stato fessurativo e deformativo.

All'interno dei dettagli costruttivi si ricerca la qualità dei collegamenti fra le pareti verticali e tra i solai, le pareti ed eventuali cordoli. Deve essere inoltre ben accertata la presenza di architravi sopra le aperture dotati di resistenza flessionale, elementi spingenti, elementi non strutturali di un'elevata vulnerabilità e la tipologia e qualità della muratura.

Il rilievo dello stato della muratura è cruciale per lo studio e l'analisi di un edificio costruito con questo materiale, in quanto la tessitura, la presenza di elementi trasversali, la forma, la tipologia e dimensione degli elementi, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfasamento dei giunti degli elementi e la qualità e consistenza della malta influenzano la risposta della struttura alle azioni sismiche.

Infine si ricerca il dettaglio riguardante la proprietà dei materiali: quello che si vuol identificare è la presenza o meno della "regola d'arte" (insieme delle tecniche considerate corrette per l'esecuzione di determinate lavorazioni), la presenza o meno di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti e la caratterizzazione delle malte mediante prove sperimentali.

Ai fini del livello di conoscenza si distinguono le verifiche in situ in limitate, estese ed esaustive:

- verifiche in situ limitate: sono basate su rilievo di tipo visivo e ricorrendo, di norma, alla rimozione del solo intonaco superiore; consentono in generale di rilevare le caratteristiche superficiali della muratura, lo spessore e l'ammorsamento tra muri ortogonali e con i solai;
- verifiche in situ estese: ai rilievi di tipo visivo sono accompagnati saggi nella muratura e prove che ne rilevano dettagli e caratteristiche;
- verifiche in situ esaustive: mediante prove in situ e di laboratorio si ottengono misure delle caratteristiche della muratura; per essere definita esaustiva occorre effettuare prove su tutto l'edificio e almeno tre prove per ogni parete indagata; la prova per la ricerca di tale dettaglio è quella del martinetto doppio per la rilevazione del modulo elastico della muratura.

L'approfondimento delle prove e delle indagini si esplica nell'assegnazione, oltre che del livello di conoscenza, di un determinato fattore di conoscenza: questo fattore FC andrà ad

influenzare i valori di resistenza e dunque dei parametri meccanici ottenuti per la muratura (Tabella 1-1).

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di conoscenza FC
LC 1	Rilievo strutturale	Verifiche limitate	Indagini limitate	1.35
LC 2		Verifiche estese ed esaustive	Indagini estese	1.2
LC 3			Indagini esaustive	1.0

Tabella 1-1 Livelli di conoscenza e corrispettivi fattori di conoscenza FC

1.4 Verifica degli elementi strutturali per edifici in muratura

La sicurezza di un edificio in muratura deve essere valutata, oltre che nei confronti dei meccanismi globali anche per i meccanismi locali. All'interno dell'analisi sismica nei riguardi dei meccanismi locali si possono considerare analisi limite di equilibrio di porzioni di struttura, valutando la resistenza offerta da queste porzioni di muratura nei confronti della sollecitazione a cui sono sottoposti.

La resistenza degli elementi strutturali in muratura dipende essenzialmente dalla resistenza a compressione, dalla qualità della muratura e dunque dalla tessitura muraria, la connessione e l'ammorsamento fra pareti contigue e dall'eventuale presenza di catene. Per valutare l'integrità e la resistenza di questi elementi non è necessario conoscere la distribuzione dello stato di tensione ma basta valutare lo stato di sollecitazione agente sulle facce dei singoli pannelli.

In particolare il comportamento dei pannelli murari è influenzato dal grado di snellezza di tali elementi (rapporto fra altezza H e larghezza B):

- per $H/B \approx 1$ il pannello si dice tozzo e la rottura avviene per fessurazione diagonale (rottura a taglio);
- per $1 < H/B < 1.5$ la parete si definisce snella e la rottura avviene per pressoflessione;
- per pannelli di snellezza elevata ($H/B > 1.5$) l'analisi risulta più complessa poiché non si può più considerare il pannello come tale ma come pilastro soggetto a pressoflessione e taglio con comportamento fortemente non lineare.

E' necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni. In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta"

Si ricorda infine che la normativa definisce i pannelli in muratura ordinaria come vincolati alle estremità, soggetti ad azioni sismiche nel piano, di sezione rettangolare parzializzata non reagente a trazione e caratterizzata da una distribuzione non lineare delle compressioni.

Al § 4.5.6.2 del DM 14.01.2008, per i maschi murari e le fasce di piano si hanno le seguenti verifiche:

- Verifica a rottura (SLU) a pressoflessione dei maschi murari;
- Verifica a taglio dei maschi murari (SLU);
- verifica a taglio delle fasce di piano (SLU);
- Verifica agli stati limite di esercizio.

1.5 Modellazione agli elementi finiti: FEM

Il metodo agli elementi finiti (FEM, *Finite Element Method*⁶) è una tecnica numerica di modellazione agli elementi finiti, la quale sfrutta soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali semplificando il sistema a semplici equazioni algebriche. Il ricorso a tale metodo risulta di grande vantaggio quando la geometria da riprodurre risulta notevolmente complessa. La modellazione risulta un'operazione delicata la cui accuratezza dipende da molte ipotesi iniziali che influenzano notevolmente il processo di realizzazione dalla scala strutturale a quella del modello: discretizzazione degli elementi, parametri e caratteristiche meccaniche, vincoli e dimensione della mesh rappresentano alcune delle caratteristiche che vanno ad incidere sulla qualità di ricreazione di una struttura.

Quando si utilizza questo metodo di modellazione la struttura o il corpo modellato viene suddiviso in un certo numero di elementi aventi dimensioni e forma contenute; ad ogni elemento del dominio viene associato un campo di integrazione numerica. La suddivisione citata fa sì che si crei una griglia (*mesh*) discretizzata da elementi finiti di forma ripetuta, triangoli o quadrilateri nel caso di domini bidimensionali: ciascun elemento è caratterizzato da funzioni di forma (*shape functions*): la soluzione del problema, che potrà essere in termini di spostamenti, velocità, ecc., si avrà scrivendo tali funzioni su più punti che formano gli elementi finiti sopra citati.

Gli elementi possono essere ad una, due o tre dimensioni, hanno un numero di nodi fissato che ne individuano la geometria e i gradi di libertà; inoltre si possono avere delle forzanti esterne applicate in corrispondenza dei nodi stessi. L'elemento infine possiede proprietà costitutive caratteristiche del comportamento del materiale che lo compone: modulo di Young e coefficiente di Poisson.

Tipicamente utilizzati nell'ingegneria civile sono gli elementi:

- *Asta o biella*: elemento monodimensionale a 2 nodi che ha rigidità solo lungo la direzione dell'elemento;
- *trave o beam*: elemento monodimensionale a 2 nodi che può trasmettere forza, taglio e momento e dunque per tutti e 6 i gradi di libertà;

⁶ Carlos A. Felippa, *Introduction to Finite Element Methods* (University of Colorado at Boulder, 1976).

- *molla* o *spring*: elemento monodimensionale a 2 nodi dotato di rigidità assiale e/o rotazionale;
- *lastra* o *stress plane*: elemento bidimensionale piano a 3 o 4 nodi per stati di sforzo piano (strutture caricate nel loro stesso piano) che può trasmettere solo gli sforzi lungo il suo piano (rigidità membranale);
- *piastra*: elemento bidimensionale piano a 3 o 4 nodi che possiede tre gradi di libertà per nodo (traslazione perpendicolare al suo piano e due rotazioni) che può trasmettere taglio e momento flettente (rigidità flessionale), ideale per la modellazione di strutture bidimensionali inflesse;
- *lastra-piastra* o *guscio* o *shell*: elemento bidimensionale piano a 3 o 4 nodi dovuto alla sovrapposizione dei due precedenti, dotato dunque sia di rigidità flessionale che membranale;
- *brick* o *elemento solido*: elemento 3D che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla tre traslazioni. Non trasferisce alcuna rigidità per gli altri gradi di libertà.

Generalmente il metodo agli elementi finiti viene utilizzato con materiali con leggi costitutive lineari che prevedono curve sforzo-deformazioni in campo elastico, ma possono essere utilizzati anche legami più complessi, che considerano leggi non lineari oppure comportamenti viscosi o plastici.

Le fasi che portano alla creazione del modello possono essere sintetizzate in:

- Definizione degli elementi e dei materiali: si scelgono in una prima fase gli elementi che verranno utilizzati nel modello e i materiali attraverso la definizione dei modelli costitutivi;
- Modellazione geometrica: si passa dal sistema reale ad un modello matematico geometrico, con la creazione di punti strategici; successivamente si applicano gli elementi utilizzando tali punti appena creati;
- Condizioni al contorno: qualora la modellazione la richieda, vengono assegnati i carichi o le forzanti esterne insieme ai vincoli;
- Mesh: una volta assegnati gli spessori agli elementi utilizzati, essi verranno discretizzati attraverso elementi di forma ripetuta scelta.

Il progettista, come citato nel capitolo § 10.2 del DM 14.01.2008 riguardante l'analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo, “dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità”. Inoltre “Il primo approccio è rappresentato dalla modellazione agli elementi finiti FEM (*Micromodellazione*), definita alla “*scala del materiale*”.

In particolare nella relazione di calcolo occorre fornire le seguenti indicazioni, così come previsto dal codice:

- *Tipo di analisi svolta*

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta [...]

- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale [...]
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate [...]

- *Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo*

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

- *Affidabilità dei codici utilizzati*

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software [...]

- *Validazione dei codici.*

[...] nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente [...].

- *Modalità di presentazione dei risultati.*

[...] contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari. [...]

- *Informazioni generali sull'elaborazione.*

[...] corretto comportamento del modello.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*

[...] controlli che ne comprovino l'attendibilità. “

1.6 Introduzione al *Model updating*

Il *model updating*⁷ è un processo di calibrazione di modelli strutturali agli elementi finiti che mira al miglioramento delle prestazioni della modellazione stessa attraverso approcci numerici. Introdotta nei primi anni '80 tale metodo prevede, coadiuvato alle misurazioni ambientali, la determinazione di parametri incogniti che nell'ingegneria civile possono essere rappresentati da proprietà meccaniche dei materiali, condizioni al contorno (come i vincoli), ecc. Negli anni più recenti questo metodo di calibrazione è stato applicato per le costruzioni esistenti in muratura, ottenendo risultati importanti.

I risultati ottenuti con un modello agli elementi finiti, iterazione dopo iterazione, vengono confrontati con quelli ottenuti sperimentalmente (ad esempio con quelli ottenuti con l'identificazione modale) andando via via a diminuire lo scarto e dunque l'errore fra i due risultati: principalmente si utilizza il confronto fra le frequenze ottenute sperimentalmente e quelle ottenute per via numerica. Il risultato finale, qualora l'*updating* sia andato a buon fine, può essere utilizzato per ottenere una modellazione che rispecchia la situazione reale, permettendo dunque di studiare al meglio il comportamento dinamico della struttura nonché di utilizzare tale modello per tutte le verifiche di sicurezza che possono essere necessarie.

Si sottolinea come la scelta dei parametri da *update* risulta essere un passaggio significativo poiché incide sia sulla bontà del risultato finale del modello ma anche sulla reale variazione

⁷ Maria Girardi et al., “Finite Element Model Updating for Structural Applications” 2014 (2018): 2016–18, <http://arxiv.org/abs/1801.09122>.

dei parametri che si intende calibrare: in sintesi i parametri da calibrare debbono rientrare in determinati range e rispecchiare dunque situazioni tangibili.

Il vantaggio del metodo citato è che ottimizza la realizzazione e la modellazione a supporto dei software che lavorano con gli elementi finiti, fornendo un utile strumento all'interno dell'ingegneria sismica; d'altro canto, un approccio di tipo numerico rappresenta un limite alla modellazione poiché richiede la formulazione di molte ipotesi iniziali.

Infine si cita la differenziazione fra due tipologie di model updating:

- Metodo di *model updating* diretto: prevedono la calibrazione del modello in un solo passaggio;
- Metodo di *model updating* indiretto: prevedono la risoluzione del problema attraverso una serie di operazioni iterative.

Per entrambe le tipologie descritte, i passaggi che caratterizzano l'algoritmo di un model updating sono:

1. Creazione di un modello numerico agli elementi finiti da cui partire;
2. Scelta dei parametri da calibrare, scegliendo con rigore anche i range di variazione;
3. Scelta della funzione obiettivo, ovvero la soluzione verso cui si vuole convergere: si ricerca dunque il risultato (ad esempio in termini di frequenza) che contenga il minimo scarto fra modello numerico simulato e modello reale misurato sul campo.

1.6.1 Model updating di tipo indiretto

Il *Model Updating* di tipo indiretto è un procedimento tipo iterativo che mira al raggiungimento della calibrazione del modello strutturale soluzione, affinché si raggiunga il minimo scarto tra frequenze misurate e computate; attraverso una serie iterazioni si generano casualmente i parametri di calibrazione che vengono caricati all'interno del software di calcolo: viene dunque caricato il modello strutturale ed viene eseguita l'analisi modale, ottenendo dunque i risultati in termini di frequenze. Qualora l'iterazione abbia raggiunto uno scarto minore rispetto alla frequenza identificata, l'algoritmo salva il set di parametri immessi come la soluzione migliore e procede ancora nell'ottimizzazione, altrimenti procede ancora senza immagazzinamento. In base al numero di iterazioni scelte l'algoritmo raggiungerà una certa ottimizzazione.

I principali svantaggi che derivano da questa metodologia sono l'elevato costo computazionale per l'elevato numero di iterazioni; oltre questo, risulta fondamentale la creazione di un modello FEM semplice ed efficace, che risulti leggero ogni qualvolta viene caricata l'analisi modale; per ragioni del tutto simili deve essere scelto un numero ridotto di parametri da calibrare, sia perché aumentano il tempo di analisi sia perché aumentano le incertezze per i risultati ottenuti.

Immaginando il caso in cui i materiali in gioco abbiano un comportamento elastico lineare, il comportamento modale può essere descritto attraverso la soluzione generale di un problema agli autovalori:

$$Kv = \omega^2 Mv \quad 1-18$$

Considerando $Cv = 0$, si può derivare l'equazione differenziale:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad 1-19$$

L'equazione sopra riportata esprime il comportamento di una struttura elastica lineare soggetto ad oscillazioni libere non smorzate, assumendo appunto la matrice di smorzamento nulla. Assumendo gli spostamenti:

$$u = v \cdot \sin(\omega t) \quad 1-20$$

L'equazione generale che governa il problema si trasforma in un problema agli autovalori.

La soluzione del *model updating* introdotta d'ora in poi permette l'ottimizzazione del problema facendo sì che le matrici di massa M e rigidezza K siano funzione lineare di $x \in \mathbb{R}^l$:

$$K = K(x) \text{ e } M = M(x) \quad 1-21$$

Dove:

K, M = matrice rispettivamente di rigidezza (simmetrica semi-definita positiva) e delle masse (simmetrica definita positiva), reali di dimensione $n \times n$, dove n è il numero di gradi di libertà;

C = matrice reale $h \times n$, dove $h \ll n$;

u, \ddot{u} = spostamenti e accelerazioni, derivati rispetto al tempo t ;

v, ω = vettori scalari reali di dimensione n , dove v rappresentano gli autovettori del problema e ω gli autovalori, con ω_i^2 frequenze naturali della struttura.

Assumendo come valore iniziale x_0 , ricadente al centro dell'intervallo di parametri di scelta validi $\Omega = [a_1, b_1] \times \dots \times [a_l, b_l]$ (con $a_i < b_i$, $i = 1, \dots, l$), l'obiettivo è raggiungere un valore ottimale di x affinché venga minimizzata la funzione $\Phi(x)$.

$\Phi(x)$ rappresenta la funzione obiettivo associata alle frequenze che si vogliono andare a "sincronizzare", ovvero la funzione associata alla differenza fra le frequenze misurate e quelle calcolate. Assumendo il vettore dei pesi $w = [w_1, \dots, w_s]$, con $w_i \geq 0$, si ricerca:

$$\Phi(x) = \left\| \frac{\sqrt{\Lambda_s(K, M)}}{2\pi} - f \right\|_{w,2}^2 \quad 1-22$$

Con:

$$\|y\|_{w,2} = \sqrt{y^T D_w y};$$

f = il vettore delle frequenze misurate;

$$D_w = \text{diag}(w_1, \dots, w_s)$$

$\Lambda_s(K, M)$ = vettore contenente il valore più piccolo fra gli autovalori $K - \lambda M$.

Il vettore dei pesi w deve essere valutato ad ogni iterazione affinché sia raggiunta la minima distanza possibile fra frequenze misurate e computate.

1.6.2 Algoritmi di ottimizzazione

Tra i tanti algoritmi di ottimizzazione è stato utilizzato il PSO (*Particle Swarm Optimization*), metodo euristico di ottimizzazione ideato inizialmente da Kennedy e Eberhart⁸. Ad ogni iterazione l'algoritmo identifica un nuovo set di parametri ottimali nel range impostato, sulla base di raggiungimento di ottimizzazione della funzione obiettivo. La PSO è una funzione cosiddetta "meta-euristica", poiché, non ragionando sul problema, permette l'esplorazione di un numero notevole di soluzioni ma senza garanzia di successo, cioè non è assicurato il raggiungimento della soluzione ottimale.

Tale metodo, sviluppato dall'osservazione di sciame (swarm), prevede la scelta di un numero rappresentante la popolazione iniziale; l'algoritmo è caratterizzato da 5 proprietà caratteristiche della "swarm intelligence"^{9,10}:

- Principio di prossimità: ogni persona appartenente alla popolazione è in grado di compiere semplici calcoli spazio-temporali, tra cui quelle di velocità $v_i(t)$, posizione $x_i(t)$ e posizione ottimale $p_i(t)$ all'istante t -esimo;
- Principio di qualità: ogni individuo deve possedere determinate qualità in base all'ambiente in cui si trova;
- Principio della risposta differenziata: deve essere evitata l'attività che mira all'avvicinamento a percorsi o soluzioni ristrette;
- Principio di stabilità: ad ogni variazione dell'ambiente l'individuo appartenente alla popolazione non deve variare il proprio comportamento;
- Principio di adattabilità: ogni individuo deve adattarsi al ciclo computazionale cambiando comportamento allorché ce ne sia bisogno.

L'algoritmo PSO di Kennedy e Eberhart si esplica nel modo seguente:

1. Viene generato un set o sciame casuale;
2. Per ogni particella i ad ogni iterazione vengono generate velocità $v_i(t)$ e posizione $x_i(t)$ di ogni individuo:

$$v_i(t + 1) = \quad \quad \quad 1-23$$

⁸ James Kennedy e Russell Eberhart, "Particle Swarm Optimization Algorithm PSO," n.d., <https://it.mathworks.com/help/gads/particle-swarm.html>.

⁹ R. Eberhart J. Kennedy, "Swarm Intelligence," *Morgan Kaufmann of Academic Press, New York*, 2001.

¹⁰ "Sistemi Evolutivi - (Particle Swarm Optimization, PSO)," n.d., <http://cirlab.det.unifi.it/ComplementiET/PSO.pdf>.

$$= \omega \cdot v_i(t) + \varphi_1 \otimes (p_i(t) - x_i(t)) + \varphi_2 \otimes (p_g(t) - x_i(t))$$

$$x_i(t + 1) = x_i(t) + v_i(t)$$

1-24

3. Viene stimata la posizione migliore p_i : se questa è migliore rispetto a quella dello step precedente allora p_g diventa la nuova posizione migliore fra quelle dell'intorno dell'individuo e vengono aggiornate i valori di posizione e velocità; in caso contrario, si procede con le iterazioni;
4. Fine delle iterazioni (dipende dal numero massimo di iterazioni impostato).

Dove:

$p_g(t)$ = posizione ottimale, fra tutte quelle al tempo t-esimo, che è nell'intorno della posizione assunta dagli individui;

$\varphi_1 = c_1 \cdot R_1$ e $\varphi_2 = c_2 \cdot R_2$, con c_1, c_2 coeff. di accelerazione e R_1, R_2 vettori di valori casuali nell'intervallo $[0,1]$;

$\varphi_1 \otimes (p_i(t) - x_i(t))$ = secondo termine dell'equazione di $v_i(t + 1)$, esprime la tendenza della particella a ritornare nella posizione migliore fra quelle assunte fino a tale istante;

$\varphi_2 \otimes (p_g(t) - x_i(t))$ = terzo termine dell'equazione di $v_i(t + 1)$, esprime la tendenza della particella ad andare verso una posizione migliore fra quelle assunte fino a quel momento;

ω = componente scalare del vettore $v_i(t)$ che descrive il moto della particella;

$v_i(t + 1), x_i(t + 1)$ = velocità e posizione all'istante t+1;

Nel caso studiato vengono assunti i parametri di primo tentativo associati al modello; in background viene eseguita l'analisi modale e vengono computati i valori di MAC e di frequenza: il PSO attraverso la funzione obiettivo valuta il nuovo set di parametri per ottimizzare lo scarto fra frequenze misurate e calcolate dal modello.

2 Monitoraggio Strutturale e Caso Studio : Scuola Elementare di Visso

2.1 Inquadramento sul monitoraggio strutturale

L'ingegneria sismica moderna permette lo studio e la caratterizzazione di una struttura attraverso l'analisi di registrazioni sismiche che avvengono direttamente in situ attraverso l'utilizzo di sensori. Un sistema di monitoraggio si compone di diversi sensori posti all'interno della struttura: essi possono rilevare grandezze ambientali nonché la risposta strutturale alle sollecitazioni esterne, nella fattispecie quelle sismiche. Tali registrazioni permettono di valutare la resistenza della struttura alle sollecitazioni sismiche attraverso la valutazione della risposta dinamica e anche il controllo della funzionalità della struttura stessa in condizioni di esercizio.

Il monitoraggio strutturale, definito *Structural Health Monitoring* (SHM), prevede l'installazione di diversi accelerometri nell'edificio, in grado di registrare 3 componenti di accelerazione, due componenti orizzontali ed una verticale; questi sensori periferici sono connessi tramite cavi ad una centralina, che ha il compito di acquisire, leggere ed elaborare i dati grezzi che giungono in input; in alternativa possono essere utilizzati sensori wireless che non comprendono l'utilizzo di cavi e dunque riducono i costi di manutenzione ed installazione.

In caso di terremoti significativi gli accelerometri posti all'interno delle strutture monitorate dall'OSS registrano il movimento del terreno e quello della struttura e in tempo reale inviano i dati registrati al server centrale della sede dell'OSS di Roma. Il server elabora in automatico le registrazioni affluite da tutte le strutture colpite, producendo un rapporto sintetico con i valori massimi ed alcuni parametri descrittivi, che permettono di valutare sia il terremoto in arrivo, sia le vibrazioni della struttura, sia il relativo stato di danneggiamento.

Nel caso di accadimento di un evento sismico avente magnitudo maggiore o uguale a 4, dopo circa 20 minuti il rapporto viene inviato via mail al Dipartimento della Protezione Civile e alle Regioni coinvolte: queste informazioni insieme alle registrazioni acquisite vengono pubblicate in automatico sul sito pubblico dell'OSS.

Inoltre nelle ore immediatamente successive, nel caso di eventi di una certa gravità, può essere installata in area epicentrale una rete temporanea di almeno 4 sistemi monitoraggio semplificati, subito integrati nell'OSS. In questo caso le strutture monitorate sono prevalentemente gli edifici adibiti al coordinamento degli interventi per la gestione dell'emergenza, come le sedi dei Centri Operativi Misti e della Direzione di Comando e Controllo della Protezione Civile.

Il monitoraggio può essere correlato sia allo stato locale che a quello globale: localmente possono essere controllate al variare nel tempo le proprietà dei materiali ed il loro comportamento valutando stati tensionali e deformazioni locali; dal punto di vista globale si

valutano invece deformazioni dell'intera struttura, ricavando informazioni sull'integrità globale.

Si riassumono dunque i possibili impieghi dei dati derivanti acquisizione dei sensori:

- conoscenza del comportamento della struttura sotto le azioni sismiche;
- stima dell'integrità strutturale, in termini di localizzazione ed entità dei danni, attraverso l'utilizzo dell'identificazione modale;
- creazione di un database sullo sviluppo dell
- strumento di supporto post-sisma;
- monitoraggio in tempo reale delle strutture, utilizzabile come strumento di allarme.
- letture di anomalie riscontrabili in seguito all'elaborazione dei dati;
- studi a lungo termine in seguito ai risultati delle elaborazioni.

Nel caso studiato si sono utilizzati i dati delle letture dei sensori a seguito dell'identificazione modale per la calibrazione del modelli agli elementi finiti.

2.1.1 Sistema di monitoraggio all'interno dell'edificio

Il sistema di monitoraggio dinamico utilizzato in questo lavoro è quello in dotazione all'Osservatorio Sismico delle Strutture. Esso si compone di sensori su tutti i piani dell'edificio a terra.

Nella fattispecie sono stati posti 23 accelerometri: una serie di tre accelerometri uniassiali è situata al livello del seminterrato (-2.37 m), orientata lungo le direzioni principali X, Y e Z; cinque accelerometri biassiali sono posizionati lungo le direzioni X e Y al primo piano (+ 5.16 m) e altri cinque al secondo piano (+ 9.38 m), sullo stesso asse verticale. Essi attraverso le misure di accelerazione ricostruiscono adeguatamente le vibrazioni della struttura e ne possono stimare il danno.

I sensori sono collegati via cavo ad una centralina sismica del sistema di monitoraggio, connessa via ADSL con il server OSS di Roma: i sensori si trovano a terra, indipendenti e collegati tra loro attraverso una rete wi-fi.

Lo schema della posizione dei sensori è mostrato di seguito (Figura 2-1).

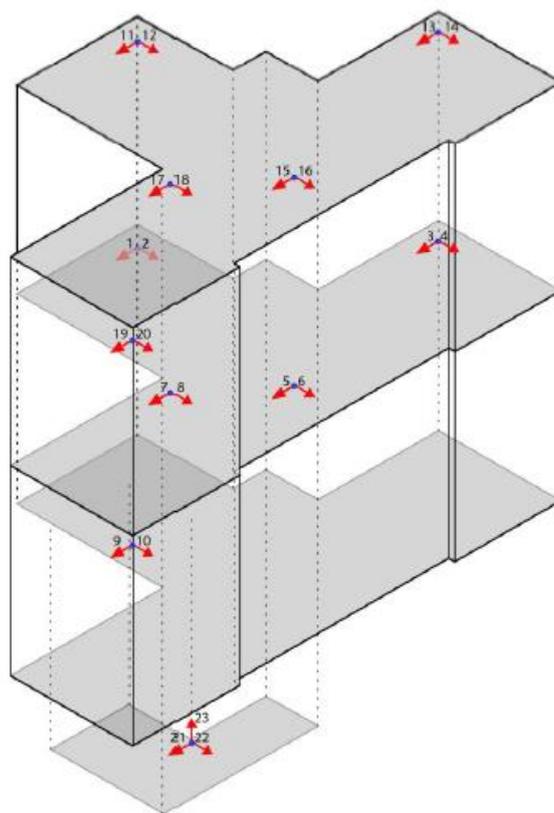


Figura 2-1 Schema assonometrico della posizione dei sensori

2.2 Cenni sull'identificazione modale

Negli ultimi anni le tecniche di identificazione delle proprietà dinamiche e anche meccaniche di una struttura hanno portato ad un sensibile miglioramento del lavoro dell'ingegneria sismica; questa metodologia permette il confronto fra modello sperimentale e modello numerico. Non esiste identificazione senza il monitoraggio: tramite la misurazione delle accelerazioni attraverso l'uso dei sensori installati all'interno dell'edificio da indagare si possono stimare modi principali e frequenze associate (proprietà caratteristiche della struttura indagata) nonché la deformata rilevata. Il passaggio che permette di arrivare a tali risultati deriva da elaborazioni delle registrazioni accelerometriche nel dominio del tempo o delle frequenze: attraverso l'uso di questi algoritmi è possibile giungere ai risultati prima citati.

Sintetizzando esistono ad oggi diverse tipologie di identificazione modale, le quali vengono classificate per:

- dominio dei segnali: si può operare con analisi nel tempo, nelle frequenze o congiuntamente nel tempo e nelle frequenze; di norma i modelli che utilizzano l'analisi nel dominio del tempo sono più affidabili quando l'intervallo in cui ricadono le frequenze identificate risulta essere ampio (ciò avviene generalmente quando i modi che si ottengono sono multipli); al contrario, i modelli nel dominio della frequenza riescono a far sì che i risultati siano tanto più attendibili quanto minore sia il range di variazione delle frequenze della struttura (ciò avviene generalmente quando si ha a che fare con un edificio caratterizzato da pochi modi); i metodi nel dominio della frequenza hanno lo svantaggio della dispersione spettrale (leakage) che dipende dalla

durata del tempo di osservazione, mentre quelli nel dominio del tempo hanno lo sfavore di non considerare effetti residui dei modi qualora questi cadessero fuori il *range* di analisi;

- tipologia dell'eccitazione: essa può essere artificiale o naturale; se l'input è artificialmente indotto, utilizzando ad esempio vibrodine, si ha il vantaggio che tale eccitazione può essere misurata e controllata; d'altro canto l'utilizzo di tale apparecchiature, oltre ad essere fortemente onerose, fa sì che l'edificio venga interrotto dalle sue condizioni di esercizio, causandone la temporanea limitazione durante l'esecuzione di tali prove; l'utilizzo di eccitazioni naturali (rumore ambientale, azioni del vento, traffico veicolare, ecc.), oltre al vantaggio di non ostacolare la routine dell'attività all'interno della struttura, ha per contro l'incertezza sulle eccitazioni, che non risultano controllabili. punti singoli o multipli nei quali avvengono rispettivamente le eccitazioni e le registrazioni; in tal senso si possono distinguere analisi SISO (*single input single output*), SIMO (*single input multi output*), MISO (*multi input single output*) o MIMO (*multi input multi output*);
- metodo analitico di elaborazione dei dati: si distinguono essenzialmente metodi diretti (operabili solo con sistemi MDOF, *multiple degrees of freedom*) che identificano direttamente le matrici (delle masse, di rigidezza e di smorzamento) che compaiono all'interno dell'equazione di equilibrio dinamico globale, mentre quelli indiretti (operabili sia con sistemi MDOF che SDOF, *single degree of freedom*) richiedono l'identificazione di risposta in frequenza FRF; i primi permettono di individuare i parametri modali attraverso un problema agli autovalori, i secondi richiedono la determinazione di frequenze e smorzamenti modali e fasi delle forme modali.

La maggior parte degli algoritmi che si occupa dell'identificazione modale fa capo agli studi dalla teoria classica della realizzazione di Ho e Kalman, ripresa ed estesa ai sistemi stocastici da Akaike e Aoki: la metodologia basata sulla *Stochastic Subspace Identification*¹¹ (SSI), partendo dalla risposta a tempo discreto di un generico sistema e introducendo la relazione state-space $x(t)$, scrive la soluzione come somma tra la parte omogenea e quella particolare:

$$M\ddot{y}(t) + D\dot{y}(t) + Ky(t) = f(t) \quad 2-1$$

$$x(t) = \begin{Bmatrix} y(t) \\ \dot{y}(t) \end{Bmatrix} \quad 2-2$$

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + Bf(t) \quad 2-3$$

Con le matrici:

$$A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}D \end{bmatrix} \quad 2-4$$

¹¹ Rune Brincker and Palle Andersen, "Understanding Stochastic Subspace Identification," *Proceedings of the 24th IMAC*, 2006, 279-311, <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Understanding+Stochastic+Subspace+Identification#0>.

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix} \quad 2-5$$

Da questa formulazione deriva il vantaggio di scrivere la soluzione alla Kailath come somma tra la parte omogenea e quella particolare:

$$x(t) = e^{A_c t} x(0) + \int_0^t e^{A_c(t-\tau)} B f(\tau) d\tau \quad 2-6$$

Introducendo la variabile $y_k = y(k\Delta t)$ si può derivare:

$$x_k(t) = e^{A_c k \Delta t} x_0 = A_d^k x_0 \quad 2-7$$

$$A_d = e^{A_c \Delta t} \quad 2-8$$

$$y_k = C A_d^k x_0 \quad 2-9$$

A tempo discreto, la soluzione è data dalla matrice:

$$Y = [y_1 y_2 \dots y_N] \quad 2-10$$

Introducendo le nuove relazioni al tempo k:

$$\hat{R}_k = \frac{1}{N-k} Y_{(1:N-k)} Y_{(k:N)}^T \quad 2-11$$

Seguendo la definizione di Bendat e Piersol, la matrice di Hankel Y_h sarà scritta come:

$$Y_h = \begin{bmatrix} Y_{(1:N-2s)} \\ Y_{(2:N-2s+1)} \\ \vdots \\ Y_{(2s:N)} \end{bmatrix} \quad 2-12$$

Dove la parte alta della matrice è definita al passato ("p") mentre quella in basso è definita al futuro ("f"). Si introduce la conversione da passato a futuro introdotta da Overschee and De Moor:

$$O = E(Y_{hf} | Y_{hp}) \quad 2-13$$

Scrivendo le matrici di covarianza definite da Melsa & Sage e calcolate in via definitiva da Overschee and De Moor:

$$O = Y_{hf} Y_{hp}^T (Y_{hp} Y_{hp}^T)^{-1} Y_{hp} \quad 2-14$$

Passando alla formulazione di un segnale "free decay":

$$o_{col} = \Gamma_s x_0 \quad 2-15$$

$$\Gamma_s = \begin{bmatrix} C \\ CA_d \\ CA_d^2 \\ \vdots \\ CA_d^{s-1} \end{bmatrix} \quad 2-16$$

Dunque, conoscendo la matrice di osservabilità Γ_s si possono stimare le condizioni iniziali:

$$O = \Gamma_s X_0 \quad 2-17$$

O in maniera differente, non conoscendo Γ_s :

$$O = USV^T \quad 2-18$$

Per poi calcolare la matrice di osservabilità Γ_s e quella di Kalman \hat{X}_0 come:

$$\hat{\Gamma} = US^{\frac{1}{2}} \quad 2-19$$

$$\hat{X}_0 = S^{\frac{1}{2}} V^T \quad 2-20$$

$$\hat{\Gamma}_{(2:s)} \hat{A}_d = \hat{\Gamma}_{(1:s-1)} \quad 2-21$$

La matrice di sistema \hat{A}_d viene stimata tramite regressione e quella di osservabilità \hat{C} come:

$$\hat{C} = \hat{\Gamma}_{(1:1)} \quad 2-22$$

Tornando all'analisi modale, si computano gli autovalori dalla matrice di sistema \hat{A}_d e tutti i parametri modali associati:

$$\hat{A}_d = \Psi[\mu_i]\Psi^{-1} \quad 2-23$$

$$\mu_i = e^{\lambda_i} \quad 2-24$$

$$\lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta T} \quad 2-25$$

$$\omega_i = |\lambda_i| \quad 2-26$$

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad 2-27$$

$$\zeta_i = \frac{Re(\lambda_i)}{|\lambda_i|} \quad 2-28$$

La forma modale infine viene calcolata come:

Dove:

$$\mathbf{y}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_1(t) \\ \mathbf{y}_2(t) \\ \vdots \\ \mathbf{y}_M(t) \end{Bmatrix} = \text{risposta a tempo discreto del sistema;}$$

K, D, M = matrici rispettivamente di rigidezza, smorzamento e delle masse;

$f(t)$ = vettore delle forze;

$x(t)$ = vettore di stato;

A, B, C = matrici state-space;

A_c = matrice di sistema a tempo continuo;

y_k = vettore di risposta a tempo discreto;

A_d = matrice di sistema a tempo discreto;

Y = matrice di risposta;

N = numero di punti dati;

M = numero di canali;

R_k = matrice di covarianza al tempo k ;

Y_h = matrice di Hankel;

Y_{hp}, Y_{hf} = parte della matrice di Block Hankel, al tempo passato e futuro;

O = matrice di proiezione;

Γ_s = matrice di osservabilità;

X_0 = matrice di stato di Kalman;

$[\mu_i], \Psi$ = poli e autovalori della matrice a tempo discreto;

$[\lambda_i], \Phi$ = poli e autovalori della matrice del 2° ordine dell'equazione differenziale.

2.2.1 Metodo N4SID

La parametrizzazione (che porta anche alla stima delle matrici di osservabilità o controllabilità) può essere evitata sfruttando gli N4SID. Le matrici *state space* non vengono computate nella forma classica come numero minimo di parametri ma in forma completa.

Non occorre conoscere preliminarmente le matrici di osservabilità o controllabilità; un altro vantaggio è che tali algoritmi non sono iterativi.

Essi si dividono in:

- realization-based: offrono l'estrazione delle matrici di osservabilità, definendo i parametri di Markov;
- direct: modello state space ricavato direttamente da un insieme arbitrario di sequenze input output, ottenuto senza la stima della funzione di risposta all'impulso FRF.

Di questa famiglia fa parte anche l'N4SID (*numerical algorithms of subspace state space system identification*): utilizzando proiezioni oblique, si adotta una stima ad uno step del modello completo state space risolvendo un problema ai minimi quadrati determinando l'ordine del sistema n e la matrice di osservabilità.

Questo metodo fa direttamente riferimento alla trattazione riportata nel testo di Van Overshee e De Moor ed è l'algoritmo che ha permesso l'identificazione dinamica dell'edificio studiato. Si costruisce il modello che descrive i dati delle osservazioni con rumore bianco:

$$\begin{cases} x(t+1) = Ax(t) + Bu(t) + Ke(t) \\ y(t) = Cx(t) + e(t) \end{cases} \quad 2-30$$

Adesso, iniziando il processo stocastico, si scrivono i dati in corrispondenza biunivoca scrivendo la matrice di Henkel:

$$Y_{[t,s]} = \begin{bmatrix} y_t & y_{t+1} & \cdots & y_{t+N-1} \\ y_{t+1} & y_{t+2} & \cdots & y_{t+N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_s & y_{s+1} & \cdots & y_{s+N-1} \end{bmatrix} \quad 2-31$$

Da questa si ricavano le matrici output al passato "p" e al futuro "f":

$$Y_{[0,2t-1]} = \begin{bmatrix} Y_p \\ Y_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{[0,t-1]} \\ Y_{[t,2t-1]} \end{bmatrix} \quad 2-32$$

Si costruisce quindi la matrice *state space* X_t per poi risolvere il sistema ai minimi quadrati:

$$\begin{cases} \hat{X}_{t+1} \cong A\hat{X}_t + B\hat{U}_t + K\hat{E}_t \\ Y_t = C\hat{X}_t + E_t \end{cases} \quad 2-33$$

Si definiscono attraverso i parametri di Markov le matrici di Toeplitz:

$$H_d = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \cdots & 0 \\ CB & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ CA^{f-1} & CA^{f-2}B & \cdots & 0 \end{bmatrix} \quad 2-34$$

$$H_s = \begin{bmatrix} I & 0 & \cdots & 0 \\ CB & I & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ CA^{f-1} & CA^{f-2}K & \cdots & I \end{bmatrix} \quad 2-35$$

Sfruttando ora la relazione:

$$Y_{[p,p+f]} = \Gamma X_p + H_d U_{[p,p+f]} + H_s E_{[p,p+f]} \quad 2-36$$

Si può effettuare la proiezione obliqua mediante decomposizione QR (Figura 2-2), per stimare Γ e X_p :

$$\Gamma X_p \cong \hat{Y}_{[p,p+f]} \stackrel{\text{def}}{=} E_{||U_{[p,p+f]}||} [Y_{[p,p+f]} | Z_{[0,p]}] \quad 2-37$$

$$U_n S_n V_n^T \cong W_r \hat{Y}_{[p,p+f]} W_c \quad 2-38$$

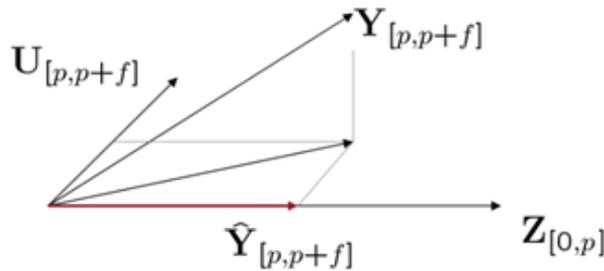


Figura 2-2 Proiezione obliqua mediante decomposizione obliqua

$$\hat{\Gamma} = W_r^{-1} U_n S_n^{-1} \quad 2-39$$

$$\hat{X}_p = \hat{\Gamma}^{-L} \hat{Y}_{[p,p+f]} \quad 2-40$$

Dove:

$u(t)$ = dati in ingresso;

$\{y_1, \dots, y_T, u_1, \dots, u_T\}, y_t \in \mathbb{R}^p, u_t \in \mathbb{R}^m$: osservazioni;

$\{y_1, \dots, y_{t+N-1}\} = Y_t$ = osservazioni associate al metodo stocastico;

$e(t)$ = rumore bianco;

N = numero di dati tra variabili aleatorie $span\{y(t), \dots, y(s)\}$;

$Y_t \in \mathbb{R}^{p(s-t) \times N}$ = matrice di Henkel;

$$\hat{E}_t \stackrel{\text{def}}{=} Y_t - C \hat{X}_t;$$

$\hat{E}_{||B_t} [A_t | C_t] = \sum_{ac|b} \sum_{cc|b}^{-1} C_t$; $\sum_{ab} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{1}{N} \sum_{i=0}^{N-1} a_{t+i} b_{t+i}^T$; $\sum_{ab|c} \stackrel{\text{def}}{=} \sum_{ab} - \sum_{ac} \sum_{cc}^{-1} \sum_{cb}$: formule di decomposizione mediante proiezione obliqua;

$$\Gamma \stackrel{\text{def}}{=} \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^f \end{bmatrix} = \text{matrice di osservabilità.}$$

2.2.2 Confronto fra dati sperimentali e numerici: indice di MAC

Un indice di attendibilità fra quanto identificato e quanto derivato nel modello strutturale è possibile grazie all'utilizzo dell'indice di MAC (*Modal Assurance Criterion*); esso è un parametro che esprime, attraverso un valore compreso fra 0 e l'unità l'indice di esattezza che intercorre fra la forma modale computata e misurata: si annulla se gli autovettori comparati risultano completamente non correlabili e assume il valore unitario quando i due modi sono perfettamente sovrapponibili; in via sperimentale può essere assunto che la correlazione fra i modi è corretta quando il valore di MAC è superiore al valore di 0.8 .

Nella sua formulazione generale il MAC si esprime come:

$$MAC[\{\Phi_m\}_j^T, \{\Phi_c\}_k] = \frac{[\{\Phi_m\}_j^T \cdot \{\Phi_c\}_k]^2}{[\{\Phi_c\}_k^T \cdot \{\Phi_c\}_k] \cdot [\{\Phi_m\}_j^T \cdot \{\Phi_m\}_j]} \quad 2-41$$

Dove:

$\{\Phi_m\}_j^T$ = autovettore j-esimo del modo misurato;

$\{\Phi_c\}_k$ = autovettore k-esimo del modo computato nella modellazione.

Si osserva che il numeratore è diverso da zero anche quando $j \neq k$ poichè gli autovettori sono ortogonali rispetto le matrici [K] ed [M] ma non lo sono tra di loro.

2.2.3 Identificazione modale dell'edificio

Il processo di identificazione utilizzando l'algoritmo già citato N4SID ha permesso di evidenziare 4 deformate modali e i relativi valori di smorzamento.

Durante il periodo di acquisizione si sono registrati centinaia di terremoti; nello specifico ci si è concentrati sulle analisi di 4 eventi sismici che hanno avuto più impatto sul territorio: uno

relativo alla scossa avvenuta alle 3:36 del 24 agosto 2016 di magnitudo 6.0 con epicentro in provincia di Rieti; due accadute il 26 ottobre 2016 rispettivamente alle 19:10 e 21:18 italiane con magnitudo 5.4 e 5.9 italiane, con epicentro tra Visso e Ussita; l'ultimo evento riferito al sisma avvenuto alle 7:40 italiane di magnitudo 6.1 con epicentro tra i comuni di Norcia e Preci (Tabella 2-1). I segnali tramite cui è stata effettuata l'identificazione sono stati acquisiti in termini di accelerazione. Il tempo di campionamento in termini di frequenza è stato di 200 Hz.

Data	Ora	Magnitudo Richter	Epicentro
24 agosto	3:36	6.0	Accumoli/Arquata del Tronto (RI/AP)
26 ottobre	19:10	5.4	Visso/Ussita (MC)
26 ottobre	21:18	5.9	Visso/Ussita (MC)
30 ottobre	7:40	6.1	Norcia/Preci (PG)

Tabella 2-1 Input sismici utilizzati nell'identificazione modale

L'identificazione finale a cui si è giunti porta alla stima di 4 frequenze fondamentali della struttura: il primo modo risulta essere flessionale lungo Y, il secondo flessionale prevalente in X, il terzo torsionale mentre il quarto è flesso-torsionale prevalente in Y (Figura 2-3).

A queste frequenze infine saranno associate i MAC (Tabella 2-2, Figura 2-3) e gli smorzamenti (Tabella 2-3).

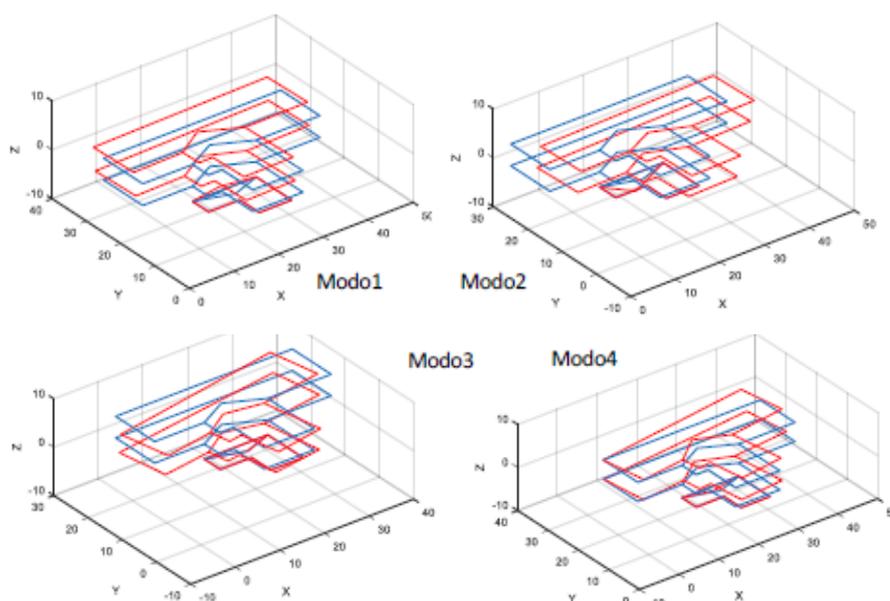


Figura 2-3 Forme modali e frequenze associate identificate attraverso il metodo SSI

MAC		Modo j			
		1	2	3	4
Modo i	1	1	0.104	0.04	0.668
	2	0.104	1	0.004	0.003
	3	0.04	0.004	1	0.054
	4	0.668	0.003	0.054	1

Tabella 2-2 Parametri MAC relativi ai modi identificati

Modo	1	2	3	4
Smorzamento ζ [%]	4.85	8.2	3.58	3.65
Frequenza [Hz]	3.171	3.4	3.804	4.718

Tabella 2-3 Smorzamenti e frequenze relativi all'identificazione

Di seguito dunque si cercherà di sovrapporre tale risultato alla modellazione strutturale agli elementi finiti.

2.3 Programma e obiettivi dell'OSS

L'Osservatorio Sismico delle Strutture¹² è un organo del Dipartimento della Protezione Civile che si occupa del monitoraggio e della salvaguardia di determinati complessi di proprietà pubblica. Esso è stato ideato ed è gestito dal personale tecnico del Servizio Rischio sismico del Dipartimento, che lo realizza con propri fondi e gare europee.

L'OSS collabora con il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, le Regioni, gli Enti locali e gli altri Enti pubblici affinché sia realizzato un monitoraggio con finalità sia conoscitive che di controllo, nelle zone ad elevato rischio sismico: si occupano dunque di individuare strutture a rischio, ad esempio nei casi di temporanea emergenza, talvolta concorrendo finanziariamente ed operativamente.

Ad oggi la rete nazionale dell'Osservatorio sismico delle strutture si occupa di 160 costruzioni di proprietà pubblica: è composta dalla sotto-rete del Campione fondamentale (105 scuole, ospedali e municipi più 10 ponti ed alcune dighe, sottoposti ad indagine conoscitiva approfondita e dotati di un sistema di monitoraggio dinamico completo, basato su 16÷32 misure di accelerazione) e dalla sotto-rete del Campione integrativo (300 edifici pubblici strategici per la gestione dell'emergenza sismica, dotati di un sistema di monitoraggio semplificato, basato su 7 misure di accelerazione).

L'OSS coadiuvato dal Dipartimento della Protezione Civile monitora le oscillazioni causate dal terremoto in questi 160 complessi (Figura 2-4).

L'obiettivo che si prefigge l'OSS è quello della valutazione dei danni causati dai terremoti alle strutture monitorate: attraverso quest'azione il loro lavoro è quello di estendere tali dati ad edifici limitrofi ricadenti nella stesse aree colpite e dunque fornire informazioni utili alla Protezione Civile immediatamente dopo questi eventi: consente dunque due attività principali, quella di monitoraggio e controllo di strutture importanti quali scuole e municipi e inoltre permette di avere a disposizione un database non indifferente di dati utili ad esempio nello studio della risposta di una struttura durante un terremoto.

¹² Dipartimento della Protezione Civile Civile, "OSS - Osservatorio Sismico Delle Strutture," n.d., <http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/osservatorio.wp>.

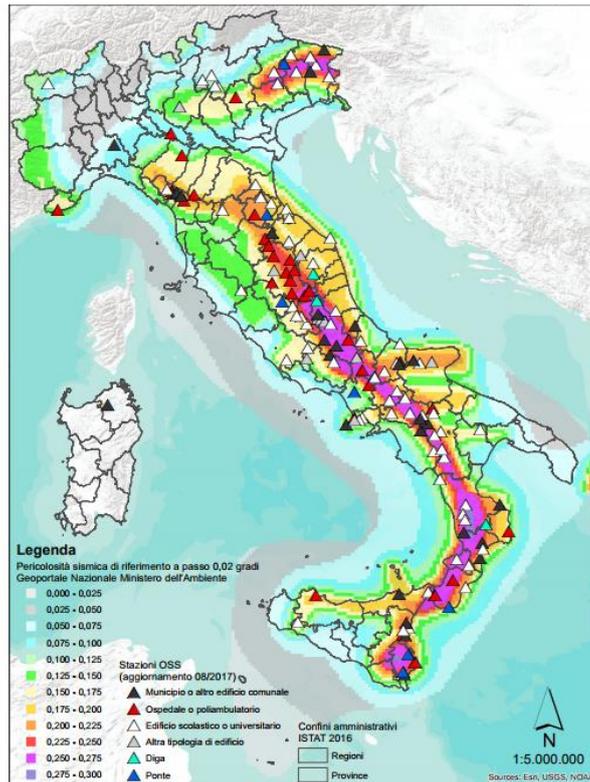


Figura 2-4 Rete nazionale dell'OSS dei 160 edifici pubblici monitorati.

Sostanzialmente questo organo, attraverso il monitoraggio strutturale, consente di:

- valutare l'azione sismica in tempo reale, fornendo dei dati sul comportamento del sisma e consentendo studi teorici a riguardo;
- valutare la sicurezza delle costruzioni;
- fornire dati che implementano la conoscenza sui sismi e che possono permettere di tracciare eventuali scenari futuri;
- validare i risultati che derivano dal Campione integrativo.

I sistemi di monitoraggio delle singole strutture controllate registrano in automatico le oscillazioni di intensità significativa e inviano i risultati attraverso un messaggio d'allarme, qualora i dati fossero importanti, all'elaboratore centrale della rete Oss, nella sede centrale del Dipartimento: l'elaboratore dunque provvede al trasferimento ed ad una prima elaborazione dei dati, con una prima analisi sull'evento e con un possibile rapporto.

Il monitoraggio dalla sotto-rete del Campione integrativo permette inoltre:

- valutazioni di sicurezza approssimate;
- estrapolazioni dei dati del Campione;
- l'estensione del monitoraggio a tutti gli edifici strategici con il contributo degli Enti proprietari.

Sotto la tutela dell'OSS si annoverano una discreta quantità di edifici storici costituiti prevalentemente da muratura, tra i quali il Municipio di San Romano in Garfagnana (LU), il Municipio di Pizzoli (LU), la Chiesa di S. Caterina a Collegnago (MS) e la Scuola Elementare e Materna "Pietro Capuzi" in Visso (MC).

Tra gli enti che collaborano con l'Osservatorio si annovera anche la ReLUIS¹³, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica: è un consorzio interuniversitario costituito a partire dal 17 aprile 2003, che tra i suoi principali scopi annovera la coordinazione delle attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica che ne fanno parte, la promozione di attività scientifiche e tecniche in tale ambito e la continua ricerca in questo settore; inoltre ReLUIS fornisce supporti scientifici, organizzativi e finanziari alle Università consorziate, che attraverso di essa collaborano tra di loro per il continuo sviluppo di idee e conoscenze nel campo dell'ingegneria sismica.

Il Consorzio, ad oggi costituito da oltre 50 dipartimenti delle università italiane coadiuvati dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), Eucentre (Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica) e dal Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto per le Tecnologie della Costruzione, interagisce con i vari Organi del Governo Nazionale, tra cui la Protezione Civile, delle Regioni, Province, Comuni e Istituti pubblici e privati al fine di garantire una riduzione della vulnerabilità e del rischio sismico; tra gli enti che ne fanno parte vi è anche il Politecnico di Torino con il Dipartimento Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG).

2.4 Complesso architettonico in esame

La Scuola Elementare e Materna “Pietro Capuzi” (Figura 2-5), sita in Via Cesare Battisti, 2 a Visso (Figura 2-7), un comune di poco più di 1000 abitanti in provincia di Macerata, è l'edificio che si andrà ad analizzare.



Figura 2-5 Localizzazione geografica del comune di Visso (MC)

Il complesso si sviluppa su 4 livelli (Figura 2-6), di cui tre fuori terra (piano rialzato a +70 cm dal piano campagna, piano primo e sottotetto), con un volume complessivo di circa 4800 m³ su un'area in pianta, di forma irregolare “a T” capovolta, di 600 m² circa. Il manufatto, allungato in direzione NO-SE, è stato costruito negli anni '30 ed è stato oggetto di alcuni interventi di miglioramento negli anni '90. Essa rientra, come già detto, nelle strutture monitorate dall'OSS e in quelle studiate dalla ReLUIS.

¹³ “ReLUIS - Rete Dei Laboratori Universitari Di Ingegneria Sismica,” n.d., <http://www.reluis.it/>.

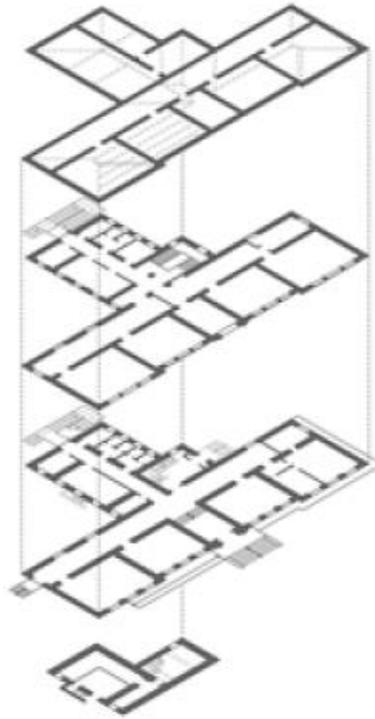


Figura 2-6 Vista assonometrica dei 4 livelli su cui si erge il complesso



Figura 2-7 Facciata d'ingresso della scuola "Pietro Capuzi" in Visso a sinistra, vista aerea del complesso caratterizzata dalla forma "a T" irregolare.¹⁴a destra

Si hanno a disposizione diverse relazione tecniche dovute all'analisi e al sopralluogo sul campo da parte dell'OSS, antecedenti¹⁵ e anche in seguito¹⁶ al susseguirsi dei fenomeni descritti nell'anno 2016.

- *Strutture verticali*

L'edificio si sviluppa in modo regolare in altezza ed è costituito da una muratura portante in blocchi di pietra a spacco. La tessitura muraria presenta una discreta regolarità. Sono presenti

¹⁴ Cartography, "Google Maps," n.d., <https://maps.google.com/>.

¹⁵ UNIGE, Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), Ing. Giulio Rosi, "DESCRIZIONE ARCHITETTONICA SCUOLA DELL'INFANZIA 'PIETRO CAPUZI'", 2016.

¹⁶ Prof. Ing. Serena Cattari and Ing. Daniele Sivori, *ANALISI DEI DANNI POST SISMA, Relazione Tecnica Scuola Dell'Infanzia "Pietro Capuzi,"* ed. Chimica e Ambientale Università degli Studi di Genova ReLUIS.Dipartimento di Ingegneria Civile, 2016.

due tipologie murarie nel complesso: una tipologia MUR1, presente nella maggior parte dell'edificio costituita da blocchi di pietra a spacco ed una MUR2, muratura in mattoni pieni, presente in maniera sporadica sotto forma di pareti o pilastri murari. Si sottolinea inoltre che alcune delle pareti murarie MUR1 sono state oggetto di consolidamento con iniezioni di malta o con inserimenti di pilastri in mattoni nei primi anni '90. La tessitura muraria di base risulta discretamente regolare, con dimensione media dei conci di 30x15 cm e buona qualità della malta. I maschi murari, continui dalla fondazione alla copertura, presentano uno spessore da 67 a 85 cm al primo livello, da 66 a 87 al secondo livello e da 50 a 78 cm al terzo.

Dalla relazione disponibili si individuano diverse tessiture murarie:

- Piano seminterrato: muratura in blocchi di pietra non squadrate di spessore pari a 83 cm circa;
- Piano rialzato: muratura in mattoni pieni di spessore pari a 8 cm circa, blocchi in pietra non squadrate e mattoni pieni di spessore pari a 67 cm circa, muratura in mattoni pieni pari a 68 cm e muratura in blocchi di pietra e mattoni pieni;
- Piano primo: muratura in blocchi di pietra non squadrate e ricorsi regolari di mattoni, muratura in blocchi di pietra non squadrate di spessore pari a 68 cm circa e muratura in blocchi di pietra non squadrate di spessore pari a 68 cm circa.

Si riportano dunque le piante relative ai quattro livelli su cui si erge il complesso (Figura 2-8, Figura 2-9, Figura 2-10, Figura 2-11) e i quattro prospetti principali (Figura 2-12).

PIANTA PIANO INTERRATO

-  MUR1
-  MUR1 CONS
-  MUR2
-  PILASTRO
-  CERCHIATURA

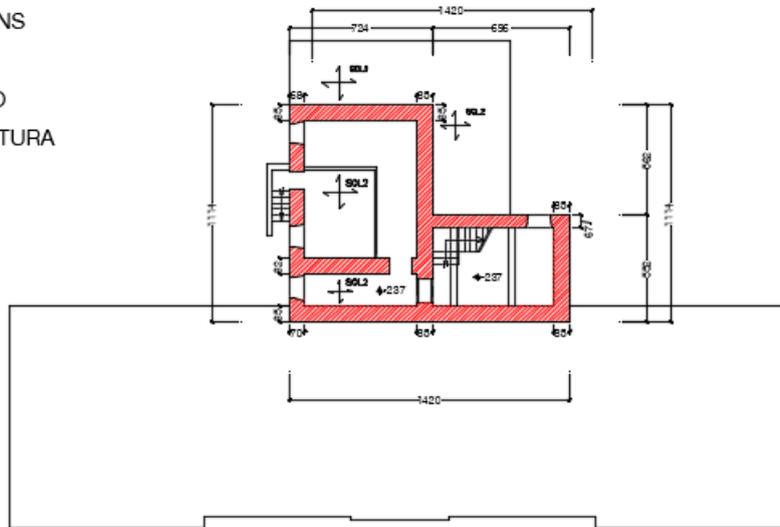


Figura 2-8 Pianta del piano seminterrato

PIANTA PIANO RIALZATO

-  MUR1
-  MUR1 CONS
-  MUR2
-  PILASTRO
-  CERCHIATURA

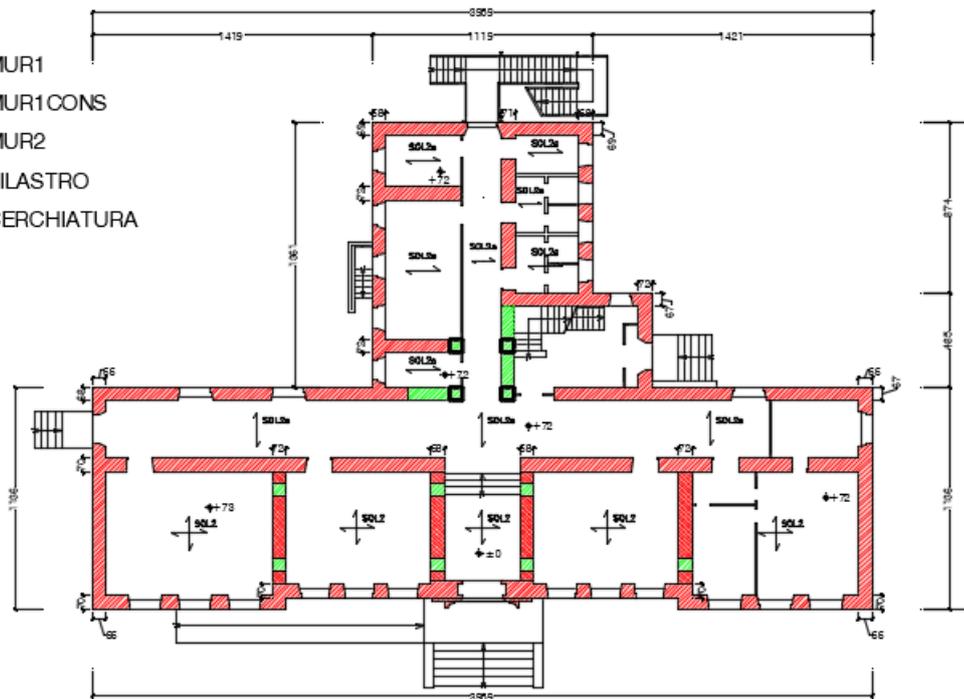


Figura 2-9 Pianta del piano rialzato

PIANTA PIANO PRIMO

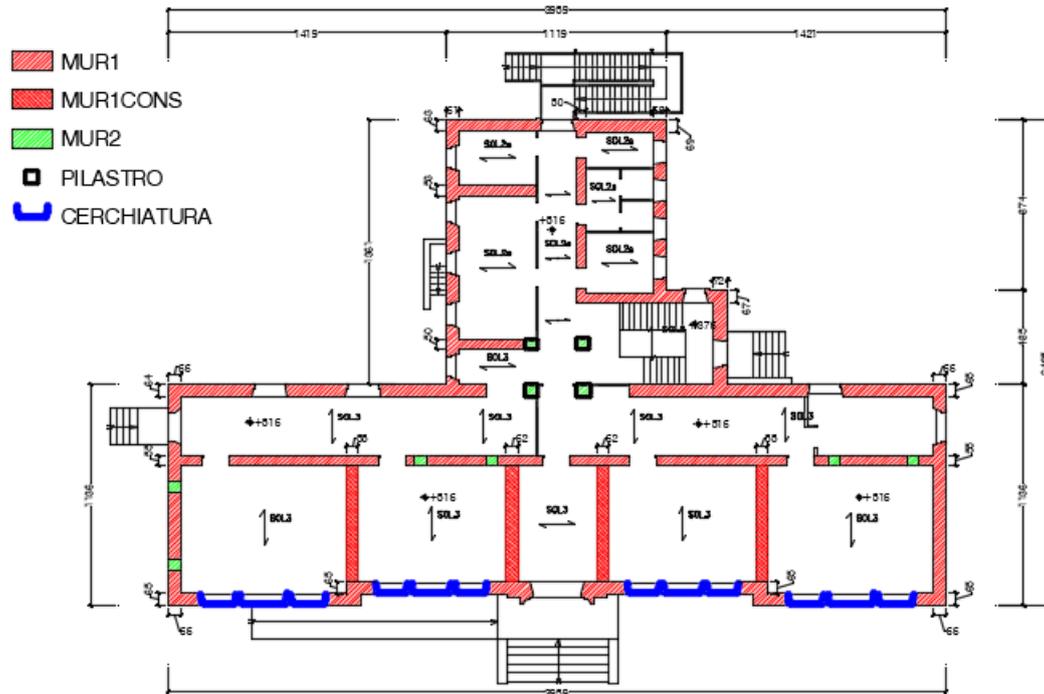


Figura 2-10 Pianta del primo piano

PIANTA SOTTOTETTO

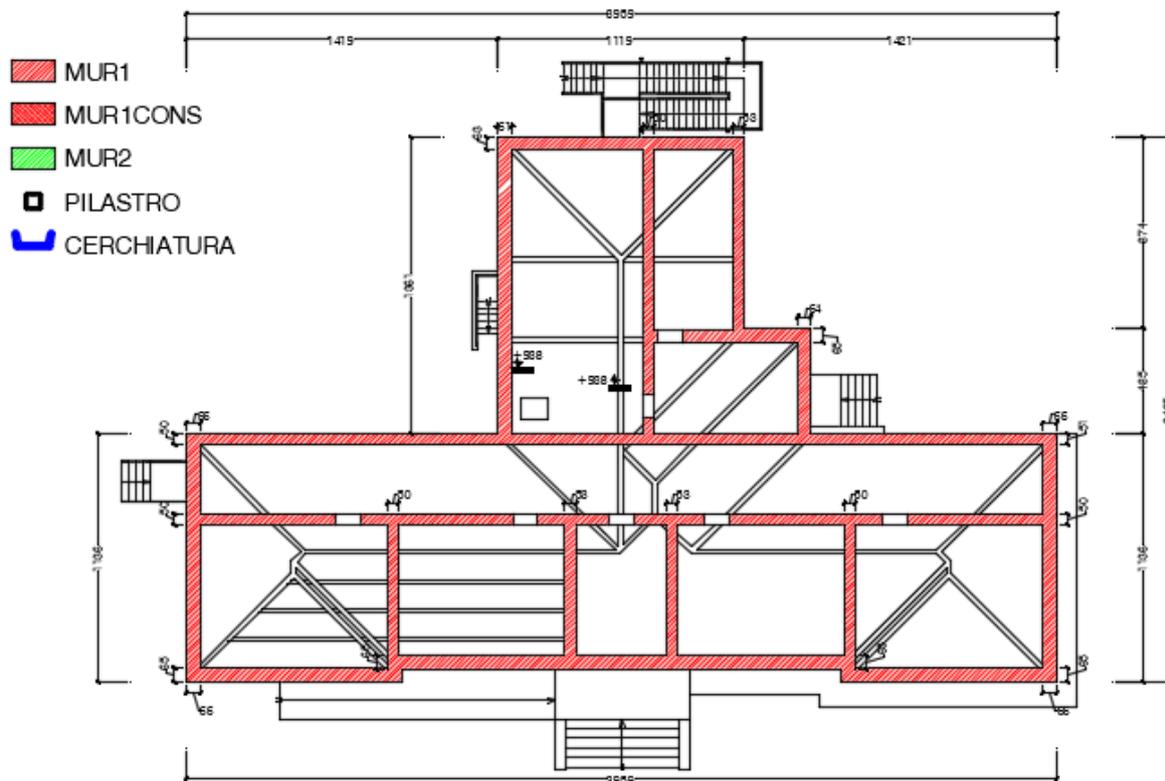


Figura 2-11 Pianta del sottotetto



Figura 2-12 Prospetti della struttura in esame

- *Fasce murarie*

Attraverso rilievi visivi e indagini con termocamera sono state rilevate tre tipologie di architrave:

- AR1: architrave costituito dalla sovrapposizione di due mattoni pieni di piatto sul lato esterno e da un mattone forato a coltello sul lato interno, per uno spessore complessivo di 30 cm circa, presente sul prospetto principale al piano rialzato (Figura 2-13);
- AR2: architrave in mattoni di coltello della tipologia ad arco ribassato formato da due o tre corsi di mattoni a coltello, il cui spessore non è stato identificato con esattezza;
- Sottofinestra: al piano primo le fasce di sottofinestra risultano omogenee alla muratura dei maschi, mentre in alcuni casi e al solo piano rialzato si osserva una discontinuità nella tipologia muraria dei sottofinestra.



Figura 2-13 Dettaglio dell'architrave ARI al piano rialzato relativo a Dicembre 2016

- *Interventi di consolidamento*

Il manufatto è stato oggetto di alcuni interventi di miglioramento avviati negli anni Novanta a seguito dell'evento sismico che coinvolse l'Umbria e Marche nel 1997 in occasione del quale la struttura subì alcuni danneggiamenti nel vano scala.

E' stato possibile ottenere informazioni sulla loro consistenza, anche se alcuni interventi non sono stati accertati:

- risanamento delle lesioni più significative con interventi di “cuci e scuci” sulla muratura in corrispondenza del vano scala;
- iniezione con malta di calce di alcuni setti centrali;
- inserimento alla quota dei solai di sottotetto di profili UPN chiodati alla muratura al fine di incrementarne la rigidezza flessionale fuori piano;
- collegamento della copertura alle murature perimetrali tramite piatti metallici ancorati con barre;
- parziale cerchiatura delle aperture al piano primo del prospetto principale realizzata tramite l'inserimento di un traverso in acciaio superiore collegato a montanti in acciaio;
- esecuzione di una tamponatura in muratura in mattoni pieni di alcuni setti presso il vano scala;
- inserimento di catene .

- *Orizzontamenti: solai intermedi*

Gli orizzontamenti della struttura, in accordo con la relazione del rilievo delle proprietà meccaniche e geometriche della struttura redatta dalla società SGM e agli dell'OSS , sono classificabili in tre tipologie:

- Solaio SOL1: soletta armata in calcestruzzo di circa 6 cm di spessore che scarica direttamente a terra (Figura 2-14);
- Solaio SOL2: solaio in latero-cemento a doppia orditura formato da travetti (8x17 cm) armati con 1 o 2 ferri $\varphi = 8/10$ mm, laterizi forati (32x17 cm), soletta in cls

armata di altezza 5 cm, sottofondo di 2.5 cm e finiture superiore di 2.5 cm e inferiore 2 cm per uno spessore totale di 35 cm circa (Figura 2-15). L'interasse dei travetti è di 40 cm;

- Solaio SOL2_S: solaio in latero-cemento a singola orditura, con stratigrafia analoga a SOL2; l'interasse dei travetti è di 30 cm;
- SOL3: solaio di sottotetto in profilati NP140 di altezza 8 cm ad interasse di 100 cm e laterizio forato (Figura 2-16).

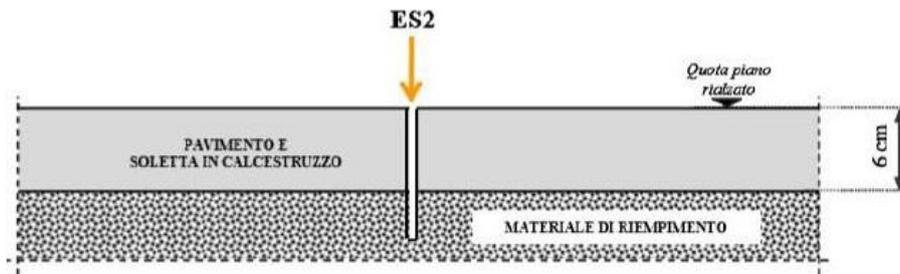


Figura 2-14 Stratigrafia del solaio SOL1 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS

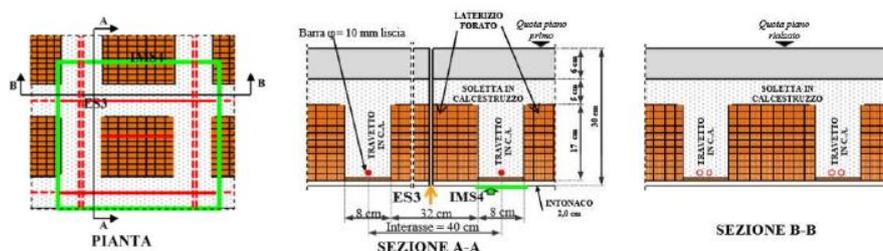


Figura 2-15 Stratigrafia del solaio SOL2 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS

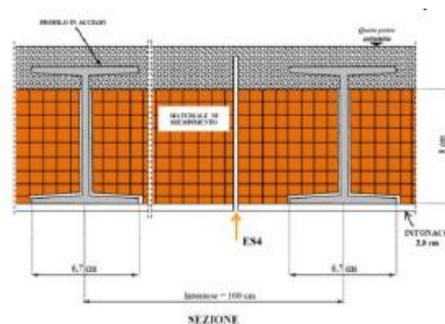


Figura 2-16 Stratigrafia del solaio SOL3 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS

- *Orizzontamenti: copertura*

La copertura a falde presenta arcarecci, che poggiano sulla muratura portante del sottotetto e, in corrispondenza dei compluvi e displuvi, puntoni in legno. Essa si compone di una soletta di calcestruzzo di 6 cm circa, al di sopra della quale poggiano tavelloni e coppi.

- *Connessioni e ammassamenti*

In generale la qualità delle connessioni risulta essere buona; in particolare, la qualità degli ammassamenti tra le pareti è apparsa in generale efficace: ciò è testimoniato dalla prevalente

attivazione di una risposta globale nel piano delle pareti. Dal danno osservato si evince una buona qualità del collegamento fra pareti e orizzontamenti.

- *Scale*

Il corpo scala presenta sul lato corto pilastri in muratura e porzioni di muratura tamponata mentre vi è muratura portante sui restanti lati. E' costituito da una rampa in calcestruzzo armato che collega il piano seminterrato al piano rialzato, e ulteriori due rampe e un pianerottolo che collegano quest'ultimo al primo piano.

2.5 Prove in situ e stima delle proprietà meccaniche

La *SGM S.r.l. - Ingegneria Sperimentale* è stata incaricata dell'esecuzione del rilievo delle proprietà meccaniche e del rilievo geometrico costruttivo presso la *Scuola Elementare e Materna "Pietro Capuzi"* sita in Via Cesare Battisti, 2 a Visso (MC), commissionate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Valutazione Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico e Attività ed Opere Postemergenza¹⁷. Le indagini effettuate sono riportate nella tabella sottostante (Tabella 2-4).

Tipologia di Prova	Numerosità
Prospezione sismica di superficie – Metodo MASW	1
Prove penetrometriche sulle malte	6
Tomografie su muratura	6
Prova con martinetti piatti doppi	1
Prelievi di muratura per la stima della resistenza a compressione	6
Prove con penetrometro resistograph	7
Prova di carico statico	1
Elementi indagati tramite indagine pachometrica	4
Saggi conoscitivi (su muri, solai e scale)	10
Indagini videoendoscopiche (su fondazioni, muri e solai)	12
Indagini georadar	A corpo
Indagini termografiche	A corpo

Tabella 2-4 Tipologie di prove effettuate per l'edificio in esame e rispettive numerosità

Di tali prove, verranno riportate successivamente solo le più significative per la valutazione delle analisi successive, in particolare:

¹⁷ Direttore Tecnico SGM S.r.l. and Dott. Ing. Alberto Bufali, "RILIEVO PROPRIETÀ MECCANICHE E RILIEVO GEOMETRICO COSTRUTTIVO SCUOLA ELEMENTARE E MATERNA 'PIETRO CAPUZI' - Ingegneria Sperimentale Battisti, 2 – Visso (MC) VALUTAZIONE, PREVENZIONE E MITIGAZIONE DEL Rischio Sismico e Attività ed Opere Postemergenza DEL 11 – Roma P4134-20/11 DEL 16/02/2011 (Rif. Commessa 413)," 2011.

- prospezione sismica di superficie-metodo MASW per la stima della categoria del sottosuolo (Allegato A - MASW);
- prove penetrometriche sulle malte per verificare la consistenza e l'omogeneità della muratura (Allegato B - Prove penetrometriche sulle malte);
- prova con martinetti piatti doppi al fine di stimare le caratteristiche meccaniche (tasso di lavoro, modulo elastico, resistenza a compressione) della muratura indagata (Allegato C - Martinetti doppi);
- prelievi di muratura per la stima della resistenza a compressione (Allegato D - Prelievi di muratura e resistenza a compressione).

In allegato (Allegati – Prove in Situ Allegato D - Prelievi di muratura e resistenza a compressione) si avranno a disposizione ulteriori dati nella valutazione delle prove effettuate.

2.5.1 Prospezione sismica di superficie: metodo MASW

È stata eseguita una prospezione sismica del tipo M.A.S.W. (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES) finalizzata alla determinazione della *Velocità Equivalente* delle onde di taglio sui primi 30 metri di terreno (V_{S30}), differenziando le velocità a seconda della stratigrafia attraverso questa prova si vuole per stabilire la categoria del suolo di fondazione del sito e quindi definire l'azione sismica di progetto.

La V_{S30} ottenuta è di 500 m/s. Le direttive della NTC 2008 attribuisce per il caso considerato la *categoria suolo di fondazione B*, "rocce tenere e depositi di terrene a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Si riportano dunque le caratteristiche meccaniche associate alla stratigrafia del sito (Tabella 2-5).

	V_s [m/s]	V_p [m/s]	γ [kg/cm ³]]	ν	ρ [kg/cm ³]	E_d [kg/cm ²]	G_0 [kg/cm ²]
Strati	Velocità media delle onde di taglio	Velocità media delle onde di compressione e longitudinali	Peso in volume della litologia	Modulo di Poisson	Densità media per lo strato considerato	Modulo di deformazione e dinamico di Young	Modulo di taglio dinamico
1	379	928	1900	0.4	194	7792	2783
2	400	980	1900	0.4	194	8680	3100
3	535	1310	2000	0,4	204	16345	5837

Tabella 2-5 Caratteristiche meccaniche degli strati rilevati dalla prova MASW

2.5.2 Prove penetrometriche sulle malte

Le indagini penetrometriche permettono di stimare la resistenza a compressione della malta. Dalle prove si ottengono i seguenti risultati per la stima di resistenza a compressione f_m , rispettivamente: 1.59, 2.92, 1.56, 1.56, 1.41, 1.45 N/mm².

2.5.3 Prova con martinetti doppi

La prova è stata eseguita al fine di stimare le caratteristiche meccaniche (tasso di lavoro, modulo elastico, resistenza a compressione) della muratura indagata, eseguendo letture sulla deformazione al crescere dello sforzo.

Infine, considerando la media delle letture e isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie (Figura 2-17) si ottiene un valore del modulo elastico $E \approx 1726 \text{ N/mm}^2$.

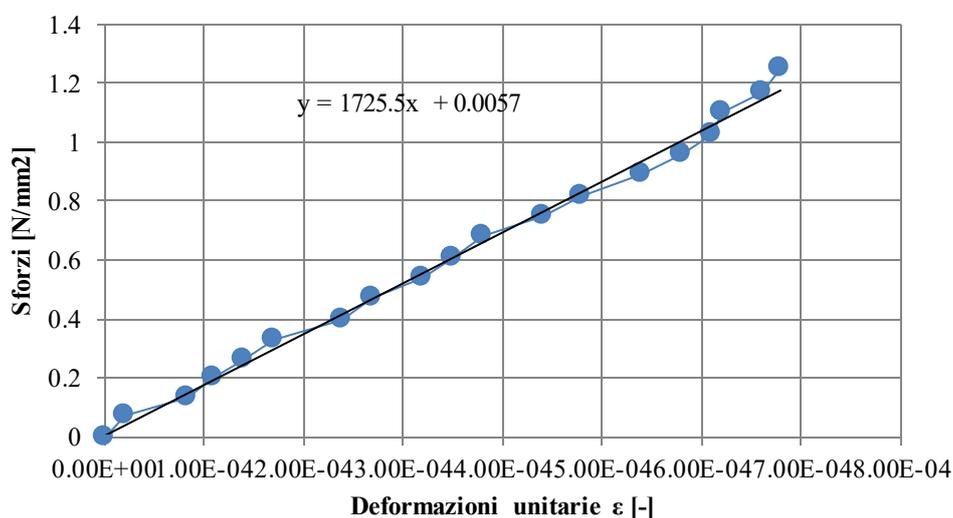


Figura 2-17 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie del tratto iniziale, isolando la parte lineare

2.5.4 Prelievi di muratura per la stima della resistenza a compressione

Sono stati prelevati n. 6 campioni di malta da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per l'esecuzione in laboratorio di prove di punzonamento e n. 6 campioni di pietra/laterizio da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per determinarne con prove di laboratorio la resistenza a compressione.

In seguito, a partire dai valori di resistenza al doppio punzonamento della malta, è possibile calcolare la resistenza a compressione. Non potendo utilizzare tali risultati poiché i valori di f_m non rientrano nella tabella 11.10.VI del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", si fa riferimento al valore medio indicato nella tabella C8 A.2.1 della Circolare 02/02/2009 n.617 relativo a "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura" (Allegato D -

Prelievi di muratura e resistenza a compressione): tale valore medio di modulo elastico è $E \approx 1700 \text{ N/mm}^2$, valore confrontabile con quello riscontrato nella prova precedente.

2.5.5 Analisi dei carichi

In ultima analisi si elenca l'analisi dei carichi relativamente ai dati in possesso per la struttura prima degli eventi sismici del 2016, riferiti rispettivamente alle tre tipologie di solaio SOL1 (Tabella 2-6), SOL2 (Tabella 2-7), SOL3 (Tabella 2-8) e alla copertura (Tabella 2-9).

Materiali	Spessore [m]	Area [m ²]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Travetti	0.17	0.0576	25	0.245
Laterizio forato	0.17	0.1024	6	0.104
Soletta	0.05	0.16	25	0.2
Sottofondo	0.035	0.16	20	0.112
Finitura sup.	0.025	0.16	25	0.1
Finitura inf.	0.02	0.16	20	0.064
Totale	0.3	-	-	5.15

Tabella 2-6 Analisi dei carichi del solaio SOL1

Materiali	Spessore [m]	Area [m ²]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Travetti	0.17	0.2664	25	1.1322
Laterizio forato	0.17	0.7326	6	0.747
Soletta	0.05	1	25	1.25
Sottofondo	0.035	1	20	0.7
Finitura sup.	0.025	1	25	0.625
Finitura inf.	0.02	1	20	0.4
Totale	0.3	-	-	4.85

Tabella 2-7 Analisi dei carichi del solaio SOL2

Materiali	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
NP 140	0.14	-	-	0.143
Tavellone	0.08	1	6	0.48
Massetto	0.05	1	18	0.9
Finitura inf.	0.02	1	20	0.4
Totale	0.15	1	-	1.92

Tabella 2-8 Analisi dei carichi del solaio SOL3

Materiali	Peso [kN/m ²]
Copertura a falde con capriata	0.6
Tavelloni	0.3
Coppi	0.6
Totale	1.5

Tabella 2-9 Analisi dei carichi della copertura, escludendo lo spessore di soletta di calcestruzzo

3 Sciame Sismico e Stato di Danno: Eventi dal 24 Agosto al 30 Ottobre 2016

Tra il 24 agosto 2016 e il 30 ottobre dello stesso anno si sono verificati 3 eventi sismici di notevole importanza, sia per la loro intensità e sia per le conseguenze che ne ha portato. Si riportano, per le varie date, le caratteristiche di tali sismi rilevati dalle stazioni dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia¹⁸.

3.1 Sismicità storica dell'area

La conoscenza dei terremoti avvenuti nel passato risulta importante all'interno della valutazione della pericolosità sismica di un'area. E' stato possibile riportare la sismologia storica attraverso la banca dati fornita dall'INGV¹⁹, attraverso la documentazione degli effetti dei sismi avvenuti in passato e anche dovuti agli effetti successivi che essi hanno causato (Tabella 3-1).

Anno Me Gi Ho Mi Se	Area epicentrale	Intensità epicentrale	Mw
1859 08 22	Valnerina	8-9	5.73
1897 09 21	Marche settentrionali	7	5.4
1898 06 27 23 38	Reatino	8	5.5
1898 08 25 16 37 4	Valnerina	7	5.03
1898 09 12 14 14 1	Valnerina	8	5.48
1904 11 17 05 02	Pistoiese	7	5.1
1915 01 13 06 52 4	Marsica	11	7.08
1916 11 16 06 35	Alto Reatino	8	5.5
1919 06 29 15 06 1	Mugello	10	6.38
1924 01 02 08 55 1	Senigallia	7-8	5.48
1930 07 23 00 08	Irpinia	10	6.67
1936 12 09 07 34	Caldarola	6-7	4.76
1943 01 16	Monti Sibillini	6-7	5.04
1943 10 03 08 28 2	Ascolano	8	5.67
1950 09 05 04 08	Gran Sasso	8	5.69
1951 09 01	Monti Sibillini	7	5.25
1979 09 19 21 35 3	Valnerina	8-9	5.83
1984 04 29 05 02 5	Umbria settentrionale	7	5.62
1984 05 07 17 50	Monti della Meta	8	5.86
1984 05 11 10 41 4	Monti della Meta	7	5.47
1997 09 26 00 33 1	Appennino umbro-marchigiano	7-8	5.66
1997 09 26 09 40 2	Appennino umbro-marchigiano	8-9	5.97
1997 10 03 08 55 2	Appennino umbro-marchigiano		5.22

¹⁸ INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, "No Title," n.d., <http://terremoti.ingv.it/it/>.

¹⁹ Zannoner Cristina Brugnara Rita, "Speciale Marche," Dipartimento della protezione Civile, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, 2014, <https://ingvterremoti.files.wordpress.com>.

1997 10 06 23 24 5	Appennino umbro-marchigiano	5.47
1997 10 14 15 23 1	Valnerina	5.62
1998 03 21 16 45 0	Appennino umbro-marchigiano	5
1998 03 26 16 26 1	Appennino umbro-marchigiano	5.26

Tabella 3-1 Bancadati dei terremoti storici che hanno provocato danni nel comune di Visso dalla metà del 1800 al 2006

Si può notare, anche grazie all'ausilio delle registrazioni delle intensità di magnitudo (Figura 3-1) che l'area di studio è una zona piuttosto attiva dal punto di vista sismico, con intensità massime che toccano i 7 gradi di magnitudo.

Eventi sismici successivi dall'ultima data rilevata dall'INGV possono essere attribuiti agli eventi riconducibili al terremoto avvenuto nella zona dell'Aquila del 6 aprile 2009 e quelli relativi agli eventi indagati in questo lavoro avvenuti tra Agosto e Ottobre 2016.

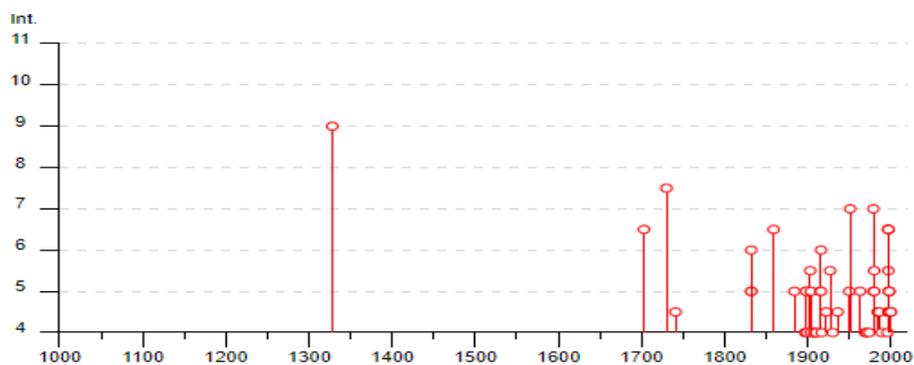


Figura 3-1 Storia della intensità di magnitudo osservate a Visso

Secondo gli studi dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nella Marche la sismicità più rilevante si concentra lungo la catena appenninica, proprio lungo la posizione occupata dal comune di Visso, che si trova ad un'altitudine di 607 m.s.m.m e al di sopra della catena montuosa dei Monti Sibillini (Figura 3-2); inoltre la sismicità recente è rilevata all'interno della fascia umbro-marchigiana nella province di Macerata e Perugia, iniziata il 4 settembre 1997 con un evento di magnitudo M_L 4.4 nell'area di Colfiorito (Foligno, Perugia), sfociati poi con le scosse più importanti del 26 settembre 1997 delle ore 11:40 (M_L 5.8 e M_W 6.0).



Figura 3-2 Localizzazione di Visso e dei principali sismi avvenuti nell'area negli ultimi 100 anni

3.2 Sciame sismico del 2016

3.2.1 1° sequenza sismica: 24 agosto 2016

Il *main shock* del 24 agosto si è verificato alle 3:36 italiane con epicentro in provincia di Rieti (i comuni più vicini ad esso sono stati Accumoli, Amatrice ed Arquata del Tronto) ed ha interessato anche le province di Perugia, Ascoli Piceno, L'Aquila e Teramo. Come rilevato dall'INGV, la magnitudo Richter del terremoto è stata di 6.0, mentre la magnitudo momento M_w è stata di 6.0 ; le profondità ipocentrali delle repliche sono state modeste, quasi tutte entro i primi 10 km (Figura 3-3).

Si riportano la cronologia degli eventi in ordine discendente delle scosse più importanti (M_w superiori a 4.0) dalla scossa più forte avvertita il 24 agosto dalle 03:36 fino alle ore successive (Tabella 3-2). In allegato si riportano tutte quelle avvertite (Allegato E – Sciame sismico del 24 agosto 2016).

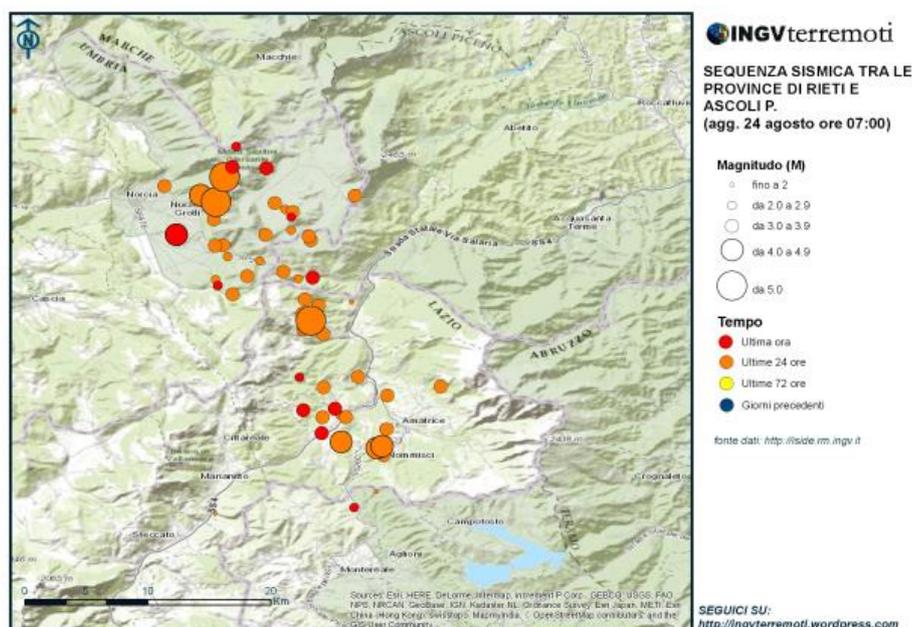


Figura 3-3 Sequenza sismica tra le province di Rieti e Ascoli Piceno al 24 agosto 2016

Ora (Italia)	Magnitudo	Zona	Profondità	Latit.	Longit.
05:40:10	Mw 4.1	4 km W Amatrice (RI)	11	42.61	13.24
04:33:28	Mw 5.3	5 km E Norcia (PG)	8	42.79	13.15
03:56:00	Mw 4.3	3 km SW Amatrice (RI)	8	42.60	13.28
03:37:26	ML 4.5	2 km N Accumoli (RI)	9	42.71	13.25
03:36:32	Mw 6.0	1 km W Accumoli (RI)	8	42.70	13.23

Tabella 3-2 Eventi sismici più importanti registrati in Italia il 24 agosto 2016

3.2.2 2° sequenza sismica: 26 ottobre 2016

Ad un mese dal primo evento analizzato si sono verificate due forti scosse, la prima di magnitudo Richter 5.4 alle ore 19:10 italiane, la seconda di 5.9 magnitudo Richter alle ore 21:18 italiane. Gli epicentri di tali scosse sono stati individuati dall'INGV tra Visso e Ussita, nella zona a confine tra Marche e Umbria (Figura 3-4).

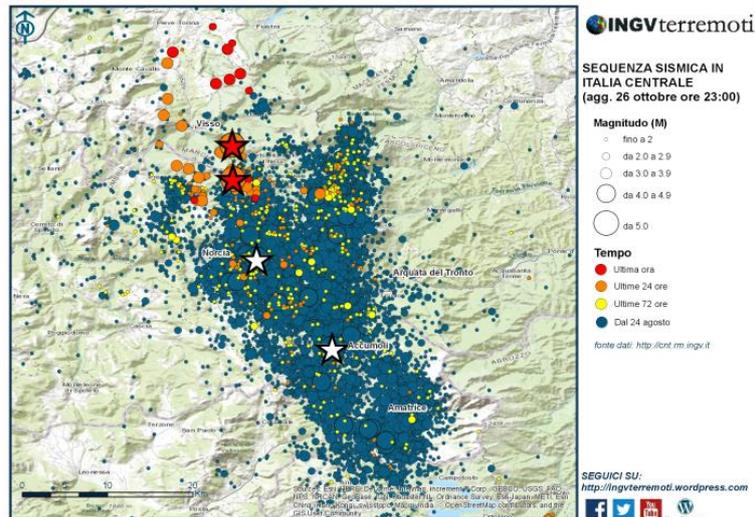


Figura 3-4 Sequenza sismica in Italia centrale al 26 ottobre 2016

3.2.3 3° sequenza sismica: 30 ottobre 2016

Alle ore 7:40 italiana una forte scossa di magnitudo momento M_W 6.5 si è verificata al confine tra Marche e Umbria, tra i comuni di Norcia e Preci; la magnitudo Richter relativa è stata di 6.1. Il meccanismo di innesco del terremoto è simile a quelli precedenti, con delle faglie orientate in senso SSE-NNO. Tutti gli eventi hanno avuto origine da faglie normali e superficiali (tra i 5 e i 9 km di profondità) (Figura 3-5).

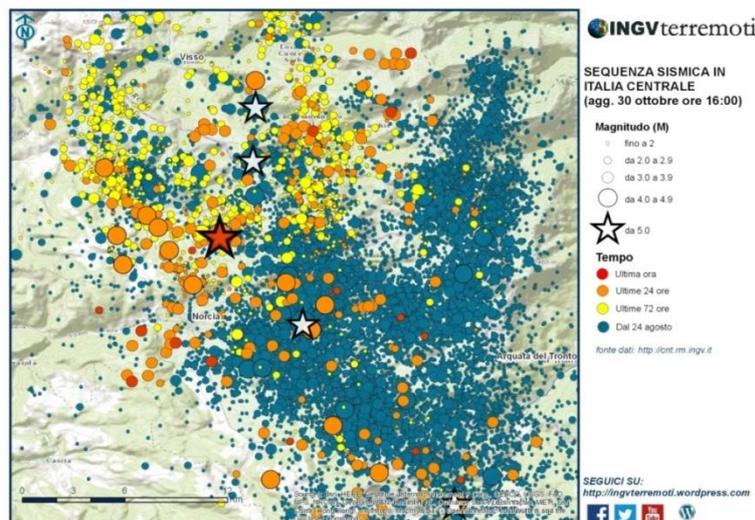


Figura 3-5 Sequenza sismica in Italia centrale al 30 ottobre 2016

3.3 Eventi sismici rilevati dal sistema di monitoraggio

Oltre al rilevamento per stazioni limitrofe all'area indagata si posseggono i rilevamenti relativi ai sensori posizionati all'interno della struttura costituenti la rete di monitoraggio già citata nei capitoli precedenti.

Tali segnali sono campionati a 250 Hz e dunque con un time step di 0.004 s per tutti i 4 eventi sismici considerati. Per semplicità si riportano gli accelerogrammi relativi ai sensori 21 e 22 posti alla base della struttura, nelle direzioni x e y (trascurando la direzione verticale). La procedura che porta alla rappresentazione dei segnali deriva dalla pulizia dei dati filtrati mediante un filtro passa-basso Butterworth.

Data	Ora	Magnitudo Richter	Epicentro
24 agosto	3:36	6.0	Accumoli/Arquata del Tronto (RI/AP)
26 ottobre	19:10	5.4	Visso/Ussita (MC)
26 ottobre	21:18	5.9	Visso/Ussita (MC)
30 ottobre	7:40	6.1	Norcia/Preci (PG)

Tabella 3-3 Caratteristiche dei main shock più importanti avvenuti nel Centro Italia fra il 24 agosto ed il 30 ottobre 2016 rilevati dai sensori all'interno dell'edificio

Si può notare, confrontando le 4 scosse più importanti, che l'evento di data 26 ottobre è stato l'evento con caratteristiche più distruttive dei 4 indagati, sia per la magnitudo (Tabella 3-3) sia per l'accelerazione di picco al suolo rilevata dal sensore (Figura 3-6).

Osservando i quattro accelerogrammi riportati nella stessa scala si nota che le accelerazioni cui la struttura è stata durante i quattro eventi sismici sono paragonabili fra loro in termini di intensità, tuttavia la seconda scossa del 26 ottobre e quella del 30 ottobre 2016 hanno mantenuto un certo livello di intensità per un periodo di tempo più lungo. Inoltre per valutare l'incidenza di tale eventi può essere monitorata la PGA (*peak ground acceleration*) ovvero il valore di massima accelerazione rilevato: confrontando i dati acquisiti dalla rete di monitoraggio installata nell'edificio in Visso e le stazioni limitrofe al Comune (Preci e Castelsantangelo) si nota che l'evento più gravoso in termini di PGA è stato il secondo avvenuto il 26 ottobre 2016, quello delle 21:18 (Tabella 3-4).

Data Evento	Magnitudo MI	Registrazioni stazioni INGV				Registrazioni sistema di monitoraggio
		Preci (INGV)		Castelsantangelo (INGV)		Visso (sistema di monitoraggio)
		Distanza epicentrale [km]	PGA	Distanza epicentrale [km]	PGA	PGA
24 agosto 2016, 3:36	6.0	-	-	-	-	0.3337
26 ottobre 2016, 19:10	5.4	8.2	0.2178	0	0.5565	0.2945
26 ottobre 2016, 21:18	5.9	8.8	0.2768	3.1	0.5430	0.4758
30 ottobre 2016, 16:40	6.1	7.9	0.3094	7	0.446	0.3012

Tabella 3-4 Valori di PGA rilevati dalle stazioni INGV e dalla rete di monitoraggio

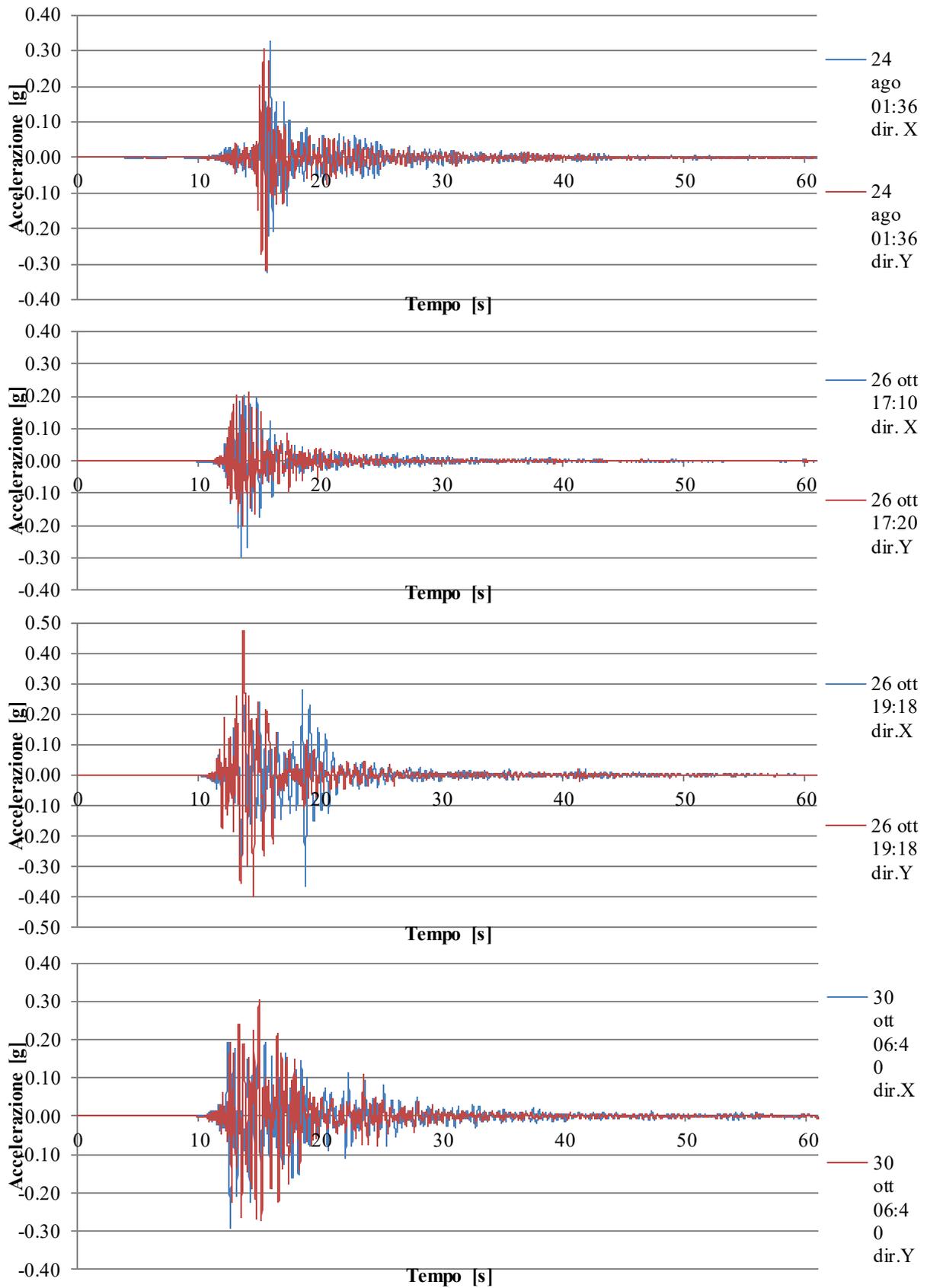


Figura 3-6 Accelerogrammi nelle direzioni X e Y relativi ai sensori 21 e 22 per i 4 sismi considerati

3.4 Spettri elastici e caratteristiche dello sciame sismico

Per sottolineare ulteriormente l'intensità degli eventi verificati, in particolar modo l'ultimo, verrà confrontato lo spettro di normativa relativo al sito di Visso con quelli relativi alle registrazioni acquisite dalla rete di monitoraggio.

Gli shock sismici più importanti si sono verificati il 24.08.2016 e il 26-30.10.2016. Le distanze epicentrali degli shock non sono distanti dal comune di Visso: la sequenza del 30 ottobre ha particolarmente danneggiato la struttura. Al fine di comprendere l'evoluzione del danno è utile osservare gli spettri di risposta di 4 accelerogrammi, registrati rispettivamente dai sensori posizionati nella struttura (Figura 3-7) e poi da registrazioni al suolo (Figura 3-8) ricavate dai dati di una stazione della rete ITACA di Norcia (bancadati degli accelerogrammi dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia)²⁰ in una zona molto prossima a quella del comune di Visso: confrontando questi spettri con lo spettro di risposta di normativa NTC 2008 relativa al sito di Visso si evincerà che le scosse avvenute tra il 24 agosto e il 30 ottobre rappresentano eventi molto distruttivi e importanti.

E' utile ricordare che la scelta della stazione delle letture degli accelerogrammi è avvenuta nella stazione di Norcia e fa riferimento ad una categoria di sottosuolo di tipologia B come quella della struttura in esame, mentre l'individuazione dello spettro da normativa NTC 2008 è stata eseguita tramite il foglio di calcolo del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, inserendo coordinate geografiche dell'edificio in esame, vita nominale fissata a 50 anni e la classe d'uso dell'edificio di tipo IV, ovvero "costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi"; infine si utilizza uno smorzamento pari al 5%.

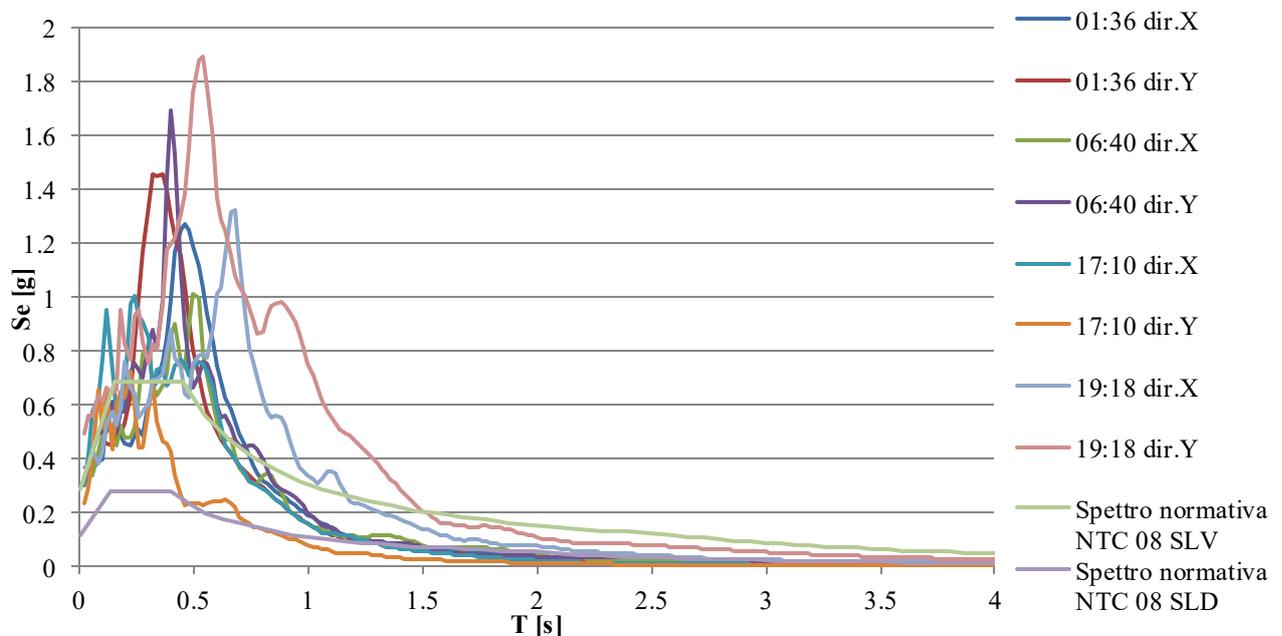


Figura 3-7 Spetto di risposta NTC 08 di stato limite SLV e SLD con gli accelerogrammi relativi alle letture di un sensore posizionato alla base della struttura

²⁰ "ITACA - Italian Accelerometric Archive, INGV," n.d., <http://itaca.mi.ingv.it>.

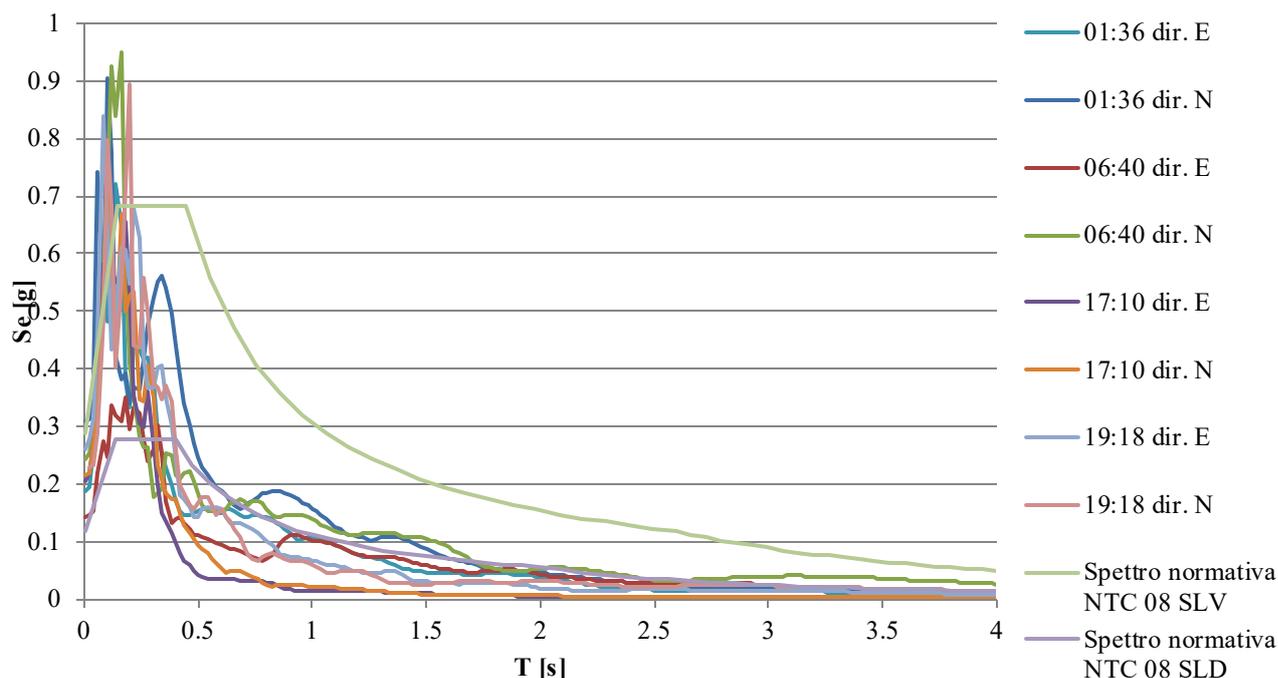


Figura 3-8 Spetto di risposta NTC 08 di stato limite SLV e SLD confrontato con gli accelerogrammi rilevati nella stazione di Norcia su sottosuolo di categoria B

E' facile notare come per entrambe le configurazioni viene superato lo spettro di riferimento per il sito del comune di Visso, che ha un valore massimo di accelerazione al per il sito pari a 0.322 g; l'evento di intensità massima registrato è stato di circa 1.5 volte superiore rispetto al terremoto di progetto previsto dalle NTC2008 in termini di accelerazione di picco al suolo. Inoltre sia per la componente orizzontale sia per quella verticale le amplificazioni in corrispondenza del plateau sono state decisamente superiori rispetto al sisma di progetto: mediamente il valore di S_e risulta essere pari almeno al doppio del valore del plateau.

E' utile osservare come la presenza del terreno di confinamento e dunque possibili fenomeni di amplificazione stratigrafica e topografica fa sì che lo spettro di accelerazione sia superiore rispetto alla situazione di free field.

3.5 Complesso architettonico post-sisma

A seguito dello sciame sismico che ha colpito Marche, Abruzzo ed Umbria del 2016 l'edificio ha subito un grave danneggiamento strutturale che ne ha causato la sua chiusura per inagibilità.

In data 27.06.2017 è stato effettuato un sopralluogo da parte di alcuni dottorandi del Politecnico di Torino²¹, che hanno portato ad una indagine visiva del danno avvenuto nella scuola. Inoltre si avranno anche informazioni della scheda AeDES (scheda di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica).

Successivamente si dividerà l'indagine effettuata tra i dati visivi relativi alla parte esterna dell'edificio e poi quella interna, allegando in dettaglio la posizione relativi alle foto effettuate.

Dalla documentazione fotografica risulta che la scossa è stata significativa già con l'evento del 24.08.2016, con un danneggiamento ulteriore il 26.10.2016, col quale si sono attivati meccanismi locali fuori dal piano. Dagli accelerogrammi e dalle registrazioni invece si nota che l'intensità dell'evento del 26 ottobre è stata decisamente superiore a quella di agosto, decisamente superiore rispetto allo spettro di progetto: questo ha fatto sì che la struttura, già danneggiata per gli eventi passati, non abbia resistito e abbia avuto dei crolli locali.

In seguito ai tre eventi sismici si va ad analizzare la situazione dei danni che si è rilevata nel mese di dicembre del 2016, differenziando i danni strutturali da quelli non strutturali.

3.5.1 Analisi dei danni in seguito al 24 agosto 2016

I dati digitali mettono in evidenza che a seguito di tale evento alle strutture verticali fosse stato registrato un danno lieve, mentre ai solai e alle scale con estensione del danno compresa si osservava qualche lesione di discreta entità (Figura 3-10). Non si era ancora attivato alcun meccanismo di ribaltamento fuori piano ed esternamente non si notavano meccanismi particolarmente degni di rilievo (Figura 3-9).



Figura 3-9 Stato del danneggiamento esterno dopo il 24 agosto 2016

²¹ Politecnico di Torino - DISEG and Edile e Geotecnica Dipartimento di Ingegneria Strutturale, "Documentazione Fotografica Relativa Al Danno Avvenuto Nella Scuola Elementare e Materna 'Pietro Capuzi' in Visso," 2016.



Figura 3-10 Stato del danneggiamento interno dopo il 24 agosto 2016

3.5.2 Analisi dei danni dopo gli eventi sismici di Ottobre 2016

Dal sopralluogo effettuato in data 08.12.2016 si può tracciare un quadro globale dei danni e delle lesioni rilevate (Figura 3-11, Figura 3-12, Figura 3-13); si evidenziano importanti danni agli elementi strutturali, estesi ad entrambi i piani e localizzati principalmente nei maschi murari; inoltre crolli estesi coinvolgono parte delle murature perimetrali del piano primo e del solaio di sottotetto conseguenza dell'attivazione di un meccanismo di ribaltamento fuori piano.

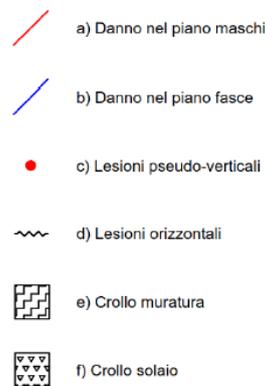


Figura 3-11 Legenda - Tipologia del danno

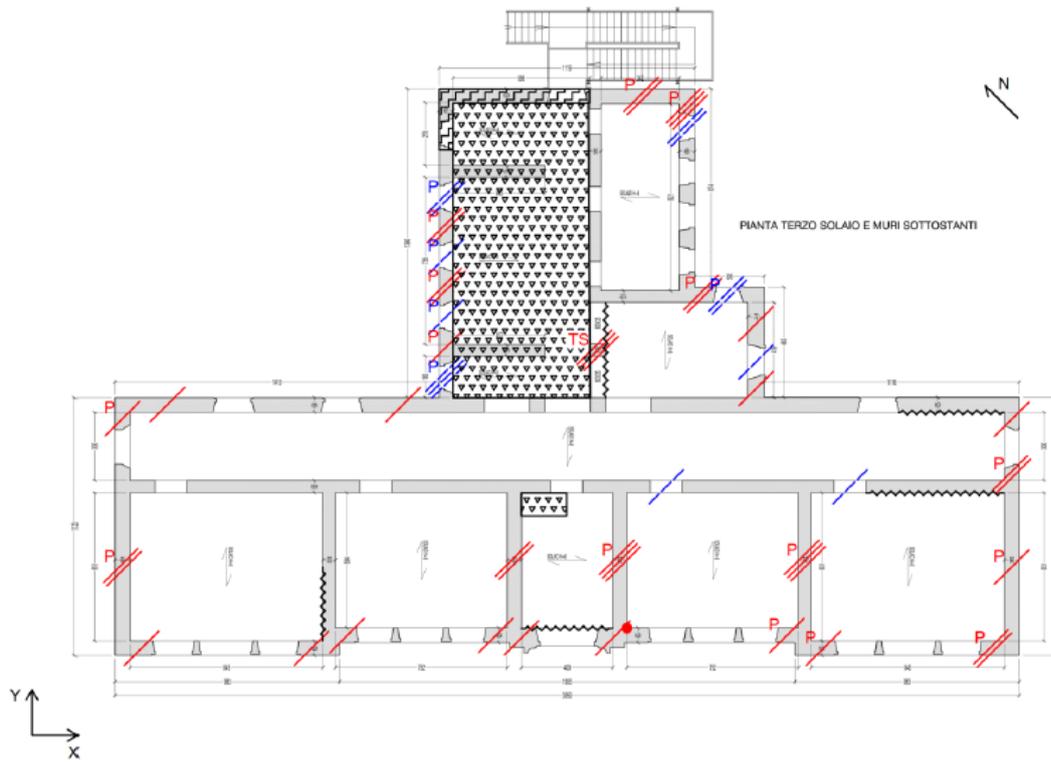


Figura 3-12 Quadro del danno al piano terra

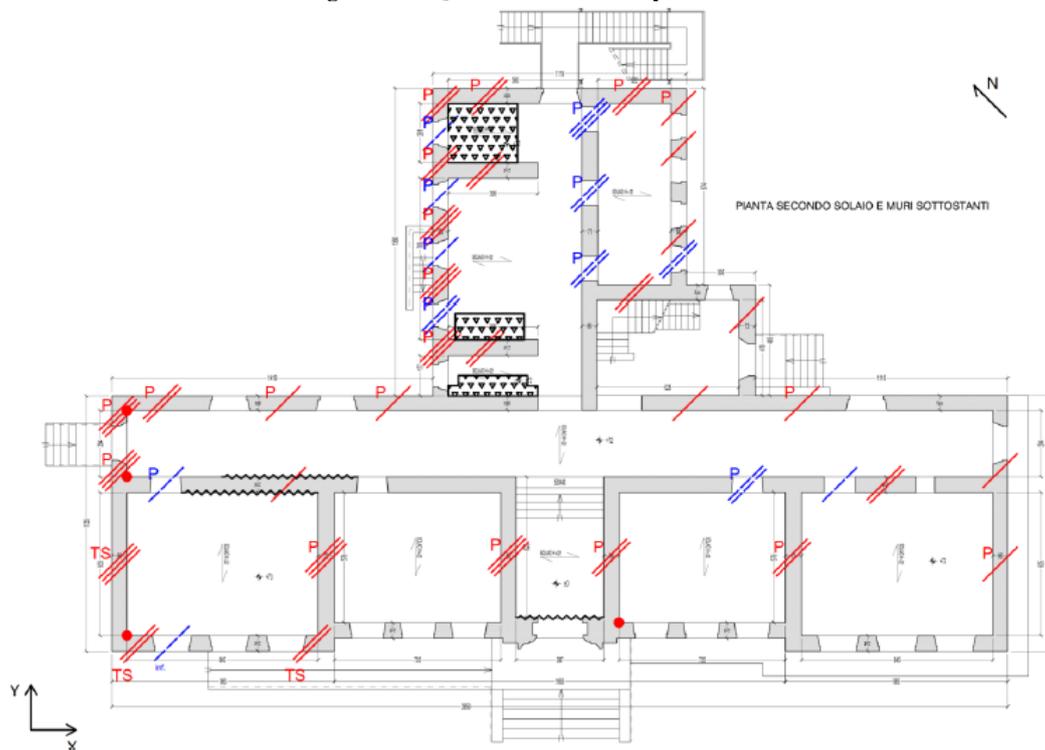


Figura 3-13 Quadro del danno al primo piano

Si distinguono i danni osservati per le varie parti della struttura:

- danni e crolli nella parte esterna;

Si rilevano globalmente danneggiamenti importanti nella parte esterna dell'edificio (Figura 3-14). Il danno più rilevante osservato è relativo alla parte Nord-Est della scuola: qui si può osservare il crollo del muro di sottotetto e di quello sottostante al primo piano; tale meccanismo può essere associato ad un cinematismo di collasso dovuto all'effetto spingente dei puntoni della copertura.

Lesioni più diffuse si osservano al piano rialzato nella parte Nord-Ovest dell'ala nord: qui le lesioni sono fessure a taglio classiche di eventi sismici per pareti sollecitate nel loro piano; le lesioni interessano i maschi murari, mentre nelle altre parti esterne dell'edificio tali lesioni sono meno accentuate.



Figura 3-14 Stato di danneggiamento esterno dopo gli eventi di Ottobre 2016

- danni e crolli nella parte interna;

All'interno delle classi del piano rialzato nel blocco principale si osservano lesioni che interessano i muri portanti interni (Figura 3-15); le lesioni interessano anche gli architravi al di sopra delle finestre e sono di entità grave (Figura 3-16).



Figura 3-15 Lesioni interne che interessano i muri portanti



Figura 3-16 Lesioni interne all'edificio che interessano gli architravi

Lungo i corridoi interni si notano distaccamenti dei controsoffitti e talvolta crolli locali dei laterizi del solaio soprastante (Figura 3-17); lesioni gravi interessano tutto il vano scale, in particolar modo le giunzioni tra i muri portanti limitrofi e i pianerottoli delle scale.



Figura 3-17 Lesioni osservate nel corridoio del primo piano: a sinistra si osserva un distacco del controsoffitto con crollo locale del laterizio del solaio del piano superiore, a destra una vista longitudinale del corridoio

3.5.3 Danni agli elementi strutturali

Si distinguono diverse tipologie di danno:

- nel piano dei maschi murari (gli elementi portanti verticali);
- nel piano delle fasce murarie (le porzioni di muratura comprese tra aperture allineate verticalmente);
- lesioni verticali al contatto tra murature ortogonali (potenziali indicatori di scarsa qualità degli ammorsamenti);
- lesioni orizzontali nei solai, in particolare da scorrimento;
- crolli di porzioni murarie conseguenti all'attivazione di meccanismi fuori dal piano;
- crolli localizzati nei solai.

In particolare emerge quanto segue. Al piano terra:

- la quasi totalità dei maschi interni direzionati lungo Y presenta un quadro del danno da grave a gravissimo, con fessure diagonali passanti e di notevole ampiezza che

evidenziano una risposta prevalente a taglio (Figura 3-18). In direzione X si rilevano danneggiamenti significativi ma contenuti;

- le fasce di piano risultano gravemente danneggiate;
- gravi lesioni pseudo-verticali nell'ala NO lungo i cantonali e all'interfaccia tra la muratura perimetrale e quella che separa aule e corridoio denotano un ammorsamento tra le pareti scadente in quella zona (Figura 3-19);
- una fessura attraversa il corridoio con riferimento al solaio di calpestio dell'ala NO del corpo principale;
- fessure sub-orizzontali di lieve entità sono rilevate all'interfaccia con le murature interne con riferimento al solaio superiore (piano rialzato) ; esternamente alla facciata una fessura sub-orizzontale corre dal cantonale occidentale all'ingresso;
- le pareti che insistono sul corpo scala sono interessate da alcune lesioni in particolare in corrispondenza delle discontinuità murarie (Figura 3-20).

In definitiva il livello di danno complessivo al piano terra può essere definito come grave, con lesioni diagonali passanti nei maschi murari che interessano il 50% circa della superficie totale delle strutture portanti.



Figura 3-18 Lesioni a taglio per fessurazione diagonale nei maschi del piano terra in direzione Y



Figura 3-19 Lesioni a taglio e a pressoflessione nei maschi murari dell'ala nord



Figura 3-20 Dettagli delle lesioni nel corpo scala

Al piano primo invece si possono osservare:

- i maschi risultano gravemente danneggiati in direzione Y, in direzione X lievemente danneggiati.
Lesioni a taglio diagonali nei maschi murari interessano il corpo nell'ala a NO e NE; inoltre, in corrispondenza del cantonale, è presente un crollo esteso della muratura portante e del cordolo in c.a., espulsi verso l'esterno sino all'imposta della copertura. Sempre nella stessa zona sul lato S-E sono presenti lesioni nel piano nei maschi riconducibili ad un meccanismo per pressoflessione.
Nel prospetto principale sono presenti lesioni di media entità in particolare concentrate nelle sezioni di estremità dei maschi murari che poi proseguono nelle regioni di nodo adiacenti;
- lesioni di lieve entità nel corpo principale della struttura (parte orizzontale), in modo grave ed esteso nel corpo superiore a NO;
- alcune lesioni pseudo-verticali all'interfaccia tra la muratura perimetrale e quella dei maschi in direzione Y;
- crolli localizzati al solaio di calpestio (Figura 3-21) interessano il vano alla sommità delle scale e anche il solaio di sottotetto;
- lesioni lungo le longherine presenti sulla quasi totalità della superficie con riferimento al solaio superiore, un crollo esteso che coinvolge almeno il 30% della superficie dell'ala a NO e un crollo localizzato nell'aula centrale del corpo principale. In facciata si rilevano inoltre lesioni sub-orizzontali all'altezza del solaio.

Il livello di danno complessivo al piano primo risulta gravissimo, in ragione dei crolli che hanno interessato gli orizzontamenti e le strutture verticali e delle lesioni nel piano che interessano più del 30% della superficie degli elementi portanti verticali.



Figura 3-21 Crollo del solaio di calpestio del primo piano

3.5.4 Danni agli elementi non strutturali

Si evidenziano danni agli elementi non strutturali nelle tramezzature interne nei locali bagni ; si osserva inoltre che tale numero è molto limitato, tipica caratteristica delle strutture in muratura. Molti rilevanti risultano essere i distacchi degli intonaci, sia di pareti portanti che di finitura inferiore dei solai.

4 Modellazione agli Elementi Finiti

In questa fase si procede alla modellazione agli elementi finiti mediante il software Ansys. Nel lavoro è stata utilizzata la versione accademica di Ansys 17.2 distribuito da ANSYS²².

In prima battuta si sceglie di scartare l'analisi del modello tridimensionale poiché risulta troppo complessa ai fini del risultato. Viene effettuata dunque una modellazione tramite elementi Shell degli orizzontamenti e degli elementi verticali giacenti nella propria linea media; a tali elementi verranno assegnati una certa densità, modulo elastico e coefficiente di Poisson derivanti dalle prove effettuate in situ. In seguito verranno aggiunti vincoli ed elementi COMBIN14, elementi di linea monodimensionali che vanno a modellare molle di Winkler, che serviranno per simulare il terreno di ricoprimento del piano interrato.

Il software effettua automaticamente l'analisi computazionale per quanto riguarda l'azione dovuta ai pesi propri degli elementi; oltre a considerare i pesi propri, si aggiungono all'analisi quelli relativi ai carichi secondari quali tramezzi, controsoffittature, travi, infissi e pesi ulteriori relativi ai bagni.

In una fase successiva si sceglie di utilizzare un modulo elastico dimezzato per gli elementi in muratura per simulare la situazione fessurata della struttura: questa situazione descrive al meglio il comportamento della muratura sotto azioni sismiche. Si vedrà inoltre che si partirà da un'ipotesi iniziale abbastanza importante in quanto il materiale relativo alla muratura viene definito attraverso un materiale omogeneo, isotropo e con legge costitutiva a comportamento lineare.

Infine si aggiunge che nella modellazione delle pareti murarie sono stati distinti i maschi murari e le fasce di piano, attribuendo loro caratteristiche di spessore, modulo elastico e densità differenti, per simulare al meglio la situazione reale. L'accoppiamento fra questi ultimi è fondamentale nel modello di risposta a parete e dunque della capacità resistente dell'intera struttura. La continuità degli elementi verticali con gli orizzontamenti è assicurata dalla sovrapposizione dei punti utilizzati per la creazione degli stessi: l'uso degli stessi punti nelle zone di sovrapposizione dei gusci assicura la capacità di accoppiamento degli elementi verticali ai solai e dunque la trasmissione dei carichi .

Poiché non si hanno a disposizione informazioni ulteriori, gli elementi verticali del piano rialzato vengono prolungati alla stessa quota di quelli del piano interrato.

4.1 Elementi utilizzati nella modellazione

Per la modellazione all'interno del software sono state utilizzate due tipologie di elementi :

²² Engineering Simulation & 3D Design Software ANSYS, "No Title," n.d., <https://www.ansys.com/>.

- SHELL181: adatto per l'analisi di strutture a gusci sottili o moderatamente spesse. È un elemento a quattro nodi con sei gradi di libertà su ciascun nodo (Figura 4-1): traslazioni nelle direzioni x , y e z e rotazioni attorno agli assi x , y e z ; è inoltre adatto per applicazioni lineari, grandi rotazioni e / o grandi deformazioni. Il cambiamento nello spessore della shell è rappresentato nelle analisi non lineari. Nel dominio degli elementi sono supportati sia schemi di integrazione completi che ridotti. Lo "SHELL181" tiene conto degli effetti delle pressioni distribuite. L'accuratezza nella modellazione di gusci compositi è governata dalla teoria della deformazione di taglio del primo ordine (teoria dei gusci di Mindlin-Reissner);

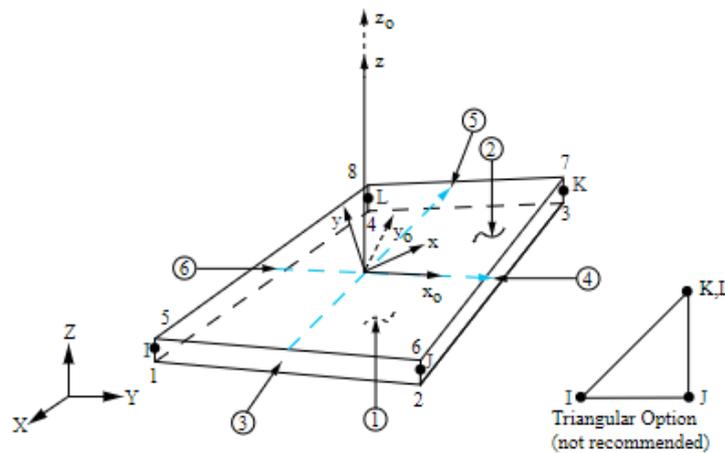


Figura 4-1 Modellazione di un elemento SHELL181 all'interno di Ansys.

- COMBIN14: adatto per analisi longitudinale o torsionale e applicazioni a una, due o tre dimensioni. L'opzione dell'ammortizzatore a molla longitudinale è un elemento di compressione-tensione monoassiale con fino a tre gradi di libertà su ciascun nodo (Figura 4-2): traslazioni nelle direzioni nodali x , y e z . Non è prevista alcuna flessione o torsione. L'opzione smorzatore di molle torsionale è un elemento puramente rotazionale con tre gradi di libertà su ciascun nodo: rotazioni attorno agli assi nodali x , y e z . Non sono considerati carichi flettenti o assiali. L'elemento molla-smorzatore non ha generalmente massa. La molla o la capacità di smorzamento possono essere rimosse dall'elemento.

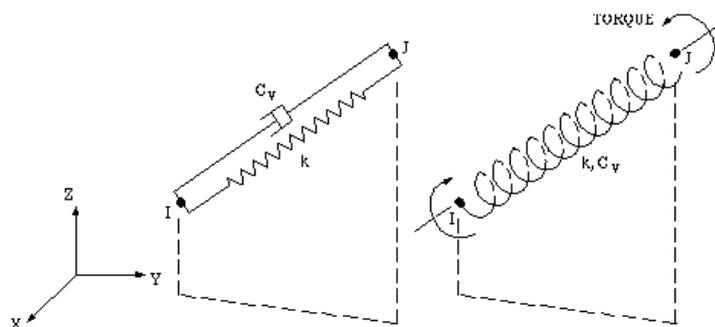


Figura 4-2 Modellazione di un elemento COMBIN14 all'interno di Ansys.

4.1.1 Elementi strutturali: proprietà meccaniche

Dalle prove riportate nei capitoli precedenti (Prova con martinetti doppi) ed in allegato successivamente (Allegato C - Martinetti doppi) si evincono, per ogni tipologia di elemento, le proprietà meccaniche di seguito riportate.

Infine si vira la scelta sul valore medio dei valori tabulati riguardanti il modulo elastico degli elementi in esame.

- MUR1: il valore del modulo elastico ricavato sperimentalmente $E=1733 \text{ N/mm}^2$ e il rilievo visivo della tessitura muraria appaiono coerenti con la tipologia di “*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*” della Tabella C8A.2.1 della Circolare 2/02/2009 n. 617 (Tabella 4-1).

Tipologia di muratura		Resistenza a compressione f_m [N/cm ²]	Resistenza di taglio τ_0 [N/cm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Modulo di taglio G [N/mm ²]	Peso specifico W [kN/m ³]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Min	260	5.6	1500	500	21
	Med	320	6.5	1740	580	
	Max	380	7.4	1980	660	

Tabella 4-1 Caratteristiche meccaniche della muratura MUR1

- MUR2: il rilievo visivo della tessitura muraria sono coerenti con la tipologia di “*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*” della Tabella C8A.2.1 della Circolare 2/02/2009 n. 617 (Tabella 4-2). Dunque si prenderà un valore medio pari a $E=1500 \text{ N/mm}^2$.

Tipologia di muratura		Resistenza a compressione f_m [N/cm ²]	Resistenza di taglio τ_0 [N/cm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Modulo di taglio G [N/mm ²]	Peso specifico W [kN/m ³]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Min	240	6.0	1200	400	18
	Med	320	7.6	1500	500	
	Max	400	9.2	1800	600	

Tabella 4-2 Caratteristiche meccaniche della muratura MUR2

- MURCONS: muratura con interventi di consolidamento dovuti ad iniezioni di malta; poiché è dubbia l'effettiva efficacia di tali operazioni, si opta per la scelta dei parametri di partenza, ovvero gli stessi citati per il “MUR1”.

Dalla relazione inversa tra modulo elastico e modulo di taglio della teoria dell'elasticità viene stimato il coefficiente di Poisson per gli elementi verticali:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 4-1$$

Poiché il valore ottenuto è pari a 0.5 (materiale incompressibile), si sceglie l'uso di $\nu=0.45$.

- SOL1: soletta armata in calcestruzzo di circa 6 cm di spessore che scarica direttamente a terra (Tabella 4-3).

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Altezza equivalente h [cm]
2500	3E+10	0.25	6

Tabella 4-3 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL1

Passando agli orizzontamenti SOL2, SOL2_S e SOL3 si sottolinea che le loro caratteristiche, poiché composti di materiali eterogenei, sono state valutate considerando un guscio isotropo equivalente avente la stessa rigidezza flessionale, rigidezza assiale e peso²³ (Figura 4-3).

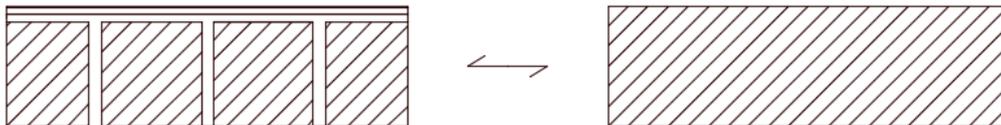


Figura 4-3 Equivalenza di peso, rigidezza flessionale e rigidezza assiale fra la stratigrafia di piano rilevata ed il guscio equivalente, assunto isotropo ed omogeneo

Le relazioni sfruttate sono le seguenti:

Equivalenza di peso:

$$\sum \gamma_i \cdot A_i = \gamma \cdot b \cdot h \quad 4-2$$

Equivalenza di rigidezza flessionale:

$$\sqrt{\sum (E_i \cdot J_{xi}) \cdot \sum (E_i \cdot J_{yi})} = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \cdot E \quad 4-3$$

Equivalenza di rigidezza assiale:

$$\sqrt{\sum (E_i \cdot A_{xi}) \cdot \sum (E_i \cdot A_{yi})} = b \cdot h \cdot E \quad 4-4$$

Dove:

- γ_i = densità elemento i-esimo;
- A_i = area elemento i-esimo;
- γ = densità del guscio equivalente;

²³ Alberto Carpinteri, *Scienza Delle Costruzioni 2*, ed. Pitagora (1992, 1992).

- b = base del guscio equivalente;
- h = altezza del guscio equivalente;
- E_i = modulo elastico i-esimo;
- J_{xi} = momento d'inerzia dell'elemento i-esimo in direzione x ;
- J_{yi} = momento d'inerzia dell'elemento i-esimo in direzione y ;
- E = modulo elastico del guscio equivalente;
- A_{xi} = area dell'elemento i-esimo in direzione x ;
- A_{yi} = area dell'elemento i-esimo in direzione y .

Dunque si avranno gli orizzontamenti:

- SOL2: solaio in latero-cemento a doppia orditura formato da travetti (8x17 cm) armati con 1 o 2 ferri $\phi = 8/10$ mm, laterizi forati (32x17 cm), soletta in cls armata di altezza 5 cm, sottofondo di 2.5 cm e finiture superiore di 2.5 cm e inferiore 2 cm per uno spessore totale di 35 cm circa. L'interasse dei travetti è di 40 cm (Tabella 4-4);

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Altezza equivalente h [cm]
1575	1.17E+10	0.25	29.5

Tabella 4-4 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL2

- SOL2_S : solaio in latero-cemento a singola orditura, con stratigrafia analoga a SOL2; l'interasse dei travetti è di 30 cm (Tabella 4-5);

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Altezza equivalente h [cm]
1610	1.07E+10	0.25	30.15

Tabella 4-5 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL2_S

- SOL3: solaio di sottotetto in profilati NP140 di altezza 8 cm ad interasse di 100 cm e laterizio forato (Tabella 4-6);

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Altezza equivalente h [cm]
1030	1.1E+10	0.25	18.25

Tabella 4-6 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL3

- SOL4 (copertura): la copertura è stata modellata con una lastra di calcestruzzo di 6 cm, mentre il restante contributo dato da arcarecci, tavelloni e coppi è stato considerato come un carico distribuito applicato al solaio di sottotetto (Tabella 4-7);

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Altezza equivalente h [cm]
2500	3E+10	0.25	6

Tabella 4-7 Caratteristiche meccaniche della copertura

- Scale: le scale che corrono dal piano seminterrato al primo piano sono costituiti da cemento armato di spessore 17.5 cm circa (Tabella 4-8);

Densità γ [kg/m ³]	Modulo elastico E [N/m ²]	Coeff. di Poisson ν [-]	Spessore s [cm]
2500	3E+10	0.2	17.5

Tabella 4-8 Caratteristiche meccaniche delle scale dell'edificio

- Fondazione: essa non viene strutturata all'interno della modellazione agli elementi finiti.

4.1.2 Elementi non strutturali: proprietà meccaniche

Oltre gli elementi strutturali si è scelto di modellare, in alcune configurazioni, molle di Winkler che vanno a simulare la presenza del terreno che circonda il piano seminterrato²⁴.

Per simulare la presenza laterale del terreno, per ogni tratto di muro e per un passo arbitrario scelto pari a 1 metro (sia in altezza che in larghezza) vengono posizionate sul muro delle molle avente una rigidezza assegnata e vincolate da una cerniera dal lato libero. Una volta calcolato l'andamento analitico, la presenza del terreno verrà modellata da molle distribuite per unità di lunghezza a molle concentrate puntualmente.

La rigidezza, crescente con la profondità da 0 (alla quota del piano campagna) a 0.25 daN/cm² (alla base), viene calcolata mediante le seguenti formulazioni:

$$k_W(z) = 0.25 \frac{z}{H} \quad 4-5$$

$$k_{lat.}(z) = k_W(z) \cdot \Delta l \cdot \Delta z \quad 4-6$$

Dove:

- $k_W(z)$ = rigidezza della molla per unità di superficie;
- z = profondità i -esima di riferimento;
- H = altezza totale del muro;
- $k_{lat.}(z)$ = rigidezza della molla concentrata;
- Δl = passo orizzontale delle molle concentrate, nella fattispecie è stato utilizzato un passo di 100 cm;
- Δz = passo verticale delle molle concentrate, nella fattispecie è stato utilizzato un passo di 100 cm.

²⁴ “[Geotecnica] Fondazioni - Lancellotta Calavera - Mcgraw Hill,” accessed June 25, 2018, <https://www.scribd.com/doc/135377643/Geotecnica-Fondazioni-Lancellotta-Calavera-Mcgraw-Hill>.

Quando il terreno è presente da ambo i lati del muro, le rigidzze si sommeranno per la molla agente sul medesimo punto.

Oltre alla presenza del terreno laterale si sono utilizzate anche altre tipologie di molle, ovvero quelle relative al possibile contributo dovuto all'interazione terreno-struttura, rispettivamente al contributo attritivo dovuto rispettivamente alla scorrimento tra fondazione e struttura e struttura e terreno laterale. Per la loro stima si è ricorso a formulazioni piuttosto semplici, ipotizzando come frazioni percentuali di un carico distribuito al livello di fondazione.

Assumendo un carico medio al livello della fondazione di 2 kg/cm^3 , allora:

$$k_v = Q \cdot \Delta l \cdot 2L \quad 4-7$$

Dove:

k_v = rigidzza della molla al piano di fondazione per unità di superficie, in direzione verticale;

Q = carico distribuito al livello della fondazione di 2 kg/cm^3 ;

Δl = passo orizzontale delle molle concentrate di 100 cm;

L = larghezza della fondazione.

Considerando invece il contributo dovuto all'attrito fra struttura e terreno, le conseguenti molle saranno distribuite come coppie di rigidzze agenti nelle direzioni X e Y computando tali valori come una percentuale della rigidzza agente al piano di fondazione.

Si sono utilizzate le seguenti relazioni, dove i pedici 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente alla quota del piano seminterrato e quella del piano rialzato:

$$k_{1,x} = k_{1,y} = \alpha \cdot \eta \quad 4-8$$

Dove:

α = percentuale di rigidzza rispetto alla $\sum k_v$, ovvero rispetto alla rigidzza agente in fondazione (si assume una percentuale pari al 50%);

$\eta = \frac{\sum k_v}{n_{K1x}} = \eta = \frac{\sum k_v}{n_{K1y}}$ rigidzza calcolata per ogni singola coppia;

$n_{K1x} = n_{K1y}$ = numero di molle orizzontali che si andranno a posizionare (nella fattispecie 26 in direzione x e 26 un direzione y);

$\sum k_v$ = rigidzza totale agente al piano di fondazione dovute alle cedevolezze verticali.

$$k_{2,i} = \mu \cdot A_i \quad 4-9$$

Dove:

- $k_{1,i}$ = rigidzza della molla dell'area i-esima, in direzione x o y;

- $\mu = \frac{\sum k_v}{f \cdot \sum A}$ fattore di ripartizione della rigidità elastica;
- A_i = area d'influenza relativa a ciascuna coppia di molle;
- $\sum k_v$ = rigidità totale agente al piano di fondazione dovute alle cedevolezze verticali;
- f = percentuale di rigidità rispetto alla sopra espressa $\sum k_v$ (assunta pari al 20% rispetto alla rigidità totale agente al piano di fondazione);
- $\sum A$ = sommatoria dell'area su cui agiscono tali molle, ovvero l'intera impronta di fondazione.

Infine si ricapitolano i parametri relativi alle costanti elastiche utilizzate (Tabella 4-9).

Parametro	Descrizione	Tipologia parametro
$k_{lat.}$	Ricoprimento di terreno dal livello di fondazione a quello del piano rialzato	Costante
k_1	Componente attritiva tra fondazione e terreno, in direzione x ed y	Variabile
k_2	Componente attritiva fra terreno laterale e struttura	Variabile

Tabella 4-9 Parametri delle costanti elastiche utilizzate nella simulazione

Data l'incertezza dell'effettiva interazione terreno-struttura sono state utilizzate formulazioni piuttosto semplici con parametri variabili all'interno di un *range*. Nei paragrafi successivi verrà affrontato il problema relativo alle iterazioni e alla variabilità di tali parametri.

4.1.3 Carichi non strutturali

Per il calcolo delle masse dovute agli elementi non strutturali vengono presi in considerazione i seguenti carichi:

- tramezzi in cartongesso, non considerati nel modello strutturale;
- travi in legno presenti nel sottotetto;
- coppi e listelli della copertura, non considerati ai fini strutturali nella modellazione della stessa e applicati alla quota del sottotetto;
- controsoffittature, considerati arbitrariamente come pannelli in gesso;
- elementi scolastici quali banchi, cattedre, sedie, ecc, avente un peso non trascurabile essendo una scuola con un numero elevato di aule;
- elementi ceramici costituenti in prevalenza le stanze occupate dai bagni;
- infissi composti da porte e finestre.

Per i carichi non soggetti a prove sono stati adottati densità e pesi specifici da letteratura.

Si riportano tabulati i pesi specifici degli elementi sopra citati e i carichi distribuiti associati (Tabella 4-10).

Carichi [kN/m ²]			
Piano rialzato	Primo piano	Sottotetto	Copertura
700	700	600	900

Tabella 4-10 Entità dei carichi non strutturali

4.1.4 Vincoli

Nelle varie configurazioni utilizzate per l'analisi sono stati utilizzati vincoli di linea e puntuali. In determinate configurazioni sono stati introdotti carrelli o cerniere alla base (Figura 4-4) e dunque posizionati linearmente sull'impronta dei muri poggianti a terra e connesse direttamente alla fondazione.

Infine, laddove la configurazione richiedesse l'utilizzo delle molle per la simulazione del terreno, queste sono state vincolate dal lato libero con un incastro, mentre dall'altra parte sono collegate direttamente alla struttura. Nei paragrafi successivi verrà spiegata la modalità con cui sono stati posizionati tali vincoli per tutte le modellazioni utilizzate.

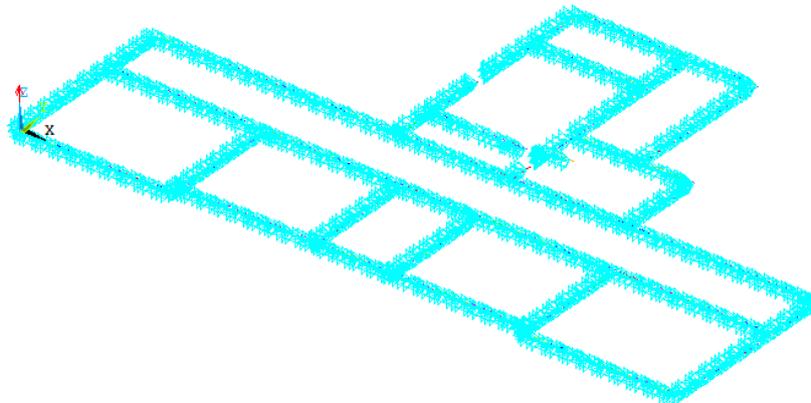


Figura 4-4 Impronta di base sulla quale si sono applicati i vincoli

4.1.5 Mesh

La discretizzazione attraverso la creazione della griglia per la mesh è stata effettuata mediante la scelta di elementi di dimensione 50x50 cm, a seguito di un'analisi di sensitività sulla dimensioni degli elementi della griglia. Gli elementi utilizzati per la mesh sono di forma quadrangolare e, laddove non sia possibile, elementi triangolari. La mesh viene effettuata dapprima per gli elementi shell verticali e poi orizzontali: per tali gusci si attribuiranno densità, spessore e rigidezza per ogni famiglia di elementi selezionata.

Infine, laddove la configurazione la richieda, verranno meshate le linee costituenti le molle come singole unità non avente massa.

4.2 Ipotesi e assunzioni alla base della modellazione

Si riporteranno di seguito le principali assunzioni che si è scelto di utilizzare per la creazione del modello agli elementi finiti e dunque per la modellazione, riassumendo tutte le idee già precedentemente espresse nei capitoli affrontati.

- Elementi utilizzati nella modellazione agli elementi finiti

Nella modellazione agli elementi finiti sul software ANSYS si sono utilizzati elementi shell (gusci sottili) a deformabilità piana per la simulazione di solai, pareti e copertura, mentre si è ricorso all'uso di elementi spring (molle) a deformazione assiale per la modellazione del terreno e dell'attrito mediante una certa rigidezza ripetuta per un passo fissato.

- Parametri da aggiornare

I parametri di updating sono costituiti da P1, P2 e P3, corrispondenti rispettivamente ai moltiplicatori delle rigidezze per l'attrito alla base tra fondazione e terreno, al piano campagna tra struttura e terreno e infine al parametro P3 come moltiplicatore del modulo elastico della muratura. Si è scelto di utilizzare una simulazione modale iterativa su tali parametri poiché sono quelli su cui si ha più incertezza: essi possono influire maggiormente i risultati dell'analisi modale poiché vanno a modificare la matrice di rigidezza del complesso. In seguito si utilizzerà invece una differenziazione di rigidezza delle molle attritive nelle due direzioni principali X e Y.

- Vincoli

Sono stati utilizzati modelli che contemplano vincoli di cerniere, carrelli o molle alla base, all'altezza della fondazione. Inoltre lateralmente è stato modellato il terreno sia interno che esterno al piano interrato; infine sono state disposte molle simulanti l'attrito già citato all'altezza della fondazione e del piano campagna. Gli elementi spring utilizzati nel modello, oltre a possedere una certa rigidezza, sono vincolati da una parte alla struttura, dall'altra invece da incastri e sono deformabili solo assialmente.

- Caratteristiche meccaniche dei materiali

Si assegnano parametri meccanici medi derivanti dalle prove in situ per i materiali strutturali e in particolar modo si terrà conto dell'incertezza sulla muratura nel parametro moltiplicativo P3, che verrà aggiornato nelle varie iterazioni in un certo range.

Una volta assegnati i moduli elastici, i relativi moduli di Poisson sono computati a partire dalle formulazioni valide per materiali isotropi, che legano appunto il coefficiente al modulo elastico di taglio e longitudinale.

Per i solai, costituiti da più materiali e dunque generalmente eterogenei, si applica l'approssimazione a gusci equivalenti isotropi sfruttando l'equivalenza fra peso, rigidezza

flessionale e rigidità: tutti i materiali in gioco dunque sono caratterizzati dalla linearità delle loro caratteristiche meccaniche.

La copertura infine verrà modellata solamente come uno strato di soletta di cemento armato trascurando la collaborazione di coppi, listelli, ecc., tenuti in conto solamente come carico strutturale.

- Carichi strutturali e non strutturali

I carichi strutturali sono generati a partire dalle densità rilevate dalle prove sui materiali in situ, mentre quelli relativi ai carichi strutturali sono ipotizzati tenendo in conto gli eventuali carichi presenti nel complesso tenendo in considerazione gli allegati fotografici a disposizione: si vanno a considerare dunque tutti quei carichi secondari tipici di un complesso pubblico e caratterizzanti una scuola.

Tra i carichi non strutturali che non sono stati modellati all'interno della struttura agli elementi finiti risultano essere anche le tamponature, che sono state considerate come carico esterno e dunque come peso gravante sui solai.

- Scale

Le scale sono modellate come rampe in cemento armato vincolate solamente alle estremità ai solai di pertinenza.

- Piano interrato

Poiché si hanno poche informazioni a disposizione riguardo la conformazione della struttura al piano interrato, i muri perimetrali che costituiscono il perimetro esterno del complesso al piano terra sono prolungati fino al piano seminterrato.

Vengono mantenute le stesse caratteristiche meccaniche e gli stessi spessori. Si tratta di una assunzione molto forte ma che volge a favore di sicurezza in quanto aumenta sia la massa in gioco che la deformabilità del complesso.

- Comportamento della muratura nelle due direzioni

Per semplificare la modellazione agli elementi finiti, già soggetta a molti elementi di incertezza, si è scelto di utilizzare lo stesso modulo elastico per la muratura nelle due direzioni: questo vuol dire che verrà considerato tale materiale come omogeneo ed isotropo e soggetto allo stesso modulo elastico e alla stessa resistenza a trazione. Tale ipotesi dipende essenzialmente dallo stato in essere della muratura e dai materiali utilizzati, nonché dalla messa in opera della stessa.

Infine si sottolinea il fatto che tale scarsità di informazioni, in modo particolare per il piano interrato e le fondazioni influenza notevolmente le ipotesi e dunque i risultati che si otterranno nei capitoli seguenti.

4.3 Configurazioni utilizzate

Per le simulazioni sono state adottate diverse configurazioni e dunque diversi modelli agli elementi finiti.

Inizialmente si è partiti da un modello piuttosto semplice, ovvero la struttura modellata così com'è e vincolata alla base (dunque dei muri i a contatto col terreno e non dell'intera impronta di fondazione, che non è stata modellata) con cerniere. Successivamente si è aggiunta la modellazione del terreno laterale, caratteristica non indifferente in quanto questo ricopre l'altezza di quasi un terzo dell'intera struttura.

Se nel precedente modello è stato considerato il terreno laterale e alla base carrelli, di seguito sono stati sostituiti questi ultimi con cedevolezza verticali che considerano la presenza del terreno al di sotto della fondazione.

Infine nell'ultima configurazione si è andati ad affrontare il problema della qualità e dell'interpretabilità dei dati derivanti dai report a disposizione: in questa ultima analisi infatti si è scelta una modellazione iterativa con la calibrazione di 3 parametri, modulo elastico della muratura, costante elastica delle molle che simulano l'attrito alla base tra fondazione e terreno e la costante elastica delle molle che simulano l'attrito tra la struttura e il terreno questa volta al livello del piano rialzato.

Si riportano dunque le configurazioni strutturali utilizzate:

1. modello con cerniere alla base e moduli elastici relativi alla muratura dimezzati;
2. modello con terreno laterale e carrelli alla base;
3. modello con terreno laterale e cedevolezza alla base;
4. modello con terreno laterale, carrelli alla base e presenza di molle attritive (Figura 4-5).

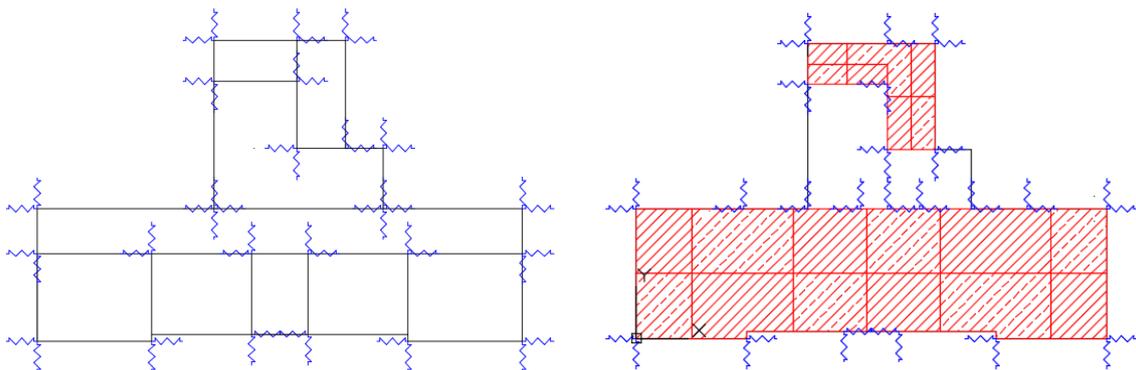


Figura 4-5 Applicazione delle molle per la simulazione dell'attrito tra terreno e struttura, rispettivamente al livello del piano rialzato (sinistra) e al livello della fondazione (destra)

4.3.1 Configurazioni non calibrativa preliminare

Si riporta il risultato, in termini di frequenze e modi (Tabella 4-11), relativo alla configurazione n.1 (quella che prevede cerniere alla base e moduli elastici riferiti alla muratura dimezzati) utilizzata come analisi modale preliminare della struttura: tale scelta è stata effettuata per avere una visione globale del comportamento dinamico della struttura, considerando un abbattimento dei moduli della muratura connesso ad un probabile meccanismo fessurativo avviato già prima del sisma del 2016.

n.	Frequenza	Modo
1	3.33	Traslazionale lungo la direzione y
2	3.75	Torsionale/rotazionale
3	4.21	Traslazionale lungo la direzione x

Tabella 4-11 Risultati dell'analisi modale relativa alla configurazione 1 (l'asse x è associato alla direzione della parte orizzontale della "T")

Si nota , osservando l'analisi modale sperimentale rilevata nel paragrafo 2.2.3, come i modi ricavati (Figura 4-6) facciano riferimento ai primi tre ottenuti dall'identificazione modale: le frequenze invece risultano variare di alcuni punti decimali.

Tale approccio preliminare verrà utilizzato come punto di partenza dal quale iniziare l'analisi calibrativa del modello, facendo sì che le future implementazioni diminuiscano gli scarti in frequenza fra i modi identificati e quelli simulati e che anche i modi rispecchino al meglio il movimento dell'edificio.

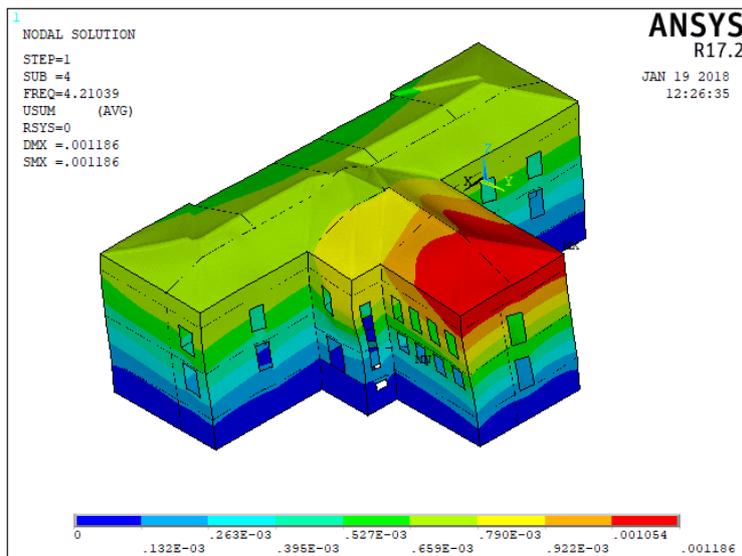
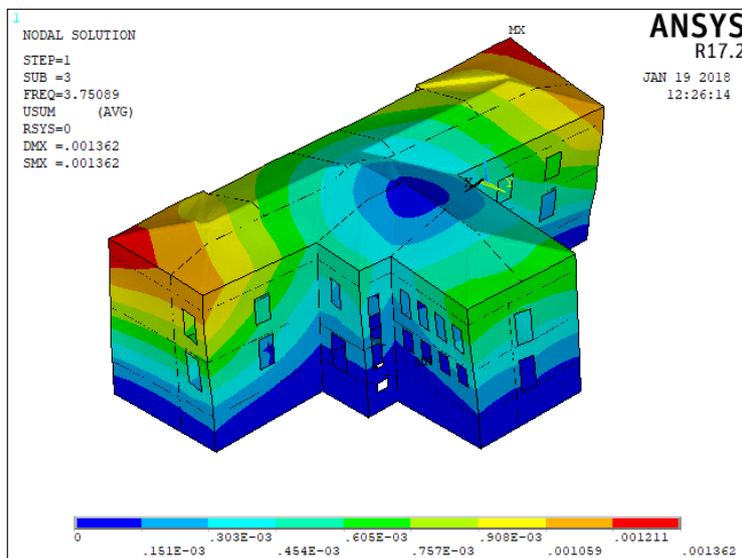
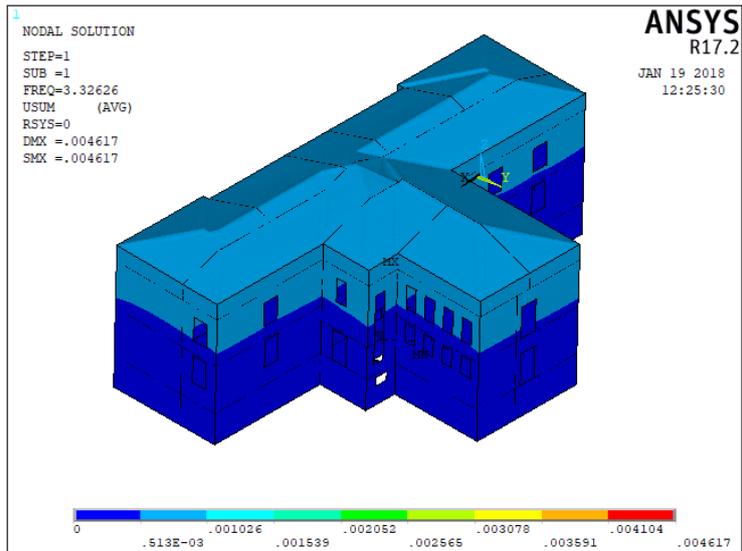


Figura 4-6 3 modi ricavati dalla configurazione n.1

5 Model updating

5.1 Processo di model updating attraverso PSO

Con i risultati dell'identificazione modale con vibrazioni ambientali come valori obiettivo dell'analisi modale del modello costruito si è scelto l'utilizzo di un algoritmo per eseguire tante analisi modali quanto ne necessitava la modellazione attraverso l'utilizzazione del software MATLAB²⁵. Nel processo di *updating* si è ricorso alla configurazione n. 4, ovvero quella relativa al modello con terreno laterale, carrelli alla base e presenza di molle attritive.

Una volta caricato il modello FEM sul quale iterare si esegue l'algoritmo che lancia automaticamente lo script della funzione obiettivo (Allegato F – Script Matlab Launcher Program, Allegato G – Script Matlab Funzione Obiettivo): si inizia con la scelta dei parametri da calibrare P1, P2, P3 e P4, rispettivamente relativi ai moltiplicatori delle costanti di rigidezza delle molle attritive al piano di fondazione lungo la direzione X (P1) e Y (P2), molle alla quota del piano rialzato (P3) e del modulo elastico della muratura dei muri portanti (P4). Una volta definiti i moltiplicatori si è passati alla scelta del range di variazione di tali parametri: ad ogni iterazione l'algoritmo attribuisce un valore reale compreso all'interno dell'intervallo scelto (Tabella 5-1).

Per la scelta di tali range si è iniziato con la variazione di un punto decimale per le costanti di rigidezza elastiche, mentre per il modulo elastico della muratura l'intervallo è stato ridotto notevolmente in modo da considerare come casi estremi il modulo dimezzato o aumentato del 50% del proprio valore di partenza.

Parametro	Significato	Range di variazione
P1	Moltiplicatore delle costanti di rigidezza delle molle attritive al piano di fondazione in direzione x	0.1 - 10
P2	Moltiplicatore delle costanti di rigidezza delle molle attritive al piano di fondazione in direzione y	0.1 - 10
P3	Moltiplicatori delle costanti di rigidezza delle molle attritive al piano rialzato	0.1 - 10
P4	Moltiplicatore del modulo elastico della muratura dei muri portanti	0.5 – 1.5

Tabella 5-1 Parametri da sottoporre alla calibrazione nel modello

Una volta impostati gli intervalli si impostano in maniera automatica i parametri dell'algoritmo PSO (parametri di default), si andrà ad utilizzare una popolazione iniziale imposta di 30 persone, che farà sì che si utilizzino un numero massimo di iterazioni pari al numero della popolazione per 600 (18000 iterazioni massime possibili).

²⁵ MathWorks - MATLAB & Simulink, "MATLAB," n.d., <https://it.mathworks.com>.

La funzione obiettivo, imposta pari alle frequenze ottenute al 2.2.3 dall'identificazione modale, si avvarrà anche delle forme modali rilevate dai sensori: ad ogni iterazione l'algoritmo genera un set aleatorio di parametri che farà in modo di far convergere il risultato.

Trovate le forme modali verranno restituiti, oltre alle frequenze e i relativi errori, anche gli indici MAC. Tutti gli altri parametri relativi al metodo di ricerca della funzione obiettivo sono stati mantenuti di *default*.

5.2 Risultati ottenuti

Al termine delle iterazioni vengono restituiti, oltre i parametri ottimali utilizzati per il set di convergenza, anche le frequenza ed i MAC associati (Tabella 5-2).

	Freq. n. 1	Freq. n. 2	Freq. n. 3	
Freq. Identificata [Hz]	3.171	3.4	3.804	
Freq. FEM [Hz]	3.35	3.41	3.77	
Errore [%]	-5.69	-0.3	0.8	
MAC	0.85	0.778	0.49	
Par. ottimali	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>
	5.63	9.09	3.36	0.59
Par. min.	0.1	0.1	0.1	0.5
Par. max.	10	10	10	1.5

Tabella 5-2 Risultati del model updating

Per visualizzare i modi in maniera dettagliata vengono caricati i valori calibratavi all'interno del software agli elementi finiti e viene di nuovo eseguita l'analisi modale: si possono osservare 3 modi globali ricavati (Figura 5-1, Figura 5-2, Figura 5-3, Figura 5-4).

Vengono rilevati solamente i primi 3 modi e non l'ultimo rispetto all'identificazione modale: la prima frequenza è associata ad un modo flessionale traslazionale lungo la direzione y, la seconda ad un modo flessionale e rotazionale prevalente nel piano x-y e la terza associata ad un modo torsionale.

I risultati risultano soddisfacenti in termini di frequenza in quanto gli errori rilevati risultano essere bassi ed accettabili se inferiori al 5% rispetto a quelli identificati; rilevando i valori di MAC invece tale correlazione risulta essere molto più complessa, in quanto solamente i primi 2 modi rilevati giungono ad una buona collimazione.

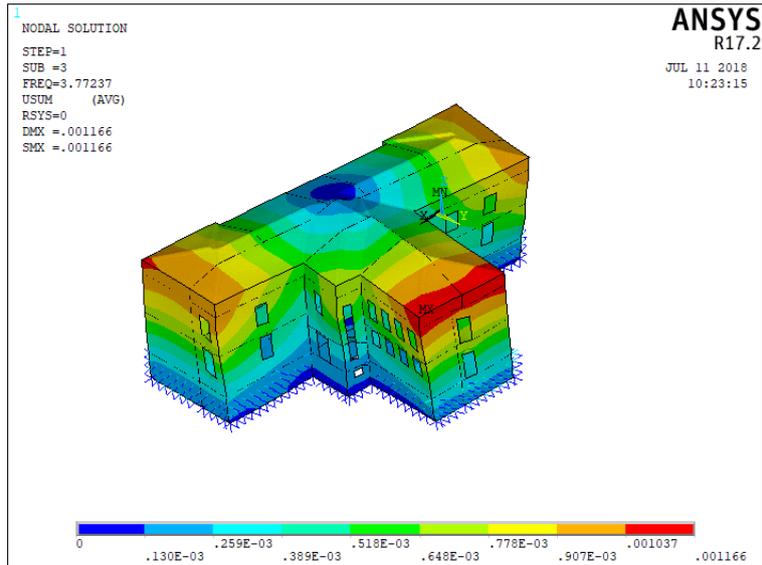
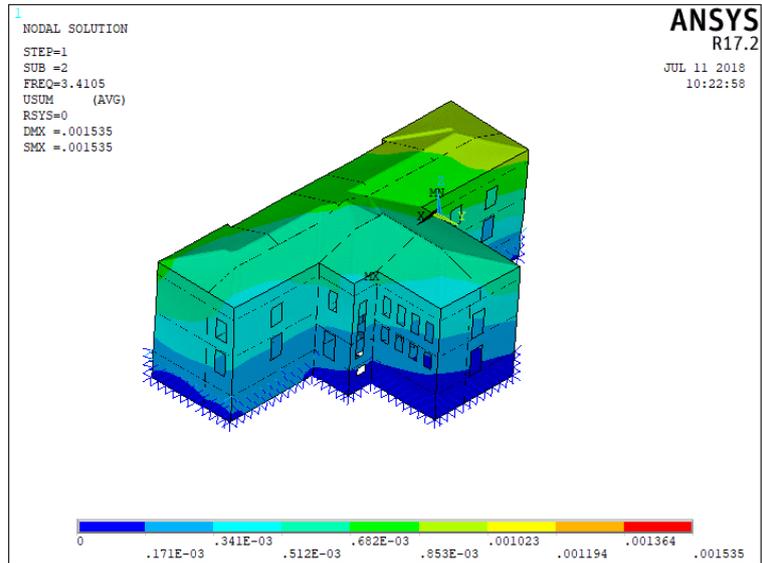
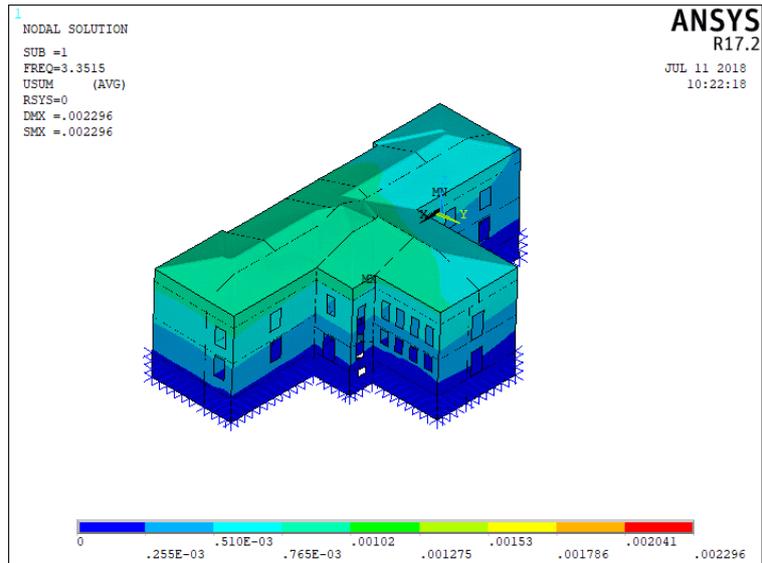


Figura 5-1 3 modi globali ricavati dal model updating (vista assometrica)

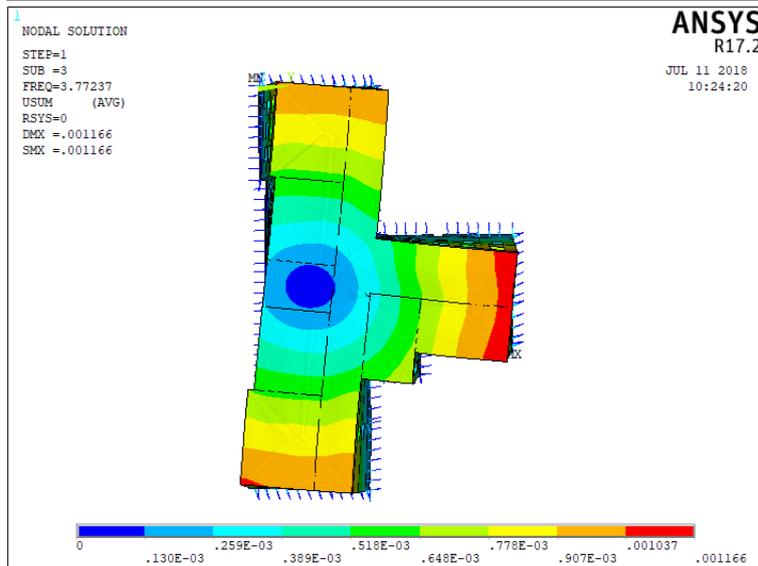
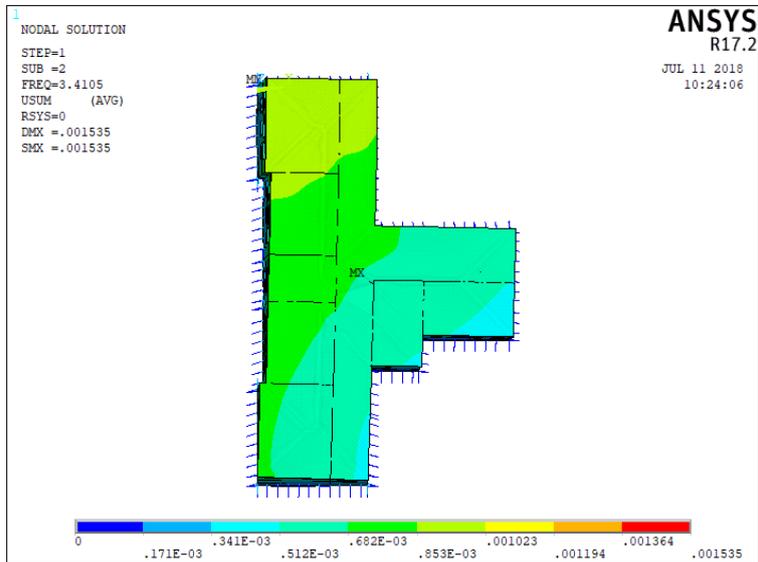
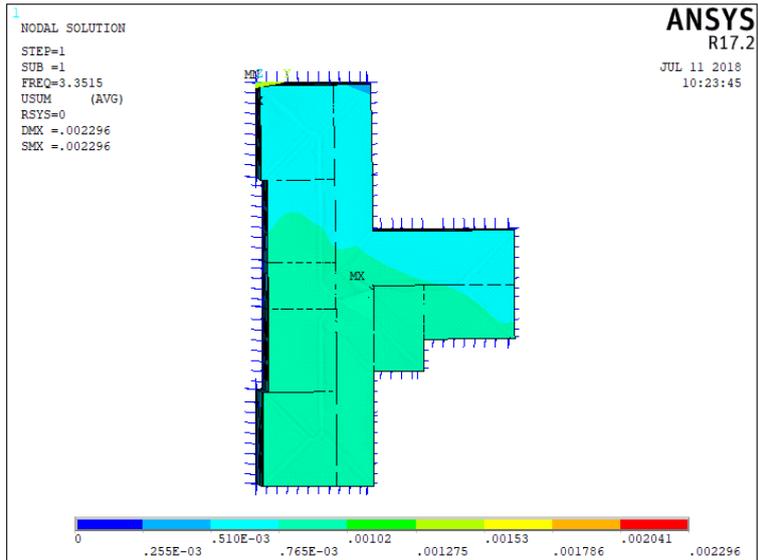


Figura 5-2 3 modi globali ricavati dal model updating (vista in pianta)

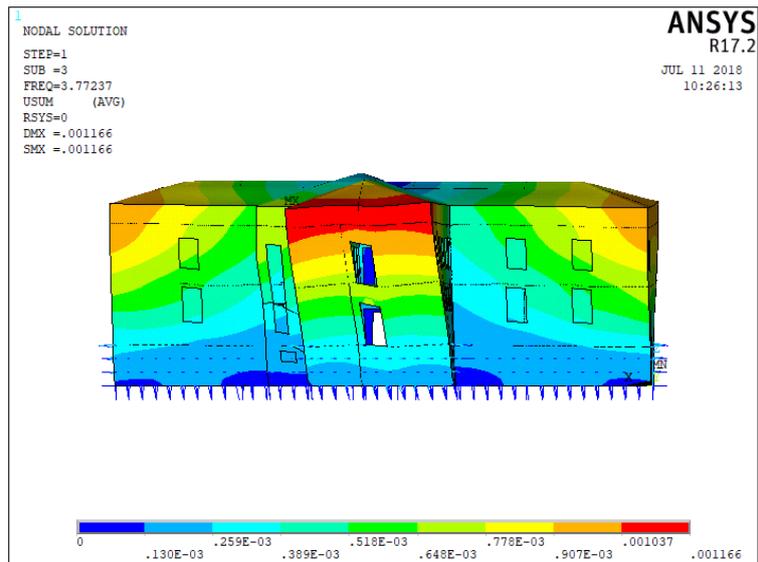
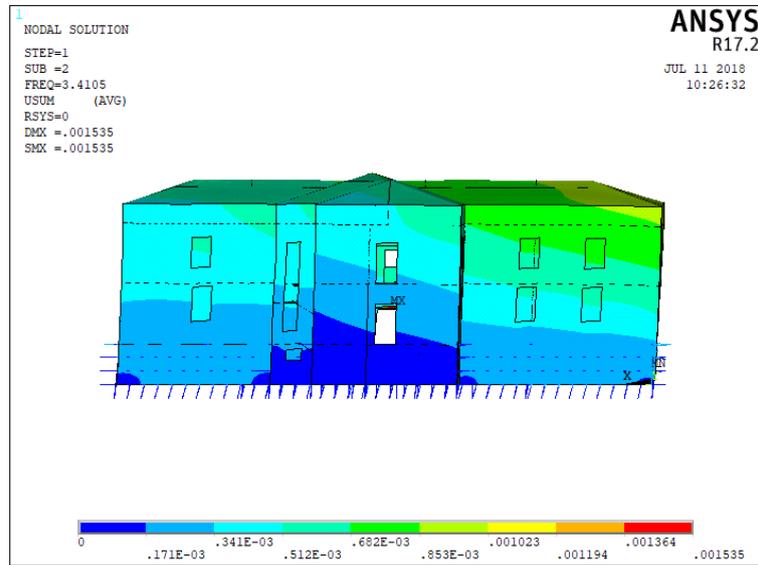
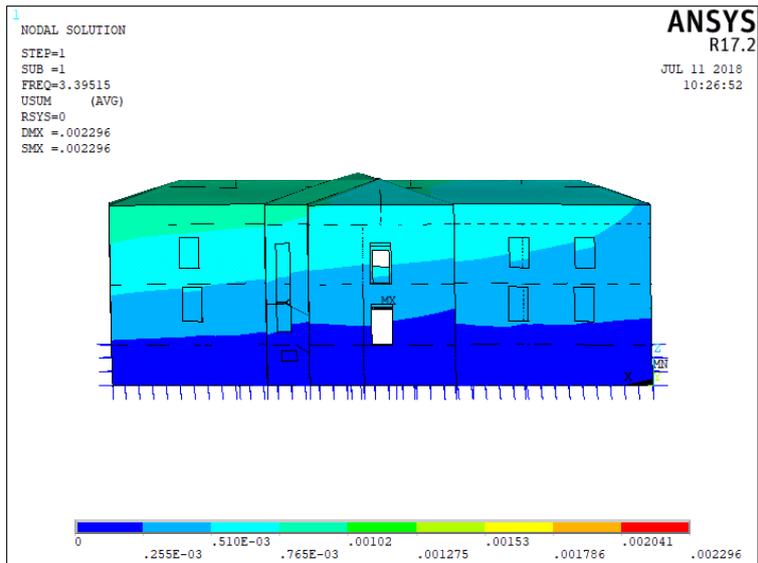


Figura 5-3 3 modi globali ricavati dal model updating (vista laterale, direzione x)

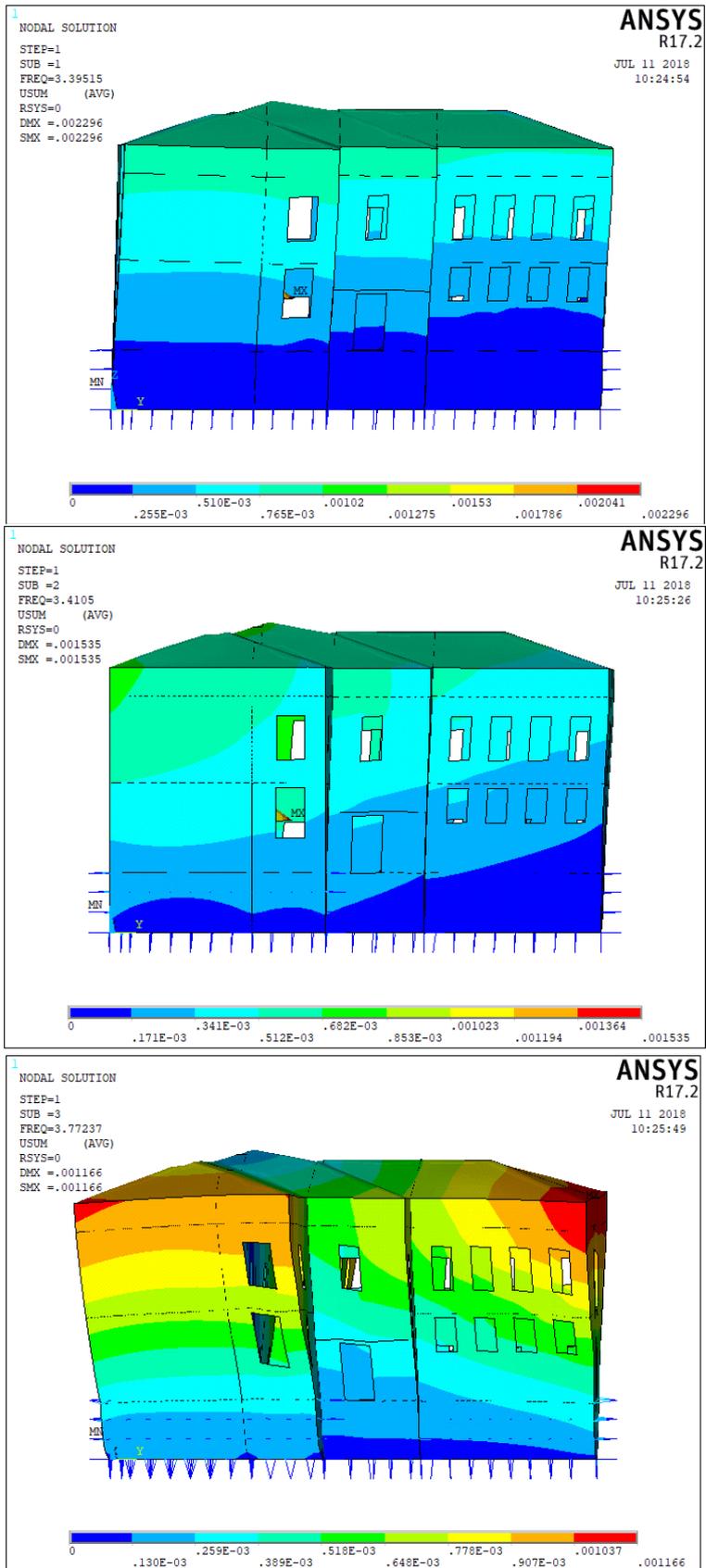


Figura 5-4 3 modi globali ricavati dal model updating (vista laterale, direzione y)

Conclusioni

Il lavoro concluso, partendo dai dati sperimentali registrati durante più eventi sismici, ha permesso di ricostruire il comportamento dinamico di un edificio in muratura attraverso l'utilizzo dei sensori posti dall'OSS per il monitoraggio strutturale. In maniera parallelamente è stato realizzato un modello ad elementi finiti della stessa struttura a partire dalla conoscenza delle indagini in situ e della geometria della stessa: una volta calibrato tale modello riesce a simulare il comportamento dinamico dell'edificio.

L'utilizzo di modelli calibrati è fondamentale negli obiettivi della Protezione Civile di valutazione della sicurezza e come strumento di diagnosi del danno in caso di eventi sismici, soprattutto per edifici pubblici come una scuola dove risulta importante garantire la regolare efficienza nelle condizioni di esercizio; oltre questo con un modello calibrato si possono effettuare anche delle analisi in time-history con sismi già avvenuti nel passato per valutare la risposta strutturale: sfruttando i risultati si possono individuare le zone su cui intervenire per garantire l'agibilità anche prima l'accadimento di un sisma. In ottica più generale si mira alla preservazione e protezione del patrimonio architettonico nazionale, nella fattispecie di edifici in muratura.

I risultati possono ritenersi soddisfacenti in termini di scarti fra le frequenze identificate e quelle computate ma risultano discreti in termini di forme modali. La convergenza del modello non pienamente ottenuta può essere attribuita a diversi fattori, *in primis* alla generazione del modello stesso: potrebbe non essere sufficiente la modellazione del terreno laterale e dell'attrito fra lo stesso e la struttura ricorrendo a molle di Winkler con passo regolare: come futura implementazione un passo in avanti può essere rappresentato dall'introduzione di una modellazione del terreno con elementi solidi tridimensionali.

Oltre ciò il comportamento considerato isotropo della muratura potrebbe essere un'assunzione troppo forte per la modellazione, in quanto danneggiamenti locali pre sisma e messe in posa dei materiali non idonee potrebbero far sì che la struttura reale abbia una diversa rigidezza nelle due direzioni principali: in tal senso può essere utile assumere un comportamento ortotropo con diversa rigidezza della muratura nelle 2 direzioni. In un ottica più generale può essere assunta una distribuzione dei carichi non omogenea al livello dei solai; infine si ricorda che, oltre all'incertezza che si ha all'interno delle prove in situ (soprattutto alle scarse informazioni relative al piano interrato).

Un'altra possibile causa del non perfetta collimazione dei risultati può essere attribuita alla qualità dei segnali acquisiti dai sensori posti all'interno della struttura: tali dati possono essere stati sporcati dall'interazione fra il terreno e la struttura stessa oppure da rumori di fondo e questi fattori possono aver modificato in maniera netta la risposta identificata all'interno del lavoro.

In conclusione tale lavoro attraverso la congruenza dei modi principali con quelli rilevati può consentire la base di partenza per l'adozione del modello in ambito progettuale e di riduzione

del rischio sismico, in ottemperanza alle normative vigenti e parallelamente al lavoro previsto dall'OSS e dalla Protezione Civile nell'ambito del rischio sismico.

Allegati – Prove in Situ

Allegato A - MASW

Per la caratterizzazione del terreno attraverso la proiezione del profilo di velocità delle onde di taglio V_s è stato utilizzato un sismografo *DAQLink III* della Seismic Source, composto da una unità di acquisizione a 24 canali con un convertitore sigma delta ad alta velocità a 24 Bit e dotata di memoria per la cumulabilità degli impulsi.

I geofoni verticali impiegati hanno una frequenza propria di 4,5 Hz ad interasse di 2,5 m, e l'impulso è costituito da una massa battente di 8 kg. Durante la fase di acquisizione dei dati di campagna per il medesimo stendimento si sono registrati più files con energizzazioni eseguite a diversa distanza. Le tracce registrate hanno una frequenza temporale $T=2s$ ed un passo di campionamento $dt=1ms$. La frequenza di campionamento è pari a 1000 Hz mentre la frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da:

$$f_{Nyquist} = 1/2dt = 500 \text{ Hz}$$

infine la frequenza minima dei segnali è data da:

$$f_{min} = 1/T = 0,5 \text{ Hz}$$

Per l'elaborazione dei dati acquisiti in campagna è stato utilizzato il software *SurfSeis ver 2.05* della Kansas Geological Survey.

Dall'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), si è ricostruita una curva di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e mediante procedura d'inversione è stato ottenuto il profilo verticale delle V_{S30} (Figura 0-1), che rappresenta la velocità equivalente dei primi 30 metri.

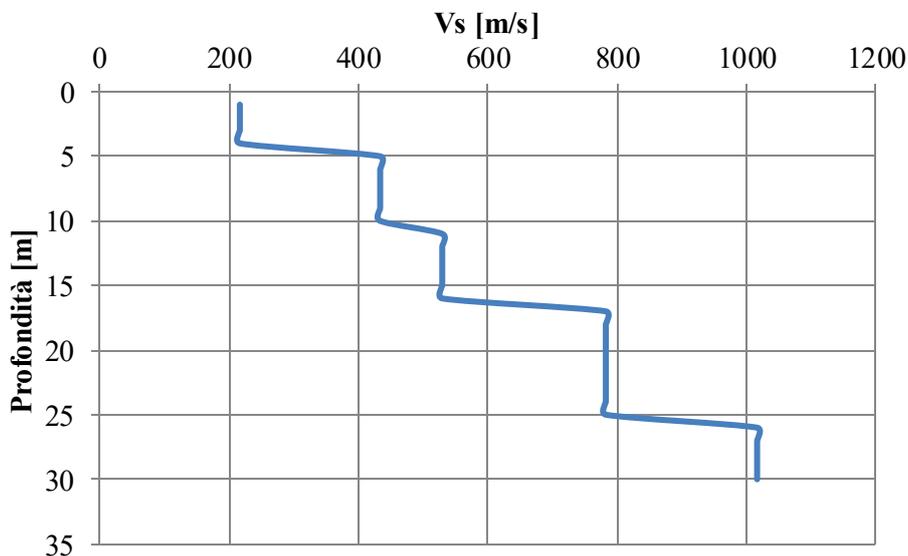


Figura 0-1 Profilo delle velocità V_s

Allegato B - Prove penetrometriche sulle malte

Le indagini penetrometriche permettono di stimare la resistenza a compressione della malta. Per ogni zona di cui si vuole stimare la resistenza viene rilevato un gruppo di 15 letture: il

gruppo di letture è considerato accettabile se almeno 5 letture sono comprese tra $(m-1/4 m)$ e $(m+1/4 m)$ dove m è la media delle letture del gruppo.

La strumentazione utilizzata per le prove (denominata PNT-G della Pizzi) è composta da un trapano portatile a batteria, dotato di un'ordinaria punta con un tagliente in carburo di tungsteno e connesso ad un circuito elettrico che misura il lavoro di perforazione in modo netto, tenendo cioè conto del rendimento elettrodinamico del trapano. Attorno a ciascuna zona di misura vengono eseguiti quindici fori ciechi ottenendo in questo modo quindici misure grezze di valori di energia spesi nelle perforazioni; tali misure vengono elaborate statisticamente ricavandone un valore medio pesato che mediante correlazione ci fornisce la stima del valore della resistenza a compressione della malta nella zona indagata.

La correlazione tra lavoro di perforazione e resistenza a compressione delle malte è stata ricavata da una accurata sperimentazione (condotta dal Prof. Gucci dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa) su provini di malte confezionate con differenti tipi di leganti ed inerti di varie granulometrie le cui resistenze erano note ed ottenute da prove di schiacciamento su provini cubici.

Dalle sperimentazioni è stato possibile inoltre valutare l'influenza dei parametri geometrici dello strumento (diametro e profondità del foro cieco) in funzione del tipo di malta indagato.

La profondità del foro cieco deve essere la minima in grado di consentire una buona sensibilità, in modo da rendere piccoli gli errori dovuti a possibili variazioni delle proprietà meccaniche della malta con la profondità e da minimizzare l'influenza dell'attrito tra la punta e la superficie laterale della cavità. È stata così scelta una profondità di 5 mm.

Se il gruppo di letture è accettabile si calcola la media dei sei valori centrali, m_c , altrimenti deve essere scartato. Se la media delle letture centrali $m_c < 460$ unità (1 unità = 0,006 J) la resistenza a compressione della malta f_m , è:

$$f_m = \frac{m_c + 22}{134} \quad 0-1$$

se $460 < m_c < 486$ unità (1 unità = 0,006 J) la resistenza a compressione della malta f_m , è:

$$\frac{m_c - 267}{53} < f_m < \frac{m_c - 3}{117} \quad 0-2$$

se $m_c < 486$ unità (1 unità = 0,006 J) la resistenza a compressione della malta f_m , è:

$$\frac{m_c - 3}{117} < f_m < \frac{m_c - 267}{53} \quad 0-3$$

Sono state indagate n. 6 zone di muratura (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) con prove penetrometriche dinamiche sulle malte al fine di stimarne indirettamente la resistenza a compressione in sito mediante correlazione con i valori di energia spesa per l'esecuzione di un piccolo foro cieco. Le prove (n.15 per ogni zona indagata) hanno riguardato ricorsi di malta orizzontali e verticali. I valori evidenziati in grassetto fanno riferimento ai valori centrali dei rilevamenti.

Infine verrà riportato il valore della resistenza a compressione f_m .

ZONA PE1 - Piano Seminterrato (Tabella 0-1).

ZONA PE1 - Piano Seminterrato				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	176	194,07	Si	1,59
2	180		Si	
3	180		Si	
4	184		Si	
5	185		Si	
6	188		Si	
7	193		Si	
8	193		Si	
9	194		Si	
10	197		Si	
11	19		Si	
12	206		Si	
13	208		Si	
14	210		Si	
15	219		Si	
Totale valori accettabili			15	

Tabella 0-1 Risultati delle prova penetrometrica n.1 al piano seminterrato

ZONA PE2 - Piano Rialzato (Tabella 0-2).

ZONA PE2 - Piano Rialzato				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	316	371,6	Si	2,92
2	336		Si	
3	340		Si	
4	344		Si	
5	354		Si	
6	360		Si	
7	373		Si	
8	374		Si	
9	374		Si	
10	382		Si	
11	389		Si	
12	392		Si	
13	394		Si	
14	414		Si	
15	432		Si	
Totale valori accettabili			15	

Tabella 0-2 Risultati delle prova penetrometrica n.2 al piano rialzato

ZONA PE3 - Piano Rialzato (Tabella 0-3).

ZONA PE3 - Piano Rialzato				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	149	191,67	Si	1,56
2	156		Si	
3	163		Si	
4	167		Si	
5	173		Si	
6	180		Si	
7	187		Si	
8	189		Si	
9	194		Si	
10	200		Si	
11	202		Si	
12	203		Si	
13	212		Si	
14	240		No	
15	260		No	
Totale valori accettabili			13	

Tabella 0-3 Risultati delle prova penetrometrica n.3 al piano rialzato

ZONA PE4 - Piano Rialzato (Tabella 0-4).

ZONA PE4 - Piano Rialzato				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	102	186,13	No	1,56
2	132		No	
3	144		Si	
4	162		Si	
5	163		Si	
6	182		Si	
7	185		Si	
8	194		Si	
9	194		Si	
10	202		Si	
11	206		Si	
12	216		Si	
13	235		No	
14	235		No	
15	240		No	
Totale valori accettabili			10	

Tabella 0-4 Risultati delle prova penetrometrica n.4 al piano rialzato

ZONA PE5 - Piano Primo (Tabella 0-5).

ZONA PE5 - Piano Primo				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	130	175,93	No	1,41
2	139		Si	
3	146		Si	
4	148		Si	
5	153		Si	
6	153		Si	
7	160		Si	
8	164		Si	
9	178		Si	
10	191		Si	
11	202		Si	
12	215		Si	
13	215		Si	
14	215		Si	
15	230		No	
Totale valori accettabili			13	

Tabella 0-5 Risultati delle prova penetrometrica n.5 al primo piano

ZONA PE6 - Piano Primo (Tabella 0-6).

ZONA PE6 - Piano Primo				
Lettu ra n.	Valore della lettura [0,006 J]	Media dei valori [0,006 J]	Accettabilità [(m-1/4 m) < 1 < (m-1/4 m)]	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
1	115	174,8	No	1,45
2	132		Si	
3	137		Si	
4	149		Si	
5	158		Si	
6	164		Si	
7	171		Si	
8	173		Si	
9	17		Si	
10	193		Si	
11	200		Si	
12	201		Si	
13	209		Si	
14	210		Si	
15	233		No	
Totale valori accettabili			13	

Tabella 0-6 Risultati delle prova penetrometrica n.6 al primo piano

Allegato C - Martinetti doppi

La prova è stata eseguita al fine di stimare le caratteristiche meccaniche (tasso di lavoro, modulo elastico, resistenza a compressione) della muratura indagata.

Nella seguente immagine viene illustrata la geometria della prova effettuata (Figura 0-2).

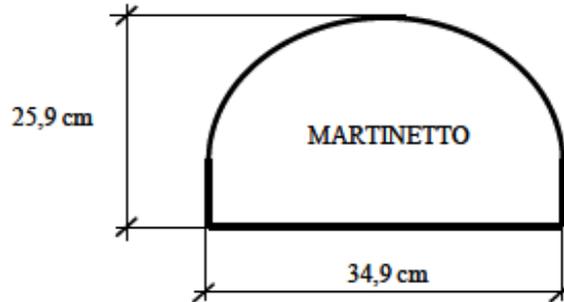


Figura 0-2 Geometria del martinetto di prova, con area del martinetto di 773.22 cm² e area del 1° taglio di 804.56 cm²

Partendo dai valori di pressione dei martinetti (espressi in Bar) e dai valori degli spostamenti (espressi in [mm*10⁻¹]) ed essendo:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad 0-4$$

Con la base di misura pari a $l_0 = 300$ mm. Il valore di tensione σ nel punto di prova si ricava tramite la relazione:

$$\sigma = K_m * K_A * p$$

dove:

A_j = area dei martinetti utilizzati;

A_c = area del taglio;

K_m = coefficiente determinato sperimentalmente che varia in funzione della pressione come riportato nel grafico sottostante (Figura 0-3).

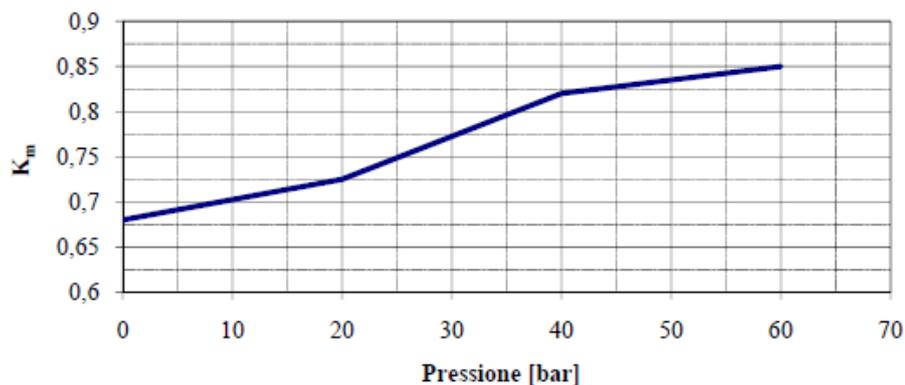


Figura 0-3 Relazione del coefficiente Km al variare della pressione

Si è proceduto all'esecuzione di n. 1 prova con martinetti piatti doppi su un paramento murario del piano seminterrato. Le aree di taglio delle due esecuzioni è di 804.56 cm².

Si riportano i valori tabulati delle misurazioni effettuate (Tabella 0-7, Tabella 0-8). Si illustra il primo taglio:

ora	Pressione [bar]	Lettura n. 1 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 2 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 3 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 4 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 5 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 6 [mm*10 ⁻¹]
09:30	Zero iniziale	31,1	44,58	14,7	38,14	16,28	26,3
09:40	Zero iniziale	31,1	44,58	14,7	38,15	16,3	26,28
Esecuzione 1° taglio							
09:55	0	30,62	44,1	14,24	38,4	16,45	26,34
09:58	1	30,88	44,34	14,65	38,26	16,38	26,28
10:04	2	31,06	44,55	14,76	38,15	16,25	25,99
10:06	3	31,12	44,68	14,9	38,13	16,32	25,99

Tabella 0-7 Risultati delle misurazioni effettuate dalla prova n.1 di martinetto doppio

Pressione al martinetto [bar]	Deformazioni unitarie							Tensione σ [N/mm ²]
	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	ϵ_5	ϵ_6	ϵ_{medio}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	8,67E-05	8,00E-05	1,37E-04	4,67E-05	2,33E-05	2,00E-05	1,01E-04	0,07
2	1,47E-04	1,50E-04	1,73E-04	8,33E-05	6,67E-05	1,17E-04	1,57E-04	0,13
3	1,67E-04	1,93E-04	2,20E-04	9,00E-05	4,33E-05	1,17E-04	1,93E-04	0,2

Tabella 0-8 Risultati delle deformazioni unitarie dalla prova n.1 di martinetto doppio

Attraverso la relazione vista in precedenza, la tensione rilevata per ripristinare le condizioni di esercizio nel setto murario prima del taglio è di $\sigma=0.20$ N/mm².

Si procede con il secondo taglio (Tabella 0-9, Tabella 0-10):

	ora	Pressione [bar]	Lettura n. 4 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 5 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 6 [mm*10 ⁻¹]	Lettura n. 7 [mm*10 ⁻¹]
Ciclo preliminare	10:55	0	38,26	16,24	26,4	32,34
	10:58	1	38,16	16,2	26,34	32,4
	11:00	2	38,1	16	26,1	32,4
	11:02	3	37,98	15,87	26	32,45
	11:04	4	37,95	15,81	25,95	32,48
	11:06	3	37,97	15,86	26	32,44
	11:08	2	38,09	16,02	26,08	32,4
	11:10	1	38,14	16,21	26,3	32,38

	11:12	0	38,24	16,22	26,36	32,34
	11:14	1	38,1	16,18	26,32	32,39
	11:16	2	38,04	16,06	26,02	32,45
	11:18	3	37,92	15,89	25,97	32,52
	11:20	4	37,85	15,79	25,89	32,52
	11:22	3	37,85	15,82	25,92	32,55
	11:24	2	37,9	16,04	26,02	32,55
	11:26	1	38,05	16,16	26,32	32,47
	11:28	0	38,12	16,24	26,36	32,33
Ciclo di carico	11:28	1	38,03	16,18	26,32	32,39
	11:30	2	37,9	16,08	25,98	32,42
	11:32	3	37,86	15,87	25,97	32,54
	11:34	4	37,8	15,8	25,87	32,52
	11:36	5	37,65	15,72	25,8	32,54
	11:38	6	37,5	15,6	25,5	32,62
	11:40	7	37,37	15,5	25,4	32,66
	11:42	8	37,2	15,35	25,28	32,68
	11:44	9	37,08	15,2	25,25	32,78
	11:46	10	36,98	15,11	25,2	32,86
	11:48	11	36,84	14,96	24,96	32,9
	11:50	12	36,75	14,85	24,83	32,91
	11:52	13	36,62	14,71	24,56	33
	11:54	14	36,55	14,58	24,35	33,08
	11:56	15	36,45	14,5	24,3	33,14
	11:58	16	36,33	14,54	24,28	33,15
	12:00	17	36,2	14,44	24,17	33,26
	12:02	18	36,11	14,36	24,16	33,28
	12:04	19	35,41	13,92	23,49	33,63
	12:06	20	35,02	13,32	23,02	34,15
12:08	21	34,15	12,07	21,47	35,04	
12:10	22	31,9	10,39	19,08	36,82	
12:12	15	32,06	10,64	19,33	36,64	
12:14	7	32,35	10,92	19,62	36,69	
12:16	0	32,48	10,99	19,74	36,73	

Tabella 0-9 Risultati delle misurazioni effettuate dalla prova n.2 di martinetto doppio

Pressione al martinetto [bar]	Deformazioni unitarie					Tensione σ [N/mm ²]
	ϵ_4	ϵ_5	ϵ_6	ϵ_{medio}	ϵ_7	
0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0
1	3,00E-05	2,00E-05	1,30E-05	2,10E-05	2,40E-05	0,07
2	7,30E-05	5,30E-05	1,30E-04	8,40E-05	3,60E-05	0,13
3	8,70E-05	1,20E-04	1,30E-04	1,10E-04	8,40E-05	0,2
4	1,10E-04	1,50E-04	1,60E-04	1,40E-04	7,60E-05	0,26
5	1,60E-04	1,70E-04	1,90E-04	1,70E-04	8,40E-05	0,33

6	2,10E-04	2,10E-04	2,90E-04	2,40E-04	1,20E-04	0,4
7	2,50E-04	2,50E-04	3,20E-04	2,70E-04	1,30E-04	0,47
8	3,10E-04	3,00E-04	3,60E-04	3,20E-04	1,40E-04	0,54
9	3,50E-04	3,50E-04	3,70E-04	3,50E-04	1,80E-04	0,61
10	3,80E-04	3,80E-04	3,90E-04	3,80E-04	2,10E-04	0,68
11	4,30E-04	4,30E-04	4,70E-04	4,40E-04	2,30E-04	0,75
12	4,60E-04	4,60E-04	5,10E-04	4,80E-04	2,30E-04	0,82
13	5,00E-04	5,10E-04	6,00E-04	5,40E-04	2,70E-04	0,89
14	5,20E-04	5,50E-04	6,70E-04	5,80E-04	3,00E-04	0,96
15	5,60E-04	5,80E-04	6,90E-04	6,10E-04	3,20E-04	1,03
16	6,00E-04	5,70E-04	6,90E-04	6,20E-04	3,30E-04	1,1
17	6,40E-04	6,00E-04	7,30E-04	6,60E-04	3,70E-04	1,17
18	6,70E-04	6,30E-04	7,30E-04	6,80E-04	3,80E-04	1,25
19	9,00E-04	7,70E-04	9,60E-04	8,80E-04	5,20E-04	1,32
20	1,00E-03	9,70E-04	1,10E-03	1,00E-03	7,30E-04	1,4
21	1,30E-03	1,40E-03	1,60E-03	1,40E-03	1,10E-03	1,47
22	2,10E-03	2,00E-03	2,40E-03	2,20E-03	1,80E-03	1,56
15	2,00E-03	1,90E-03	2,30E-03	2,10E-03	1,70E-03	1,03
7	1,90E-03	1,80E-03	2,20E-03	2,00E-03	1,70E-03	0,47
0	1,90E-03	1,80E-03	2,20E-03	1,90E-03	1,80E-03	0

Tabella 0-10 Risultati delle deformazioni unitarie dalla prova n.2 di martinetto doppio

Alla tensione $\sigma = 1,25 \text{ N/mm}^2$ si registra la perdita di linearità sul diagramma sforzi-deformazioni. Alla tensione $\sigma = 1,56 \text{ N/mm}^2$ la prova viene interrotta a causa della fessurazione della malta. La prova è stata eseguita al fine di stimare le caratteristiche meccaniche (tasso di lavoro, modulo elastico, resistenza a compressione) della muratura indagata, eseguendo letture sulla deformazione al crescere dello sforzo (Figura 0-4).

Infine, considerando la media delle letture (Figura 0-5) e isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie (Figura 0-6) si ottiene un valore del modulo elastico $E \approx 1733 \text{ N/mm}^2$.

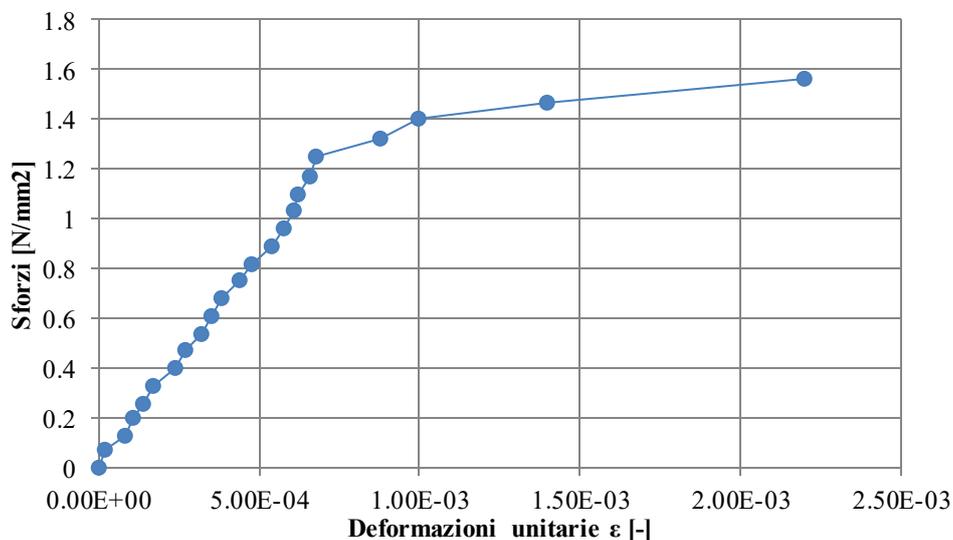


Figura 0-4 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie derivato dalla prova di martinetto doppio

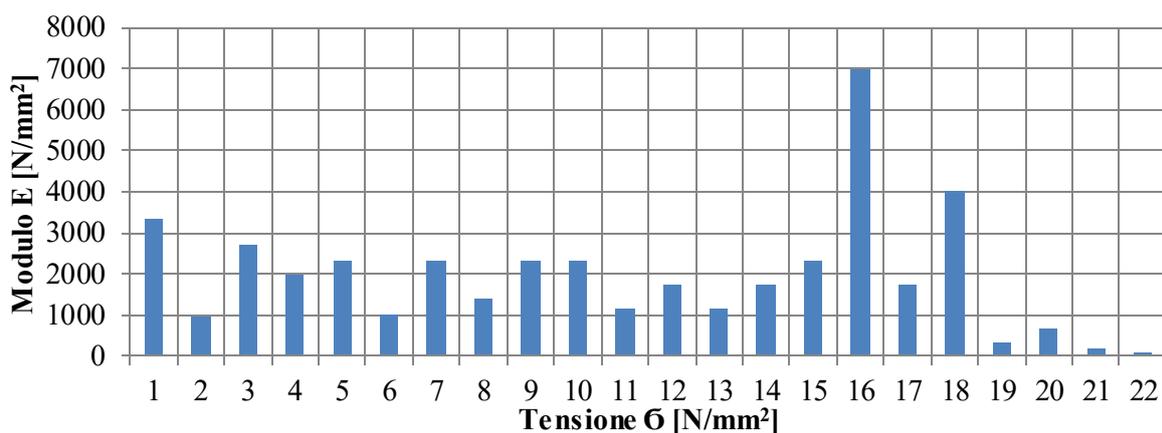


Figura 0-5 Diagramma dei moduli elastici ricavati dalla prova di martinetto doppio

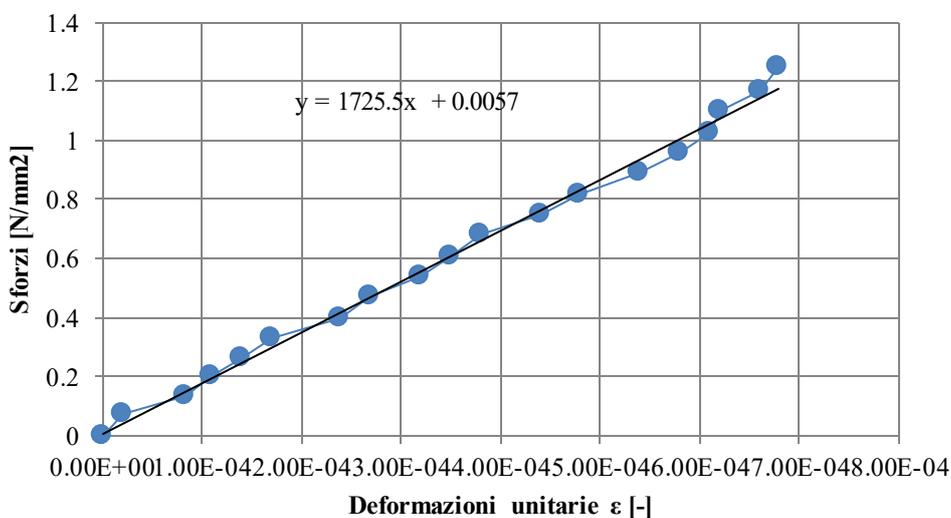


Figura 0-6 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie del tratto iniziale, isolando la parte lineare, derivato dalla prova di martinetto doppio

Sono stati prelevati n. 6 campioni di malta da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per l'esecuzione in laboratorio di prove di punzonamento e n. 6 campioni di pietra/laterizio da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per determinarne con prove di laboratorio la resistenza a compressione.

In seguito, a partire dai valori di resistenza al doppio punzonamento della malta, è possibile calcolare la resistenza a compressione. Si riporta una tabella riassuntiva per tale identificazione (Tabella 0-11).

Identificazione del prelievo di muratura	Resistenza a compressione del provino di malta f_m [N/mm ²]	Resistenza a compressione dell'elemento $f_{bk \text{ media}}$ [N/mm ²]	Stima della resistenza a compressione della muratura $f_k \text{ media}$ [N/mm ²]
PM1 - Piano seminterrato	2,52	62,9	*
PM2 - Piano	2,32	19,1	*

rialzato			
PM3 - Piano rialzato	1,41	112,8	*
PM4 - Piano rialzato	0,19	50,4	*
PM5 - Piano primo	0,6	44,9	*
PM6 - Piano primo	0,91	80,5	*

Tabella 0-11 Identificazione della resistenza a compressione dei prelievi di muratura

Allegato D - Prelievi di muratura e resistenza a compressione

Sono stati prelevati n. 6 campioni di malta da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per l'esecuzione in laboratorio di prove di punzonamento e n. 6 campioni di pietra/laterizio da paramenti murari (n. 1 al piano seminterrato, n. 3 al piano rialzato e n. 2 al piano primo) per determinarne con prove di laboratorio la resistenza a compressione.

In seguito, a partire dai valori di resistenza al doppio punzonamento della malta, è possibile calcolare la resistenza a compressione della malta attraverso la seguente formula, seguendo le procedure raccolte nello studio "Di Leo - *Sulla valutazione delle proprietà meccaniche di solidi murari costituenti gli edifici esistenti* - INARCOS n.502/settembre 1989":

$$f_m = 0.56 (f_{m,s})^{1.2}$$

Dai valori di resistenza a compressione ultima dei laterizi/pietre vengono seguite le procedure descritte nel *TESTO UNICO D.M. del 14 Gennaio 2008*, tramite le quali, è possibile calcolare la resistenza caratteristica a compressione del laterizio/pietra attraverso le seguenti formule, essendo $f_{bk} = \sigma$ (resistenza a compressione del provino di laterizio/pietra naturale):

- per i laterizi: $f_{bk} = \frac{f_{bm}}{1.2}$;
- per le pietre: $f_{bk} = 0.75 f_{bm}$.

Si riportano, per ogni prova, i valori ottenute dalle prove. Nelle seguenti tabelle si riportano i seguenti dati:

- δ_m = Spessore del provino di malta;
- $f_{m,s}$ = Resistenza al punzonamento del provino di malta;
- f_m = Resistenza a compressione del provino di malta;
- f_{bm} = Resistenza a compressione del provino;
- f_{bk} = Resistenza caratteristica a compressione del provino.

Prova PM1 (Tabella 0-12).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM1 1	13	3,63	3,51	2,52
PM1 2	15	3,38		
PIETRA NATURALE				
Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]	
PM1 A	97,5	3,9	62,9	
PM1 B	85,3			
PM1 C	68,9			

Tabella 0-12 Prova PM1 per la stima della resistenza a compressione

Prova PM2 (Tabella 0-13).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM2 1	14	1,68	3,26	2,32
PM2 2	15	2,35		
PM2 2	12	5,76		
LATERIZIO				
Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]	
PM2 A	17,8	22,9	19,1	
PM2 B	25,8			
PM2 C	25,2			

Tabella 0-13 Prova PM2 per la stima della resistenza a compressione

Prova PM3 (Tabella 0-14).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM3 1	13	1,97	2,16	1,41
PM3 2	13	2,34		
PIETRA NATURALE				
Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]	
PM3 A	116,4	150,4	112,8	
PM3 B	184,3			

Tabella 0-14 Prova PM3 per la stima della resistenza a compressione

Prova PM4 (Tabella 0-15).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM4 1	11	0,22	0,41	0,19
PM4 2	15	0,59		
PIETRA NATURALE				

Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]
PM4 A	67	67,2	50,4
PM4 B	66,4		
PM4 C	68,2		

Tabella 0-15 Prova PM4 per la stima della resistenza a compressione

Prova PM5 (Tabella 0-16).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM5 1	15	1,25	1,06	0,6
PM5 2	12	0,86		
PIETRA NATURALE				
Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]	
PM5 A	44,9	59,8	44,9	
PM5 B	68,8			
PM5 C	65,7			

Tabella 0-16 Prova PM5 per la stima della resistenza a compressione

Prova PM6 (Tabella 0-17).

MALTA				
Sigla di contrassegno	δ_m [mm]	$f_{m,s}$ [N/mm ²]	$f_{m,s}$ media [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
PM6 1	15	1,13	1,51	0,91
PM6 2	10	1,88		
PIETRA NATURALE				
Sigla di contrassegno	f_{bi} [N/mm ²]	f_{bm} media [N/mm ²]	f_{bk} media [N/mm ²]	
PM6 A	76,8	107,3	80,5	
PM6 B	118,5			
PM6 C	126,5			

Tabella 0-17 Prova PM6 per la stima della resistenza a compressione

Per tutte le prove il valore di resistenza a compressione del provino di malta f_m non rientra nella tabella 11.10.VI del D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, per tale motivo non è possibile stimare la resistenza a compressione della muratura.

In questi casi, non potendo utilizzare le tabelle 11.10 V-V e 11.10 V-VI del D.M. 14/01/2008 si suggerisce, per stimare la resistenza a compressione della muratura, di far riferimento o al valore di resistenza a compressione del provino di malta f_m o ai valori, corrispondenti al tipo di muratura indagata, indicati nella tabella C8 A.2.1 della Circolare 02/02/2009 n.617 (Tabella 0-18), Istruzioni per l'applicazione delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” di cui al D.M. 14 gennaio 2008: facendo riferimento a “*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*”, $E \approx 1700 \text{ N/mm}^2$.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/c m ²)	(N/c m ²)	(N/m m ²)	(N/m m ²)	(kN/ m ³)
	Min- max	min- max	min- max	min- max	
Muratura in pietrame disordinati (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (foratura $< 45\%$)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni con giunti verticali a secco (foratura $< 45\%$)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa ($45\% < \text{foratura} < 65\%$)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzi semipieni (foratura $< 45\%$)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 0-18 Tabella C8 A.2.1 della Circolare 02/02/2009 n.617

Allegato E – Sciame sismico del 24 agosto 2016

Si riportano tutti i sismi rilevati dalle stazioni INGV in Italia aventi magnitudo Mw superiore a 3.0 (Tabella 0-19).

Ora (Italia)	Magnitudo	Zona	Profondità	Latit.	Longit.
06:44:38	Mw 3.5	7 km NW Accumoli (RI)	8	42.73	13.18
06:38:09	Mw 3.4	5 km E Cittareale (RI)	10	42.63	13.22
06:33:09	Mw 3.4	4 km E Cittareale (RI)	10	42.62	13.22
06:30:53	ML 3.1	5 km E Cittareale (RI)	9	42.64	13.22
06:28:54	ML 3.1	4 km E Norcia (PG)	6	42.81	13.14
06:27:42	ML 3.2	7 km E Norcia (PG)	9	42.82	13.17
06:26:47	ML 3.5	6 km E Norcia (PG)	9	42.77	13.17
06:25:58	Mw 3.4	4 km W Amatrice (RI)	10	42.64	13.24

06:06:50	Mw 4.4	3 km SE Norcia (PG)	6	42.77	13.12
06:00:51	ML 3.2	5 km NW Accumoli (RI)	10	42.74	13.23
05:55:38	ML 3.0	7 km NW Accumoli (RI)	10	42.73	13.19
05:53:55	ML 3.1	4 km N Amatrice (RI)	6	42.66	13.28
05:52:34	ML 3.1	4 km W Accumoli (RI)	9	42.70	13.20
05:51:09	ML 3.0	6 km E Norcia (PG)	10	42.81	13.16
05:40:10	Mw 4.1	4 km W Amatrice (RI)	11	42.61	13.24
05:39:24	ML 3.1	3 km W Amatrice (RI)	12	42.62	13.26
05:22:38	ML 3.1	8 km W Arquata del Tronto (AP)	7	42.77	13.20
05:21:58	ML 3.0	4 km N Accumoli (RI)	9	42.73	13.24
05:19:03	ML 3.7	6 km W Arquata del Tronto (AP)	7	42.79	13.22
05:17:59	Mw 3.6	5 km SE Norcia (PG)	8	42.76	13.14
05:16:30	ML 3.5	8 km W Accumoli (RI)	8	42.72	13.16
05:13:10	ML 3.3	1 km NW Accumoli (RI)	9	42.71	13.24
05:11:47	ML 3.4	5 km W Amatrice (RI)	2	42.64	13.23
05:08:10	Mw 3.7	3 km W Amatrice (RI)	11	42.62	13.25
04:59:35	Mw 3.9	3 km E Norcia (PG)	7	42.80	13.13
04:59:17	ML 3.3	6 km E Norcia (PG)	10	42.81	13.16
04:57:52	ML 3.2	7 km E Norcia (PG)	8	42.81	13.17
04:55:39	ML 3.6	2 km NE Amatrice (RI)	8	42.65	13.31
04:54:28	ML 3.0	7 km W Arquata del Tronto (AP)	9	42.80	13.22
04:51:26	ML 3.7	6 km W Arquata del Tronto (AP)	6	42.78	13.23
04:48:52	ML 3.1	5 km E Norcia (PG)	10	42.81	13.15
04:46:26	ML 3.4	5 km NW Accumoli (RI)	10	42.72	13.20
04:46:10	ML 3.3	7 km NW Accumoli (RI)	9	42.75	13.19
04:38:02	ML 3.1	7 km E Norcia (PG)	10	42.77	13.17
04:33:28	Mw 5.3	5 km E Norcia (PG)	8	42.79	13.15
04:31:39	ML 3.1	6 km NW Arquata del Tronto (AP)	9	42.80	13.23
04:30:50	ML 3.3	6 km NE Norcia (PG)	8	42.83	13.14
04:28:58	ML 3.2	2 km SW Amatrice (RI)	11	42.62	13.27
04:28:02	ML 3.1	6 km E Norcia (PG)	8	42.80	13.16
04:27:51	ML 3.0	6 km W Arquata del Tronto (AP)	7	42.80	13.23
04:24:43	ML 3.2	2 km SW Amatrice (RI)	11	42.62	13.27
04:23:40	ML 3.3	7 km NW Arquata del Tronto (AP)	8	42.83	13.24
04:23:16	ML 3.2	5 km SW Arquata del Tronto (AP)	11	42.75	13.25
04:19:43	ML 3.8	4 km W Amatrice (RI)	10	42.64	13.24
04:15:15	ML 3.7	6 km E Norcia (PG)	8	42.80	13.17
04:13:57	ML 3.8	6 km SE Norcia (PG)	9	42.77	13.15
04:12:12	ML 3.5	5 km E Norcia (PG)	9	42.81	13.15
04:11:17	ML 3.0	5 km E Lucoli (AQ)	9	42.27	13.39
04:10:56	ML 3.6	8 km NW Accumoli (RI)	10	42.76	13.19
04:08:04	ML 3.2	4 km E Norcia (PG)	10	42.79	13.14
04:07:30	ML 3.8	4 km N Amatrice (RI)	6	42.66	13.30
04:05:55	ML 3.9	2 km SW Amatrice (RI)	7	42.62	13.28
04:04:18	ML 3.1	2 km E Norcia (PG)	10	42.79	13.12

04:01:08	ML 3.9	5 km NW Arquata del Tronto (AP)	7	42.80	13.24
03:57:23	ML 3.2	3 km NW Accumoli (RI)	9	42.72	13.22
03:56:00	Mw 4.3	3 km SW Amatrice (RI)	8	42.60	13.28
03:55:44	ML 3.5	3 km N Accumoli (RI)	6	42.72	13.25
03:55:20	ML 3.0	4 km E Norcia (PG)	11	42.79	13.15
03:52:43	ML 3.1	5 km W Amatrice (RI)	11	42.64	13.23
03:47:51	ML 3.3	5 km NE Amatrice (RI)	7	42.67	13.32
03:46:12	ML 3.7	8 km E Norcia (PG)	7	42.76	13.18
03:44:56	ML 3.2	2 km W Amatrice (RI)	11	42.63	13.27
03:43:58	ML 3.4	5 km NW Accumoli (RI)	11	42.73	13.21
03:42:07	ML 3.6	5 km E Norcia (PG)	10	42.78	13.16
03:41:38	ML 3.9	6 km E Norcia (PG)	10	42.78	13.17
03:40:46	ML 3.2	7 km E Norcia (PG)	10	42.77	13.17
03:37:26	ML 4.5	2 km N Accumoli (RI)	9	42.71	13.25
03:36:32	Mw 6.0	1 km W Accumoli (RI)	8	42.70	13.23

Tabella 0-19 Eventi sismici registrati in Italia del 24 agosto 2016

Allegato F – Script Matlab Launcher Program

```

clear all
close all
clc

global iter;
global Jfit;
global Jplot;
global parfit;
global zetajfit;
global residualjfit;
global indCorrelfit;
global linkmat;
global parsim;
global parsimend;
global parmin;
global parmax;

iter = 0;

parmin = [0.1;0.1;0.01;0.25];
parmax = [10;10;10;2];

par0 = [1;1;1;1];

p = length(parmin);

parsimend = par0;

%% pso
popul_pso = 30; % default: min(100,10*p)
maxgen_pso = 600; % default: 200*p
maxfunceval_pso = popul_pso*(1+maxgen_pso);
options_pso = optimoptions('particleswarm');

```

```

options_pso = optimoptions(options_pso,'Display','off');
options_pso = optimoptions(options_pso,'SwarmSize', popul_pso);
options_pso = optimoptions(options_pso,'MaxIter', maxgen_pso);

%parametri per updating migliore
ineran = [0.4 0.9];
self_social = [2 1];
options_pso = optimoptions(options_pso,'InertiaRange', ineran);
options_pso = optimoptions(options_pso,'SelfAdjustment', self_social(1));
options_pso = optimoptions(options_pso,'SocialAdjustment', self_social(2));

[parj , objfunval , ~ ,resstr_pso] = particleswarm( @OF , p , parmin , parmax , options_pso);

namesave = sprintf('result_PSO.mat');
save(namesave);

```

Allegato G – Script Matlab Funzione Obiettivo

```

function J = OF( parj )

%UNTITLED2 Summary of this function goes here

% Detailed explanation goes here

% INIZIALIZZAZIONE*****

tic;

ANSYS = "C:\Program Files\ANSYS Inc\v172\ansys\bin\winx64\ANSYS172.exe";

MODEL = 'TEST_LISTATO3.txt';

INPUTDIR =
'C:\Users\Nicola\Desktop\Algoritmo_Visso\UpdatingTEST3_GA_PSO_SIMANN_PATTERN\input\';

OUTPUTDIR =
'C:\Users\Nicola\Desktop\Algoritmo_Visso\UpdatingTEST3_GA_PSO_SIMANN_PATTERN\output\';

approxFrequ = 'd';

approxShape = 'd';

prior = 'd';

indCor = [1
2
3];

weig = 'd';

FreqID = [3.171
3.4

```

```

3.804];
ModeShapeIDraw = [0.357      0.942   0.433
0.815  -0.647  -0.357
0.257   0.716  -0.291
0.589  -0.558  -0.817
0.222   0.704  -0.411
0.816  -0.614  -0.257
0.27    0.753  -0.313
0.87    -0.552  0.105
0.209   0.605  -0.676
0.888  -0.381  0.696
0.409   1      0.45
0.961  -0.693  -0.472
0.302   0.721  -0.424
0.653  -0.665  -1
0.282   0.793  -0.455
0.938  -0.777  -0.325
0.286   0.827  -0.303
1      -0.71   0.127
0.248   0.714  -0.803
0.973  -0.502  0.802];

% FINE INIZIALIZZAZIONE*****
zetaID = [FreqID ; ones(length(ModeShapeIDraw(1,:)),1)];
m = length(zetaID);
p = length(parj);
if approxFrequ == 'd'
    approxFrequ = 300;
end
if approxShape == 'd'
    approxShape = 300;

```

```

end

if weig == 'd'
    weig = ones(m,1);
end

verindcor = indCor == 'd';

indCorrel = indCor;

vCorrel = zeros(m/2,1);

OUTPUT = 'FILE_OUTPUT.out';

WORKDIRINPUT = sprintf('%s%s',INPUTDIR,MODEL);

WORKDIROUTPUT = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,OUTPUT);

NAMES = sprintf('%s -b -i %s -o %s',ANSYS,WORKDIRINPUT,WORKDIROUTPUT);

ModeShapeIDr =
real(ModeShapeIDraw)+imag(ModeShapeIDraw)*(pinv(real(ModeShapeIDraw)*real(ModeShapeIDraw)))*real
(ModeShapeIDraw)*imag(ModeShapeIDraw);

ModeShapeID = zeros(length(ModeShapeIDr(:,1)),length(ModeShapeIDr(1,:)));

MSF = ones(1,length(ModeShapeIDr(1,:)));

TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'parj.txt');

fid = fopen(TEMPNAME,'w');

fprintf(fid,'%5f \n',parj);

fclose(fid);

disp('Start Ansys');

dos(NAMES);

disp('End Ansys');

TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'FreqFEM.txt');

FreqFEM = load(TEMPNAME);

FreqFEM = round(FreqFEM,approxFrequ,'significant');

TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'ModeShapeFEM.txt');

ModeShapeFEM = load(TEMPNAME);

```

```

ModeShapeFEM = round(ModeShapeFEM,approxShape,'significant');
MAT = vec2mat(ModeShapeFEM(:,1),length(ModeShapeIDr(:,1)));
ModeShapeFEM = [];
ModeShapeFEM = MAT;
MAT = [];
% permutation of modal
if sum(verindcor) ~= 0
    indCorrel = [];
    vCorrel = [];
    for vv = 1:length(ModeShapeFEM(1,:))
        for bb = 1:length(ModeShapeIDr(1,:))
            MSF(1,bb) =
(ModeShapeFEM(:,vv)*ModeShapeIDr(:,bb))/(ModeShapeIDr(:,bb)*ModeShapeIDr(:,bb));
            ModeShapeID(:,bb) = MSF(1,bb)*ModeShapeIDr(:,bb);
            Correl(vv,bb) = sqrt( abs((1-
GetMAC(ModeShapeFEM(:,vv),ModeShapeID(:,bb)))/GetMAC(ModeShapeFEM(:,vv),ModeShapeID(:,bb))) )
+ sqrt( abs((FreqID(bb)-FreqFEM(vv))/FreqFEM(vv)) ) );
        end
    end
    if prior == 1
        [vCorrel(1),indCorrel(1)]= min(abs(Correl(:,1)));
        if m/2 ~= 1
            for cc = 2:m/2
                if indCorrel(cc-1)+1 <= length(Correl(:,1))
                    [vCorrel(cc),indCorrel(cc)]= min(abs(Correl(indCorrel(cc-1)+1:end,cc)));
                    indCorrel(cc) = indCorrel(cc)+indCorrel(cc-1);
                else
                    [vCorrel(cc),indCorrel(cc)]= min(abs(Correl(end,cc)));
                    indCorrel(cc) = length(Correl(:,1));
                end
            end
        end
    end
end

```

```

    end

else

    [vCorrel,indCorrel]= min(abs(Correl));

end

indCorrelTemp(:,1) = indCor;
vCorrelTemp(:,1) = zeros(m/2,1);

for rri = 1:m/2

    if indCor(rri) == 'd'

        indCorrelTemp(rri,1) = indCorrel(rri);
        vCorrelTemp(rri,1) = vCorrel(rri);

    else

        vCorrelTemp(rri,1) = Correl(indCor(rri),rri);

    end

end

indCorrel = [];

vCorrel = [];

indCorrel = indCorrelTemp;

vCorrel = vCorrelTemp;

indCorrelTemp = [];

vCorrelTemp = [];

end

TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'indCorrel.txt');

fid = fopen(TEMPNAME,'w');

for row = 1:length(indCorrel)

    fprintf(fid,'%5f %5f \n',indCorrel(row),vCorrel(row));

end

fclose(fid);

FreqFEMtemp(:,1) = FreqFEM(indCorrel);

ModeShapeFEMtemp = ModeShapeFEM(:,indCorrel);

FreqFEM = [];

```

```

ModeShapeFEM = [];
ModeShapeID = zeros(length(ModeShapeIDr(:,1)),length(ModeShapeIDr(1,:)));
MSF = ones(1,length(ModeShapeIDr(1,:)));
vv = 0;
bb = 0;
row = 0;
% end permutation of modal shape
FreqFEM = FreqFEMtemp;
ModeShapeFEM = ModeShapeFEMtemp;
TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'FreqFEMcorrel.txt');
fid = fopen(TEMPNAME,'w');
fprintf(fid,'%5f \n',FreqFEM);
fclose(fid);
for cc = 1:length(ModeShapeIDr(1,:))
    MSF(1,cc) = (ModeShapeFEM(:,cc)*ModeShapeIDr(:,cc))/(ModeShapeIDr(:,cc)*ModeShapeIDr(:,cc));
    ModeShapeID(:,cc) = MSF(1,cc)*ModeShapeIDr(:,cc);
end
MAC = GetMAC(ModeShapeFEM,ModeShapeID);
dMAC = diag(MAC);
zetaj = [FreqFEM ; dMAC];
for rr = 1:m
    if zetaj(rr,1) == 0
        zetaj(rr,1) = 2*max(abs(zetaj));
    end
end
discrj = min(abs(zetaj));
for rr = 1:m
    if zetaj(rr,1) == 2*max(abs(zetaj))
        zetaj(rr,1) = discrj*1e-10;
    end
end

```

```

end

residualj = (zetaID - zetaj)/zetaID;

TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'residualj.txt');

fid = fopen(TEMPNAME,'w');

fprintf(fid,'%5f \n',residualj);

fclose(fid);

global iter;

global Jfit;

global Jplot;

global parfit;

global zetajfit;

global residualjfit;

global indCorrelfit;

global linkmat;

global parsim;

iter = iter + 1;

parfit(:,iter) = parj;

zetajfit(:,iter) = zetaj;

linkmat(:, :, iter) = parfit*pinv(zetajfit);

parsim(:,1) = inf*ones(p,1);

parsim(:,iter+1) = linkmat(:, :, iter)*zetaID;

parsimend = parsim(:,end);

residualjfit(:,iter) = residualj;

indCorrelfit(:,iter) = [indCorrel; NaN*ones(m-length(FreqID),1)];

J = mean(weig.*residualj.^2);

Jfit(1,iter) = J;

Jplot(1,iter) = min(abs(Jfit))/Jfit(1,1);

[~,indmin] = min(abs(Jfit));

```

```

anyrep = 0; %~all(diff(sort(indCorrel)));
checor = sum(abs(indCorrel - sort(indCorrel))) + anyrep;
if checor == 0
    parshow = parfit(:,indmin);
else
    parshow = NaN*ones(p,1);
end
le = sprintf('Best value of OF J = %5f,Jfit(1,indmin));
le2 = sprintf('Best value of the parameters = %.3d \n',parshow);
plot(1:iter,Jplot,'k-o',1:iter,Jplot,'w.','linewidth',2);
xlabel('Number of cycles','fontsize',22);
ylabel('Normalised value of OF J','fontsize',22)
legend(le,le2)
grid on;
drawnow;
ver = abs(Jfit(1,end)) <= min(abs(Jfit));

if ver == 1 && checor == 0
    TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'measureFIN.txt');
    fid = fopen(TEMPNAME,'w');
    for row = 1:m
        fprintf(fid,'%5f %5f %5f \n',residualjfit(row,indmin),zetajfit(row,indmin),indCorrelfit(row,indmin));
    end
    fclose(fid);
    TEMPNAME = sprintf('%s%s',OUTPUTDIR,'parFIN.txt');
    fid = fopen(TEMPNAME,'w');
    for row = 1:p
        fprintf(fid,'%5f \n',parfit(row,indmin));
    end
    fclose(fid);

```

```

end

toc;

end

function [MAC_MATRIX] = GetMAC(U1,U2)

%UNTITLED2 Summary of this function goes here

% Detailed explanation goes here

% mac

MAC_MATRIX=zeros(size(U1,2),size(U2,2));

for i=1:size(U1,2)

    for j=1:size(U2,2)

        MAC_MATRIX(i,j)=(dot((U1(:,i)),U2(:,j))^2)/dot(dot(U1(:,i),U1(:,i)),dot(U2(:,j),U2(:,j)));

    end

end

% Calcola semplicemente il MAC fra i modi FEM calcolati

% (eg U1 è la generica colonna del modo calcolato) e i modi ID identificati

% (eg U2 è la generica colonna del modo identificato)

end

```

Elenco delle immagini

Figura 1-1 A sinistra la condizione con la presenza delle fasce di piano; a destra il comportamento senza di esse	15
Figura 1-2 Duttilità considerando come parametro di controllo gli spostamenti	18
Figura 2-1 Schema assonometrico della posizione dei sensori	30
Figura 2-2 Proiezione obliqua mediante decomposizione obliqua	36
Figura 2-3 Forme modali e frequenze associate identificate attraverso il metodo SSI.....	38
Figura 2-4 Rete nazionale dell'OSS dei 160 edifici pubblici monitorati.	40
Figura 2-5 Localizzazione geografica del comune di Visso (MC)	41
Figura 2-6 Vista assonometrica dei 4 livelli su cui si erge il complesso	42
Figura 2-7 Facciata d'ingresso della scuola "Pietro Capuzi" in Visso a sinistra, vista aerea del complesso caratterizzata dalla forma "a T" irregolare.a destra.....	42
Figura 2-8 Pianta del piano seminterrato	44
Figura 2-9 Pianta del piano rialzato	44
Figura 2-10 Pianta del primo piano.....	45
Figura 2-11 Pianta del sottotetto	45
Figura 2-12 Prospetti della struttura in esame.....	46
Figura 2-13 Dettaglio dell'architrave AR1 al piano rialzato relativo a Dicembre 2016	47
Figura 2-14 Stratigrafia del solaio SOL1 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS..	48
Figura 2-15 Stratigrafia del solaio SOL2 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS..	48
Figura 2-16 Stratigrafia del solaio SOL3 da relazione della società SGM agli atti dell'OSS..	48
Figura 2-17 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie del tratto iniziale , isolando la parte lineare.....	51
Figura 3-1 Storia della intensità di magnitudo osservate a Visso	55
Figura 3-2 Localizzazione di Visso e dei principali sismi avvenuti nell'area negli ultimi 100 anni.....	55
Figura 3-3 Sequenza sismica tra le province di Rieti e Ascoli Piceno al 24 agosto 2016	56
Figura 3-4 Sequenza sismica in Italia centrale al 26 ottobre 2016.....	57
Figura 3-5 Sequenza sismica in Italia centrale al 30 ottobre 2016.....	57
Figura 3-6 Accelerogrammi nelle direzioni X e Y relativi ai sensori 21 e 22 per i 4 sismi considerati	60
Figura 3-7 Spetto di risposta NTC 08 di stato limite SLV e SLD con gli accelerogrammi relativi alle letture di un sensore posizionato alla base della struttura	61
Figura 3-8 Spetto di risposta NTC 08 di stato limite SLV e SLD confrontato con gli accelerogrammi rilevati nella stazione di Norcia su sottosuolo di categoria B	62
Figura 3-9 Stato del danneggiamento esterno dopo il 24 agosto 2016	63
Figura 3-10 Stato del danneggiamento interno dopo il 24 agosto 2016.....	64
Figura 3-11 Legenda - Tipologia del danno.....	64
Figura 3-12 Quadro del danno al piano terra	65
Figura 3-13 Quadro del danno al primo piano	65
Figura 3-14 Stato di danneggiamento esterno dopo gli eventi di Ottobre 2016	66

Figura 3-15 Lesioni interne che interessano i muri portanti	66
Figura 3-16 Lesioni interne all'edificio che interessano gli architravi	67
Figura 3-17 Lesioni osservate nel corridoio del primo piano: a sinistra si osserva un distaccamento del controsoffitto con crollo locale del laterizio del solaio del piano superiore, a destra una vista longitudinale del corridoio	67
Figura 3-18 Lesioni a taglio per fessurazione diagonale nei maschi del piano terra in direzione Y	68
Figura 3-19 Lesioni a taglio e a pressoflessione nei maschi murari dell'ala nord.....	68
Figura 3-20 Dettagli delle lesioni nel corpo scala.....	69
Figura 3-21 Crollo del solaio di calpestio del primo piano	70
Figura 4-1 Modellazione di un elemento SHELL181 all'interno di Ansys.....	72
Figura 4-2 Modellazione di un elemento COMBIN14 all'interno di Ansys.	72
Figura 4-3 Equivalenza di peso, rigidezza flessionale e rigidezza assiale fra la stratigrafia di piano rilevata ed il guscio equivalente, assunto isotropo ed omogeneo	74
Figura 4-4 Impronta di base sulla quale si sono applicati i vincoli.....	79
Figura 4-5 Applicazione delle molle per la simulazione dell'attrito tra terreno e struttura, rispettivamente al livello del piano rialzato (sinistra) e al livello della fondazione (destra) ...	82
Figura 4-6 3 modi ricavati dalla configurazione n.1	84
Figura 5-1 3 modi globali ricavati dal model updating (vista assonometrica).....	87
Figura 5-2 3 modi globali ricavati dal model updating (vista in pianta).....	88
Figura 0-1 Profilo delle velocità Vs	94
Figura 0-2 Geometria del martinetto di prova, con area del martinetto di 773.22 cm ² e area del 1° taglio di 804.56 cm ²	99
Figura 0-3 Relazione del coefficiente Km al variare della pressione	99
Figura 0-4 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie derivato dalla prova di martinetto doppio	102
Figura 0-5 Diagramma dei moduli elastici ricavati dalla prova di martinetto doppio	103
Figura 0-6 Diagramma sforzi-deformazioni unitarie del tratto iniziale, isolando la parte lineare, derivato dalla prova di martinetto doppio	103

Elenco delle tabelle

Tabella 1-1 Livelli di conoscenza e corrispettivi fattori di conoscenza FC	20
Tabella 2-1 Input sismici utilizzati nell'identificazione modale	38
Tabella 2-2 Parametri MAC relativi ai modi identificati	38
Tabella 2-3 Smorzamenti e frequenze relativi all'identificazione	39
Tabella 2-4 Tipologie di prove effettuate per l'edificio in esame e rispettive numerosità	49
Tabella 2-5 Caratteristiche meccaniche degli strati rilevati dalla prova MASW	50
Tabella 2-6 Analisi dei carichi del solaio SOL1	52
Tabella 2-7 Analisi dei carichi del solaio SOL2	52
Tabella 2-8 Analisi dei carichi del solaio SOL3	52
Tabella 2-9 Analisi dei carichi della copertura, escludendo lo spessore di soletta di calcestruzzo	53
Tabella 3-1 Bancadati dei terremoti storici che hanno provocato danni nel comune di Visso dalla metà del 1800 al 2006	55
Tabella 3-2 Eventi sismici più importanti registrati in Italia il 24 agosto 2016	56
Tabella 3-3 Caratteristiche dei main shock più importanti avvenuti nel Centro Italia fra il 24 agosto ed il 30 ottobre 2016 rilevati dai sensori all'interno dell'edificio	58
Tabella 3-4 Valori di PGA rilevati dalle stazioni INGV e dalla rete di monitoraggio	59
Tabella 4-1 Caratteristiche meccaniche della muratura MUR1	73
Tabella 4-2 Caratteristiche meccaniche della muratura MUR2	73
Tabella 4-3 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL1	74
Tabella 4-4 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL2	75
Tabella 4-5 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL2_S	75
Tabella 4-6 Caratteristiche meccaniche del solaio SOL3	75
Tabella 4-7 Caratteristiche meccaniche della copertura	75
Tabella 4-8 Caratteristiche meccaniche delle scale dell'edificio	76
Tabella 4-9 Parametri delle costanti elastiche utilizzate nella simulazione	78
Tabella 4-10 Entità dei carichi non strutturali	79
Tabella 4-11 Risultati dell'analisi modale relativa alla configurazione 1 (l'asse x è associato alla direzione della parte orizzontale della "T")	83
Tabella 5-1 Parametri da sottoporre alla calibrazione nel modello	85
Tabella 5-2 Risultati del model updating	86
Tabella 0-1 Risultati delle prova penetrometrica n.1 al piano seminterrato	96
Tabella 0-2 Risultati delle prova penetrometrica n.2 al piano rialzato	96
Tabella 0-3 Risultati delle prova penetrometrica n.3 al piano rialzato	97
Tabella 0-4 Risultati delle prova penetrometrica n.4 al piano rialzato	97
Tabella 0-5 Risultati delle prova penetrometrica n.5 al primo piano	98
Tabella 0-6 Risultati delle prova penetrometrica n.6 al primo piano	98
Tabella 0-7 Risultati delle misurazioni effettuate dalla prova n.1 di martinetto doppio	100
Tabella 0-8 Risultati delle deformazioni unitarie dalla prova n.1 di martinetto doppio	100
Tabella 0-9 Risultati delle misurazioni effettuate dalla prova n.2 di martinetto doppio	101

Tabella 0-10 Risultati delle deformazioni unitarie dalla prova n.2 di martinetto doppio	102
Tabella 0-11 Identificazione della resistenza a compressione dei prelievi di muratura	104
Tabella 0-12 Prova PM1 per la stima della resistenza a compressione	105
Tabella 0-13 Prova PM2 per la stima della resistenza a compressione	105
Tabella 0-14 Prova PM3 per la stima della resistenza a compressione	105
Tabella 0-15 Prova PM4 per la stima della resistenza a compressione	106
Tabella 0-16 Prova PM5 per la stima della resistenza a compressione	106
Tabella 0-17 Prova PM6 per la stima della resistenza a compressione	106
Tabella 0-18 Tabella C8 A.2.1 della Circolare 02/02/2009 n.617	107
Tabella 0-19 Eventi sismici registrati in Italia del 24 agosto 2016	109

Ringraziamenti

Durante la realizzazione di questo lavoro è stato fondamentale l'aiuto dei miei familiari, senza il quale non sarei stato in grado di raggiungere questo traguardo.

Si ringraziano il prof. Ceravolo per la pazienza e per la documentazione tecnica che ha reso possibile la redazione di questa tesi, i ricercatori e indottorandi che mi hanno aiutato in maniera costante nel procedere del lavoro.

Una voce dovuta infine va a tutti gli amici ed i colleghi che hanno reso più agevole il raggiungimento di questo traguardo.

Bibliografia

- “[Geotecnica] Fondazioni - Lancellotta Calavera - Mcgraw Hill.” Accessed June 25, 2018. <https://www.scribd.com/doc/135377643/Geotecnica-Fondazioni-Lancellotta-Calavera-Mcgraw-Hill>.
- ANSYS, Engineering Simulation & 3D Design Software. “No Title,” n.d. <https://www.ansys.com/>.
- Brincker, Rune, and Palle Andersen. “Understanding Stochastic Subspace Identification.” *Proceedings of the 24th IMAC*, 2006, 279–311. <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Understanding+Stochastic+Subspace+Identification#0>.
- Brugnara Rita, Zannoner Cristina. “Speciale Marche.” Dipartimento della protezione Civile, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, 2014. <https://ingvterremoti.files.wordpress.com>.
- Carpinteri, Alberto. *Scienza Delle Costruzioni 2*. Edited by Pitagora. 1992, 1992.
- Cartography. “Google Maps,” n.d. <https://maps.google.com/>.
- Cattari, Prof. Ing. Serena, and Ing. Daniele Sivori. *ANALISI DEI DANNI POST SISMA, Relazione Tecnica Scuola Dell’Infanzia “Pietro Capuzi.”* Edited by Chimica e Ambientale Università degli Studi di Genova ReLUIS. Dipartimento di Ingegneria Civile, 2016.
- Civile, Dipartimento della Protezione Civile. “OSS - Osservatorio Sismico Delle Strutture,” n.d. <http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/osservatorio.wp>.
- Di, Corso, Aggiornamento Sulla, and Normativa Sismica. “• Esame Sintetico Delle Prescrizioni e Lezioni,” 2003.
- Felippa, Carlos A. *Introduction to Finite Element Methods*. University of Colorado at Boulder, 1976.
- Girardi, Maria, Cristina Padovani, Daniele Pellegrini, Margherita Porcelli, and Leonardo Robol. “Finite Element Model Updating for Structural Applications” 2014 (2018): 2016–18. <http://arxiv.org/abs/1801.09122>.
- Giuffrè, A. “Sicurezza e Conservazione Dei Centri Storici – Il Caso Ortigia.” *Bari. Editori Laterza*, 1993.
- “ITACA - Italian Accelerometric Archive, INGV,” n.d. <http://itaca.mi.ingv.it>.
- Italian Ministry of Infrastructure and Transport. “NTC 2008 - Italian Building Code. D.M. 14/01/2008,” 2008, 428. <https://doi.org/10.1515/9783110247190.153>.
- J. Kennedy, R. Eberhart. “Swarm Intelligence.” *Morgan Kaufmann of Academic Press, New York*, 2001.
- James Kennedy e Russell Eberhart. “Particle Swarm Optimization Alghoritm PSO,” n.d. <https://it.mathworks.com/help/gads/particle-swarm.html>.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, Gazzetta Ufficiale n. 47

del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n.27. *CIRCOLARE 2 Febbraio 2009*, n. 617, Istruzioni per l'applicazione Delle «Nuove Norme Tecniche per Le Costruzioni» Di Cui Al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008., 2008.

Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), Ing. Giulio Rosi, UNIGE. “DESCRIZIONE ARCHITETTONICA SCUOLA DELL’INFANZIA ‘PIETRO CAPUZI,’” 2016.

Politecnico di Torino - DISEG, and Edile e Geotecnica Dipartimento di Ingegneria Strutturale. “Documentazione Fotografica Relativa Al Danno Avvenuto Nella Scuola Elementare e Materna ‘Pietro Capuzi’ in Visso,” 2016.

Ray W Clough, Joseph Penzien. *Dynamics of Structures*, 1993.

“ReLUIIS - Rete Dei Laboratori Universitari Di Ingegneria Sismica,” n.d.
<http://www.reluis.it/>.

S.r.l., Direttore Tecnico SGM, and Dott. Ing. Alberto Bufali. “RILIEVO PROPRIETÀ MECCANICHE E RILIEVO GEOMETRICO COSTRUTTIVO SCUOLA ELEMENTARE E MATERNA ‘PIETRO CAPUZI’ - Ingegneria Sperimentale Battisti, 2 – Visso (MC) VALUTAZIONE, PREVENZIONE E MITIGAZIONE DEL 11 – Roma P4134-20/11 DEL 16/02/2011 (Rif. Commessa 413,” 2011.

Simulink, MathWorks - MATLAB &. “MATLAB,” n.d. <https://it.mathworks.com>.

“Sistemi Evolutivi - (Particle Swarm Optimization, PSO),” n.d.
<http://cirlab.det.unifi.it/ComplementiET/PSO.pdf>

Vulcanologia, INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e. “No Title,” n.d.
<http://terremoti.ingv.it/it/>.