

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

CONFRONTO TRA METODI DI STIMA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA



Relatore:

Chiar.mo Prof. Rosario Ceravolo

Correlatori:

Prof. Carlo Caldera

Ing. Valentina Daffonchio

Candidato:

Luca Racciatti

A.A. 2018/2019

Indice

<i>Indice</i>	i
<i>Indice delle figure</i>	iv
<i>Indice delle tabelle</i>	vi
Introduzione	8
Capitolo 1	10
Cenni teorici sulla vulnerabilità sismica	10
1.1 Introduzione	10
1.2 Rischio sismico: cos'è e come si determina	10
1.3 Vulnerabilità sismica: modalità di analisi	15
1.4 Metodologie di analisi globale	17
1.4.1 Analisi statica lineare.....	17
1.4.2 Analisi dinamica modale	19
1.4.3 Analisi statica non lineare.....	20
1.4.4 Analisi dinamica non lineare	25
1.5 Normativa di riferimento	26
Capitolo 2	29
Edificio scolastico “De Amicis-Manzoni”	29
2.1 Introduzione	29
2.2 Ubicazione della scuola “De Amicis – Manzoni”	29
2.3 Stato di fatto della scuola “De Amicis – Manzoni”	31
2.4 Analisi storica della scuola	37
2.5 Descrizione geometrica dell’opera	38
2.6 Livello di conoscenza acquisito	39
2.7 Indagini conoscitive	41
2.7.1 Prove pacometriche	41
2.7.2 Indagine endoscopica sul solaio	46
Capitolo 3:	48
Analisi di vulnerabilità sismica con il metodo RE.SIS.TO.	48

3.1	Metodi speditivi per la valutazione di vulnerabilità sismica.....	48
3.2	Metodo RE.SIS.TO. (resistenza sismica totale).....	49
3.2.1	Metodo RE.SIS.TO.: Metodologia applicata.....	49
3.3	Applicazione del metodo RE.SIS.TO al caso studio	52
3.3.1	Calcolo della domanda	52
3.3.2	Calcolo della capacità resistente.....	62
3.3.2.1	Calcolo delle aree dei maschi murari.....	62
3.3.2.2	Analisi dei carichi agenti sulla struttura	68
3.3.2.3	Calcolo del peso totale dei piani.....	74
3.3.2.4	Calcolo delle tensioni normali di compressione sui maschi murari	74
3.3.2.5	Calcolo del taglio resistente.....	75
3.3.2.5	Calcolo del taglio sollecitante.....	78
3.3.2.6	Coefficiente riduttivo di taglio.....	79
3.3.2.6.1	Parametro I: tipo ed organizzazione del sistema resistente	81
3.3.2.6.2	Parametro II: qualità del sistema resistente	82
3.3.2.6.3	Parametro III: posizione dell'edificio e fondazioni	85
3.3.2.6.4	Parametro IV: orizzontamenti.....	87
3.3.2.6.5	Parametro V: configurazione planimetrica.....	88
3.3.2.6.6	Parametro VI: configurazione in elevazione	90
3.3.2.6.7	Parametro VII: distanza massima tra le murature.....	91
3.3.2.6.8	Parametro VIII: copertura.....	92
3.3.2.6.9	Parametro IX: elementi non strutturali	93
3.3.2.6.10	Parametro X: stato di fatto.....	94
3.3.2.6.11	Calcolo del coefficiente riduttivo di taglio	95
3.3.2.7	Calcolo del taglio resistente ridotto	98
3.3.3	Definizione rapporto capacità/domanda.....	98
3.3.3.1	Calcolo della PGA_C	98
3.3.3.2	Classificazione con metodo RE.SIS.TO.	99
Capitolo 4.....	101	
Analisi di vulnerabilità sismica con metodo VM	101	
4.1	Introduzione	101
4.2	Metodologia applicata	102

4.3 Applicazione del metodo VM al caso studio.....	103
4.3.1 Dati generali piano terra e primo piano	103
4.3.2 Dati di input pareti piano terra e primo piano.....	104
4.3.3 Calcolo delle rigidezze delle pareti.....	108
4.3.4 Calcolo del taglio resistente delle pareti.....	109
4.3.5 Calcolo delle forze statiche equivalenti e dei tagli agenti	110
4.3.6 Calcolo delle accelerazioni spettrali	111
4.3.7 Calcolo dell'accelerazione al suolo (PGA).....	111
Capitolo 5.....	114
Modellazione agli elementi finiti dell'edificio scolastico "De Amicis -Manzoni"	114
.....	114
5.1 Introduzione	114
5.2 Modellazione di una struttura in muratura	115
5.2.1 Modello a telaio equivalente.....	116
5.3 Modello della scuola De Amicis Manzoni.....	119
5.3.1 Ipotesi e condizioni di realizzazione.....	120
5.3.2 Analisi dei carichi	121
5.3.3 Parametri sismici inseriti	123
5.3.4. Analisi statica lineare.....	125
5.3.5 Analisi modale	125
5.3.6 Verifiche di sicurezza	128
5.3.6.1 Verifica a pressoflessione nel piano	129
5.3.6.2 Verifica a taglio	131
5.3.6.3 Verifica a pressoflessione fuori dal piano	133
5.3.7 Calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica	135
5.3.8 Meccanismi di collasso locali.....	136
5.3.8.1 Modellazione dei solai con volte a botte	138
5.3.8.2 Calcolo del moltiplicatore di collasso λ	140
Capitolo 6.....	142
Conclusioni	142
Bibliografia.....	145
Sitografia	147

Indice delle figure

Figura 1.0.1 Differenze tra classificazione sismica pre e post OPCM n.3274/03	12
Figura 1.0.2 La pericolosità sismica del territorio nazionale (Ordinanza PCM n. 3519/2006, http://zonesismiche.mi.ingv.it/)	13
Figura 1.0.3 Mappa di Vulnerabilità media in Italia. (Fonte SSN)	15
Figura 1.0.4 Oscillatore semplice equivalente (SDOF) del sistema a più gradi di libertà (MDOF) – C.M.2009 par. C.7.3.4.1	23
Figura 2.0.1 Ubicazione della scuola De Amicis Manzoni ad Alessandria (fonte Google Maps)	30
Figura 2.0.2 Immagine dall'alto dell'edificio "De Amicis Manzoni" (fonte Google Maps)	30
Figura 2.0.3 Ingresso della scuola Manzoni in via Cremona	32
Figura 2.0.4 Ingresso della scuola "De Amicis" in via Tripoli	32
Figura 2.0.5 Corridoio della scuola "De Amicis"	33
Figura 2.0.6 Corridoio della scuola "Manzoni"	33
Figura 2.0.7 Palestra della scuola "De Amicis" con copertura in acciaio	34
Figura 2.0.8 Palestra della scuola "Manzoni" con struttura in calcestruzzo armato....	34
Figura 2.0.9 Particolare della copertura in legno.....	35
Figura 2.0.10 Particolare delle capriate in legno	35
Figura 2.0.11 Particolare di una volta a padiglione con catena di rinforzo	36
Figura 2.0.12 Particolare di un'aula della scuola materna "Aquilone"	36
Figura 2.0.13 Particolare della parete esterna in via Marsala.....	37
Figura 2.0.14 Zone di indagine 1 delle prove pacometriche	42
Figura 2.0.15 Zona di indagine 2 delle prove pacometriche	42
Figura 2.0.16 Schema di funzionamento del pacometro Profscope+	43
Figura 2.0.17 Range (rango) di misurazione del pacometro Profoscope+ al variare del diametro delle armature e della profondità della copertura (copriferro).	44
Figura 2.0.18 Risoluzione di misurazione delle armature del pacometro Profoscope+	45
Figura 2.0.19 il pacometro Profoscope + utilizzato nelle indagini.....	45

Figura 2.20 Particolare dell'esecuzione di un'endoscopia attraverso una volta in muratura.....	47
Figura 2.21 Immagine restituita dall'endoscopio.....	47
Figura 3.0.1 Classificazione metodo RE.SIS.TO.	51
Figura 3.0.2 Classificazione RE.SIS.TO. in funzione del rapporto PGAc/PGAd.....	51
Figura 3.0.3 Individuazione della pericolosità del sito (fonte Spettri NTC ver 1.0.3)	57
Figura 3.0.4 Scelta della strategia di progettazione (fonte spettri NTC ver 1.0.3).....	58
Figura 3.0.5 Sintesi dei parametri sismici ottenuti	58
Figura 3.0.6 Sistema di riferimento per la classificazione dei maschi murari adottato	62
Figura 3.0.7 Schema rappresentativo delle tipologie di solaio presenti	70
Figura 3.0.8 Classificazione in funzione della planimetria	89
Figura 3.0.9 Rappresentazione in pianta della planimetria strutturale	90
Figura 5.0.1 Comportamento della muratura in zona sismica.....	115
Figura 5.0.2 Schema telaio equivalente.....	117
Figura 5.0.3 Schema estensione parte deformabile nel telaio equivalente	117
Figura 5.0.4 Schema rappresentativo di una parete modellata con telaio equivalente in DOLMEN	118
Figura 5.0.5 Vista in assonometria del modello realizzato.....	119
Figura 5.0.6 Determinazione dello spessore equivalente	122
Figura 5.0.7 In nero si riporta lo spettro elastico generato da DOLMEN	124
Figura 5.0.8 In nero si evidenzia lo spettro di progetto generato da DOLMEN	124
Figura 5.0.9 Rappresentazione grafica dell'autovettore 3.....	126
Figura 5.0.10 Rappresentazione grafica dell'autovettore 4.....	127
Figura 5.0.11 Rappresentazione grafica dell'autovettore 8.....	127
Figura 5.0.12 Vista in assonometria dell'output grafico della verifica a pressoflessione	130
Figura 5.0.13 Vista in assonometria dell'output della verifica a taglio	132
Figura 5.0.14 Vista in assonometria dell'output grafico della verifica a pressoflessione fuori dal piano.....	134
Figura 5.0.15 Segnalazione della parete studiata.....	137

Figura 5.0.16 Rappresentazione della parete studiata con indicazione dell'orditura dei solai.....	138
Figura 5.0.17 Modello della volta a botte del solaio S2	138
Figura 5.0.18 Spostamenti volta dovuti alla combinazione all'SLU senza sisma	140
Figura 5.0.19 Schema della parete isolata	141

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura.....	40
Tabella 2 Vita nominale V_n per diversi tipi di opere	52
Tabella 3 Valori del coefficiente di destinazione d'uso C_u	54
Tabella 4 Probabilità di superamento P_{vr} al variare dello stato limite considerato	56
Tabella 5 Valori di T_r in funzione di V_r	56
Tabella 6 Categorie Topografiche	59
Tabella 7 Valori massimi del coefficiente di amplificazione S_t	60
Tabella 8 Categorie di sottosuolo	60
Tabella 9 Espressioni dei coefficienti S_s e C_c	61
Tabella 10 Valori aree dei maschi murari piano terra in direzione X	64
Tabella 11 Valori aree maschi murari piano terra in direzione Y	65
Tabella 12 Valore aree maschi murari primo piano in direzione X	66
Tabella 13 Valore aree maschi murari primo piano in direzione Y	67
Tabella 14 Pesì degli elementi costruttivi (fonte "Manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità GNDT di II livello della regione Toscana").....	69
Tabella 15 Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici	71
Tabella 16 Valori del coefficiente di combinazione.....	71
Tabella 17 Sintesi parametri per il calcolo di q_{pt}	72
Tabella 18 Sintesi parametri per il calcolo di q_{1p}	73
Tabella 19 Valori dei coefficienti di combinazione	73
Tabella 20 Valori per il calcolo di W_{pt}	74

Tabella 21 Valori per il calcolo di W_{lp}	74
Tabella 22 Valore di riferimento dei parametri meccanici (fonte allegato 8 della circolare esplicativa).....	76
Tabella 23 Coefficienti di incremento di resistenza dei parametri meccanici.....	77
Tabella 24 Sintesi dei dieci parametri con relativi punteggi e pesi	80
Tabella 25 Sintesi dei parametri scelti con relativi punteggi e pesi	96
Tabella 26 Parametri scelti per la definizione del coefficiente K_{pegg}	97
Tabella 27 Dati input geometrico delle pareti del piano terra	105
Tabella 28 Dati di input geometrico delle pareti del primo piano	107
Tabella 29 Valori delle forze statiche equivalenti e dei tagli sollecitanti.....	111
Tabella 30 Analisi carichi solaio latero cemento.....	121
Tabella 31 Analisi dei carichi volta piano terra.....	122
Tabella 32 Analisi dei carichi volta del primo piano.....	122
Tabella 33 Valori di riferimento del coefficiente q_0	123
Tabella 34 Coordinate baricentro del piano terra e del primo piano	125
Tabella 35 Coordinate baricentro delle rigidezze del piano terra e del primo piano.....	125
Tabella 36 Risultati analisi statica lineare	125
Tabella 37 Sintesi degli autovettori principali con periodi e masse relative	126
Tabella 38 Risultati numerici dei maschi non verificati	130
Tabella 39 Parametri meccanici della muratura utilizzata.....	139
Tabella 40 Verifiche di ribaltamento della parete	141

Introduzione

Il presente lavoro di tesi nasce da una proposta del Lions Club di Alessandria ed ha come obiettivo quello di andare ad eseguire delle verifiche sismiche sull'edificio scolastico "E. De Amicis – A. Manzoni" ubicato nel comune di Alessandria. La struttura in questione è un'opera in muratura che rientra nel campo degli *edifici storici* dove l'aggettivo "storico" sta ad indicare che la *tecnica costruttiva* non è quella odierna, ovvero quella che risponde ai requisiti normativi in termini di qualità dei costituenti (blocchi e legante) che sono prodotti industrialmente oltre ad essere certificati.

Il fabbricato in questione è stato già oggetto di studio in un precedente lavoro di tesi, durante il quale si è eseguita una analisi di vulnerabilità sismica seguendo la *Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni* del 12 ottobre 2007 e sono state fatte delle verifiche sismiche di tipo LV1, pertanto con tale studio si vuole completare il lavoro iniziato effettuando una valutazione di vulnerabilità sismica sfruttando il metodo speditivo "RE.SIS.TO." ideato dai professori Chinni, Mazzotti, Perri e Savoia, e il "Metodo VM" realizzato dal professor Dolce.

Nella seconda parte si porterà avanti lo studio realizzando una modellazione agli elementi finiti eseguendo una analisi statica lineare, una analisi dinamica lineare e verranno svolte le verifiche previste dalla normativa sugli elementi in muratura che compongono la struttura.

Si fa presente che tale studio ha come obiettivo quello di definire il livello di sicurezza dell'edificio in questione basandosi comunque su considerazioni e ipotesi che non sono state verificate in alcun modo da prove diagnostiche sulla qualità dei materiali, motivo per cui qualora questo lavoro possa essere di aiuto per futuri interventi di adeguamento sismico alla struttura è necessario dapprima verificare le ipotesi effettuate.

Mi sembra doveroso, in conclusione, aggiungere un'ultima considerazione: il presente lavoro di tesi nasce anche come stimolo per tutti quegli enti che hanno in gestione un notevole patrimonio costruttivo (come ad esempio amministrazioni comunali, provinciali e regionali) per fare in modo che queste opere vengano controllate, mantenute e ristrutturate (qualora fosse necessario). Questo perché il nostro Paese è ricco dal punto di vista culturale, storico ed architettonico, ma allo stesso tempo è vecchio, povero e malato dal punto di vista strutturale. Edifici come la scuola "E. De Amicis – A. Manzoni" rappresentano un ruolo sociale strategico e fondamentale, essendo frequentate quotidianamente da centinaia di persone ed in particolar modo da bambini, per cui è inammissibile che non vengano controllati e mantenuti a dovere.

Un programma di prevenzione è fondamentale al fine di garantire controllo e sicurezza a chi vive queste strutture quotidianamente.

Capitolo 1

Cenni teorici sulla vulnerabilità sismica

1.1 Introduzione

Nel seguente capitolo verrà eseguito un approfondimento sui concetti di *rischio sismico* e *vulnerabilità sismica*. Verranno elencate le diverse metodologie di analisi di vulnerabilità sismica, le metodologie di analisi previste dalla normativa e verrà riportata l'evoluzione temporale di quest'ultima nei confronti di tale tematica.

1.2 Rischio sismico: cos'è e come si determina

Il rischio sismico viene definito come la probabilità che si verifichi o che venga superato un certo livello di danno o di perdita in termini economico sociali in un prefissato intervallo di tempo ed in una data area, a causa di un evento sismico.

Questa grandezza dipende essenzialmente da tre variabili: pericolosità sismica, vulnerabilità sismica ed esposizione. Analiticamente possiamo definire il rischio sismico come segue:

$$\text{Rischio sismico} = \text{Pericolosità} * \text{Vulnerabilità} * \text{Esposizione}$$

- *Pericolosità sismica*: viene definita come la probabilità che si verifichi in un dato luogo o entro una data area ed entro un certo periodo di tempo, un evento sismico capace di arrecare danni alle strutture e/o alle persone.

Quando si parla di probabilità sismica ci si riferisce al movimento atteso a causa di un terremoto. Questa può essere definita con metodi deterministici, assumendo un determinato terremoto di riferimento o con metodi probabilistici, nei quali le incertezze dovute a localizzazione e al tempo di occorrenza del terremoto sono esplicitamente considerati. La stima di pericolosità sismica include anche le analisi di *pericolosità sismica di base* e di *pericolosità sismica locale*.

La *pericolosità sismica di base* è la componente della pericolosità sismica che tiene conto delle caratteristiche sismologiche del luogo preso in considerazione, tra queste ricadono le caratteristiche dell'area, la dimensione e la profondità della sorgente sismica oltre all'intensità e alla frequenza dell'evento sismico. La pericolosità sismica di base è definita solitamente su scala regionale in maniera probabilistica e fornisce i valori di velocità, accelerazione, intensità ed ordinate spettrali, riferiti a prefissati valori di eccedenza. Questi parametri descrivono lo scuotimento prodotto dall'evento sismico in presenza di suolo rigido e senza irregolarità morfologiche. La finalità di questo studio è volta a generare una base per la definizione del terremoto di riferimento per studi di microzonazione sismica oltre ad offrire una classificazione sismica su larga scala.

La *pericolosità sismica locale* è la componente della pericolosità sismica che prende in considerazione gli effetti locali. Si ottiene quindi uno studio approfondito partendo dai risultati ottenuti dalla pericolosità sismica di base, integrandoli con studi di carattere geologico, geomorfologico, e geofisico del sito. Tramite questo studio si definiscono i fattori di *amplificazione locale* che variano i valori di accelerazione sismica ai quali è soggetto il sito. Il risultato principale di tale studio è sicuramente la carta di *microzonazione sismica*.

Dal punto di vista normativo la classificazione del territorio italiano in funzione della pericolosità sismica ha subito notevoli cambiamenti negli anni.

Nello specifico, fino al 2003 il territorio nazionale era diviso in tre categorie sismiche di diversa entità, con una classificazione effettiva del territorio pari a circa il 45% della superficie del territorio nazionale. Nel 2003, con l'OPCM n.3274 i criteri di classificazione del territorio nazionale sono stati cambiati: il Paese è stato suddiviso

in quattro zone, definite sull'analisi della probabilità che il territorio venga investito da un evento sismico che superi una certa soglia in un certo intervallo di tempo.

Nella figura 1.1 è possibile notare le differenze tra le classificazioni pre e post OPCM n.3274/03.

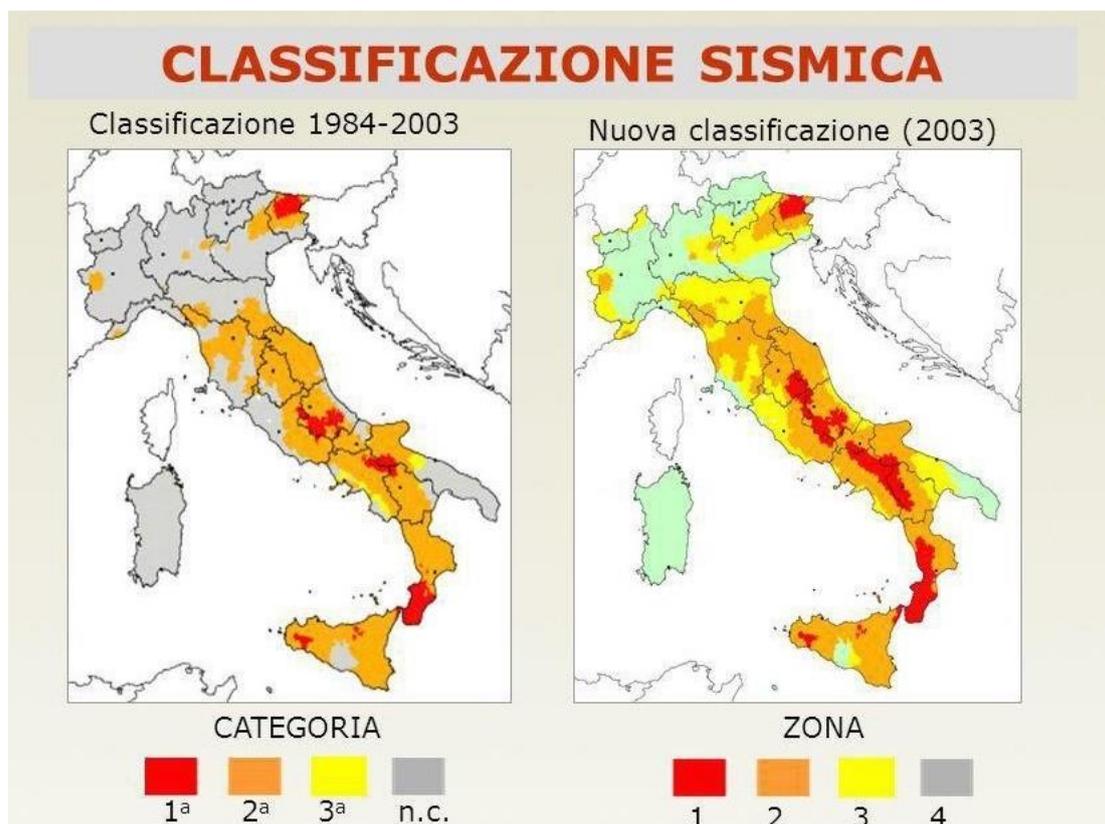


Figura 1.0.1 Differenze tra classificazione sismica pre e post OPCM n.3274/03

Un ulteriore aggiornamento è stato eseguito con l'OPCM n.3519 del 28 Aprile 2006.

In questo nuovo studio sono stati introdotti intervalli di accelerazione da attribuire alle diverse zone sismiche, espressi in funzione di g (figura 1.2).

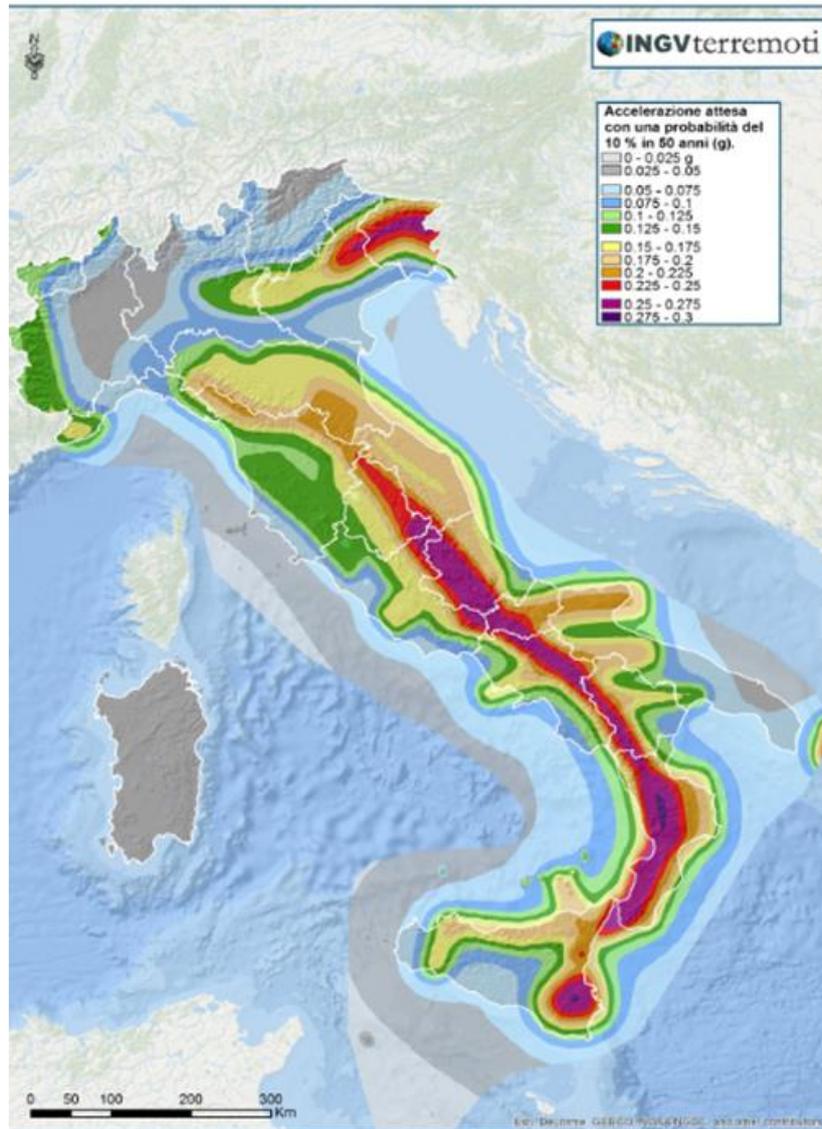


Figura 1.0.2 La pericolosità sismica del territorio nazionale (Ordinanza PCM n. 3519/2006, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>)

Con l'avvento delle NTC08, è cambiato nuovamente il metodo di classificazione sismica, di fatti con le nuove norme tecniche si è deciso di individuare uno spettro elastico proprio di ogni luogo, definito in funzione delle sue coordinate geografiche e della vita nominale dell'opera. Il territorio nazionale quindi è stato classificato interamente in punti definiti su una maglia quadrata di cinque km di lato, indipendenti dal confine dei comuni. Pertanto, oggi la classificazione in macrozone è rimasta utile soltanto ai fini della gestione e della pianificazione di interventi decennali.

- *Esposizione*: viene definito come il fattore che racchiude la posizione, la consistenza, la qualità e il valore dei beni o delle attività presenti nella zona che possono essere investite direttamente o indirettamente dall'evento sismico.
- *Vulnerabilità sismica*: viene definita come la predisposizione da parte di un edificio o più in generale di un bene, a subire danni, variazioni e modifiche a causa del verificarsi di un evento sismico. Questi danni possono portare alla riduzione dell'efficienza di questi beni e/o attività, portandoli, in alcuni casi, anche all'irrecuperabilità.

Risulta evidente che, essendo il rischio sismico prodotto di tre fattori, nel momento in cui uno dei tre risulterà nullo, allora anche il rischio sismico diventerà tale. Pertanto, siccome la pericolosità e l'esposizione risultano essere parametri *intrinseci*, ovvero non dipendenti dalle capacità umane e non modificabili (poiché non si può modificare la tendenza di un sito a subire un terremoto, né tantomeno si può modificare l'ubicazione dell'opera), l'unico parametro su cui si può insistere per andare a diminuire o addirittura abbattere il rischio sismico, è la *vulnerabilità sismica*.

Il concetto di vulnerabilità sismica oltre ad essere riferito ad un semplice manufatto, può essere esteso anche ad una zona, definendo una vulnerabilità sismica media.

Nella figura 1.3 si riporta una mappa di vulnerabilità media del Paese. Mappe di questo genere possono essere ottime in una programmazione decennale di riduzione del rischio sismico poiché permettono di capire quali sono le zone nelle quali bisogna investire in maniera prioritaria. Si noti come per colorazioni sempre più scure incrementi l'indice di vulnerabilità.

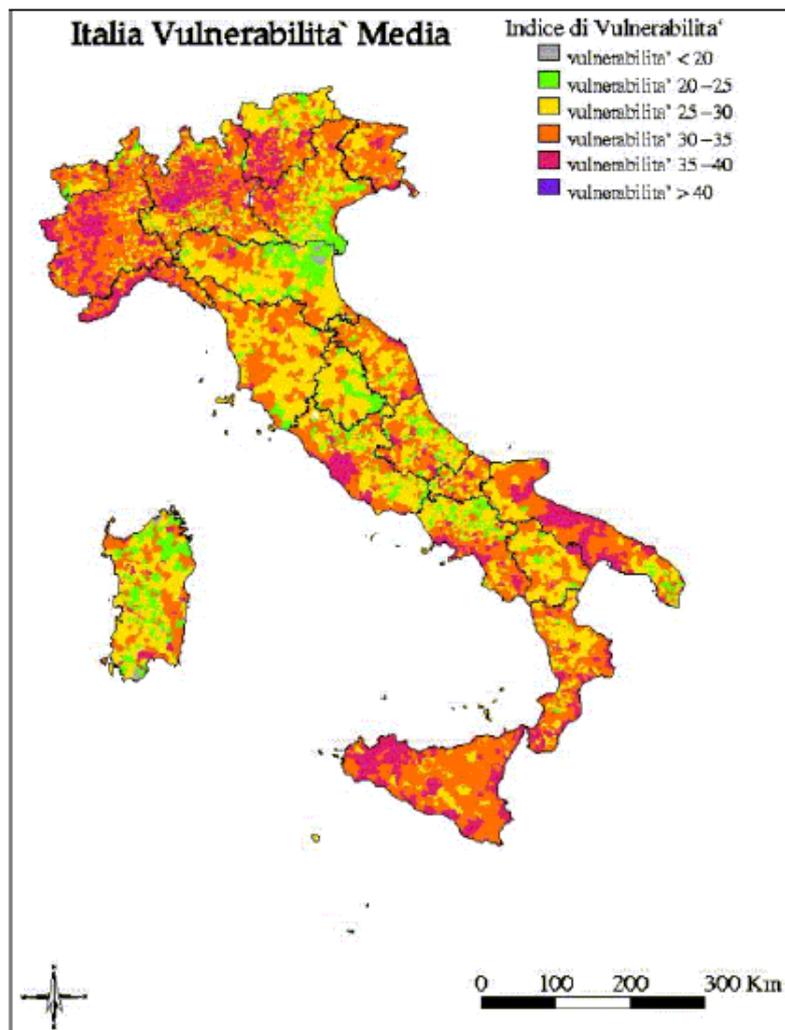


Figura 1.0.3 Mappa di Vulnerabilità media in Italia. (Fonte SSN)

1.3 Vulnerabilità sismica: modalità di analisi

L'analisi di vulnerabilità sismica si divide in due fasi: una prima fase nella quale si ricerca, in maniera più o meno approfondita (a seconda del *Livello di conoscenza* che si vuole raggiungere), del materiale riferito all'oggetto in questione, ed una seconda fase nella quale si esegue uno studio sulla struttura, andando ad analizzare gli effetti che un evento sismico può indurre su di essa.

Per eseguire questa analisi si possono utilizzare svariate metodologie che differiscono tra loro per il risultato che forniscono (*qualitativo o quantitativo*) e per il modo in cui lo ottengono (*diretto, indiretto e convenzionale*).

Una analisi di vulnerabilità sismica si definisce *quantitativa* quando il risultato fornito è in forma numerica, mentre si definisce *qualitativa* quando si parla di vulnerabilità “alta”, “media” o “bassa”, non si ha, cioè, un riscontro numerico.

In quanto alla seconda classificazione, questa distingue le diverse metodologie di analisi in base a come esse arrivano al risultato:

- *Metodologie dirette*: forniscono direttamente una previsione del danno sismico;
- *Metodologie indirette*: definiscono prima un fattore di vulnerabilità e successivamente una relazione tra danno ed evento sismico;
- *Metodi convenzionali*: forniscono soltanto un indice di vulnerabilità, senza definire un confronto tra danno ed evento sismico (come invece avviene nel metodo indiretto). Questa metodologia è usata infatti soltanto per paragonare fabbricati che sono ubicati in zona con la stessa sismicità.

Un'ulteriore classificazione può essere fatta in *metodi meccanici, empirici* e sul *giudizio degli esperti*.

Il *metodo meccanico* consiste solitamente in una analisi di tipo non lineare. In questo metodo il danno viene associato mediante un parametro che è uno spostamento/rotazione limite, mentre l'azione sismica fa riferimento alle accelerazioni spettrali. Applicare un metodo di questo tipo permette di avere risultati più accurati, ma allo stesso tempo richiede un livello di conoscenza adeguato.

Il *metodo empirico* è basato sulla disponibilità dei dati. Questo fornisce sostanzialmente una analisi statistica dei danni generati da svariati eventi sismici. E' chiaro che questo metodo essendo funzione della disponibilità dei dati trova molto difficile l'applicazione nelle strutture in cemento armato, ed inoltre non può essere applicato al singolo edificio ma punta a racchiudere i manufatti per tipologie, associando ad essi una matrice di probabilità del danno.

Riguardo al *giudizio degli esperti*, questo è un metodo che prevede la definizione di un indice di vulnerabilità da parte del tecnico, basato su parametri che “descrivono” la

tendenza della struttura a sopportare i terremoti (come ad esempio la qualità dei materiali e l'efficienza dei collegamenti).

Il primo metodo viene preferito rispetto ai successivi poiché è l'unico che fornisce un risultato di tipo quantitativo.

1.4 Metodologie di analisi globale

Il comportamento locale e globale delle strutture viene analizzato mediante una serie di analisi, definite dalla normativa, che permettono di descrivere la risposta sismica della struttura. Nel caso di studio in questione, essendo la struttura in muratura, ci si riferirà alle tipologie di analisi definite dalle NTC08 al par. 8.7.1:

- *Analisi statica lineare*
- *Analisi dinamica modale*
- *Analisi statica non lineare*
- *Analisi dinamica non lineare*

Nei paragrafi successivi verranno descritte in maniera più approfondita queste analisi al fine di garantire al lettore una migliore comprensione delle stesse.

1.4.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare rappresenta la più semplice delle metodologie permesse dalla normativa. Questa metodologia consiste nell'applicazione di un sistema di forze statiche equivalenti che vanno a simulare l'azione sismica. Può essere effettuata a condizione che il periodo del primo modo di vibrare T_1 non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Il valore di T_1 viene definito per costruzioni civili o industriali che non superano i 40 m di altezza, e che la cui massa sia distribuita uniformemente lungo l'altezza, utilizzando la formula definita dalle NTC08 al par. 7.3.3.2:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove :

- C_1 vale 0.085 per costruzioni a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0.05 per altri tipi di strutture.
- H invece rappresenta l'altezza del fabbricato in metri, a partire dal piano di fondazione.

Il valore delle forze dipende dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente a T_1 , e la sua distribuzione segue l'andamento del primo modo di vibrare. La formula per il calcolo di queste ultime è riportata di seguito:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

Dove:

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$
- F_i rappresenta la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j rappresentano i pesi delle masse i e j ;
- Z_i e z_j rappresentano le quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ rappresenta l'ordinata dello spettro di progetto;
- W rappresenta il peso complessivo della struttura;
- λ rappresenta un coefficiente pari a 0.85 per costruzioni con almeno tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_c$, pari ad 1.00 negli altri casi;
- g rappresenta l'accelerazione di gravità

Il metodo tiene conto degli effetti torsionali mediante l'amplificazione delle forze orizzontali tramite il fattore δ .

Per la definizione dello spettro di progetto ci si riferisce alle formule indicate nel par. 7.3.1 delle NCT08:

$$q = q_0 \cdot K_r$$

Dove:

- q rappresenta il fattore di struttura;

- q_0 rappresenta il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, 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 rappresenta è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Una volta definito il fattore di struttura, si può definire lo spettro di progetto abbattendo lo spettro elastico con il fattore q [3].

1.4.2 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica lineare permette di individuare i modi di vibrare propri della struttura. Questi rappresentano una caratteristica intrinseca di quest'ultima e sono definiti tramite la soluzione del sistema di equazioni di moto, considerato in campo elastico e privo di forzante esterna (condizione di oscillazione libera). Attraverso la definizione dei modi di vibrare possiamo individuare il modo in cui si deformerà la struttura e la relativa massa eccitata da ogni modo di vibrare. Chiaramente i modi che ecciteranno più massa saranno quelli più significativi. La Normativa impone di considerare tutti i modi che eccitano almeno il 5% della massa totale e comunque un numero di modi tale da eccitare almeno l'85% della massa totale. Attraverso lo spettro di risposta del sito in cui è ubicata l'opera si potranno definire gli effetti massimi che il sistema genererà per ogni modo di vibrare, ma poiché è improbabile che essi vengano a generarsi tutti contemporaneamente, questi vengono combinati con un sistema di natura probabilistica. In particolare, si utilizza il metodo di combinazione SRSS se la differenza tra i periodi dei diversi modi di vibrare è almeno del 10%, e segue la formulazione sotto riportata:

$$E = \sum_i E_i^2$$

In cui E rappresenta la generica caratteristica considerata ed E_i rappresenta tale caratteristica per il modo di vibrare i -esimo.

Qualora la differenza tra i periodi dei diversi modi di vibrare fosse minore del 10% si può utilizzare il metodo di combinazione CQC che sfrutta la seguente espressione:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Dove:

- E_j rappresenta il valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} rappresenta il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j

1.4.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare rappresenta una delle metodologie più diffuse per valutare la risposta sismica delle strutture. Questa ha, rispetto all'analisi dinamica non lineare, notevole campo di applicazione perché presenta maggiore semplicità di applicazione e minore onerosità in termini di interpretazione dei risultati.

Questa analisi è anche detta *push-over*, poiché nel corso dell'analisi si realizza un legame forza spostamento denominato appunto *push-over* o *curva di capacità* che descrive il reale comportamento della struttura. L'analisi prevede poi, la valutazione dello spostamento massimo del punto di controllo (solitamente il baricentro dell'ultimo piano) che raggiunge la struttura in seguito ad un evento sismico definito tramite lo spettro. L'obiettivo dell'analisi è quello di spingere la struttura fino al collasso, o fino a che un definito parametro di controllo di deformazione non raggiunga un limite preimpostato. La forzante esterna viene incrementata in maniera monotona ed è rappresentata da un sistema di forze o spostamenti. La struttura verrà trasformata in un sistema SDOF equivalente del quale si definirà la curva di capacità. Si nota quindi che questa analisi risulta piuttosto articolata, pertanto di seguito riportiamo le fasi salienti:

- **DEFINIZIONE DEL SISTEMA DI FORZE DA APPLICARE:**

la definizione del sistema di forze da applicare è indicata dalla normativa. Quest'ultima prevede che debbano esserci almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, una appartenente al Gruppo 1 (distribuzioni principali) ed una appartenente al Gruppo 2 (distribuzioni secondarie) come descritto nel par 7.3.4.1 delle NTC08:

“Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- *distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);*

- *distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;*

- *distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .*

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

a) *distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;*

b) *distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.”*

In merito alla scelta delle distribuzioni di forze vi è da aggiungere un'ulteriore appunto: la normativa nel par. 7.8.1.5.4 dice che “L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.”.

La Circolare, però, aggiunge al par.8.7.1.4 che “In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare,

assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo.”

- **DEFINIZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ:**

lo scopo di questa fase è quello di definire un legame forza-spostamento che rispecchi il reale comportamento della struttura. Come valore di forza di prende il taglio alla base V_b e come spostamento di un punto di controllo D_t (solitamente il baricentro dell'ultimo piano). Il problema sorge per le strutture a più gradi di libertà (MDOF) poiché siccome bisogna scegliere un solo valore di forza e un unico valore di spostamento, infatti, mentre per le strutture ad un grado di libertà (SDOF) questi parametri sono univoci (taglio alla base e spostamento della massa dell'unico grado di libertà presente), per le strutture MDOF non avviene lo stesso, infatti si è dimostrato che le curve di capacità variano a seconda dei parametri scelti. Il metodo prevede quindi la realizzazione di un sistema ad un grado di libertà (SDOF) equivalente, tramite il quale definiremo la curva di capacità, per poi convertire di nuovo i risultati nel sistema MDOF reale.

Si riportano di seguito i diversi step per la determinazione della curva di capacità:

- **STEP 1:** si applicano le distribuzioni di forze statiche orizzontali sopra descritte, oltre ai carichi gravitazionali a cui è soggetta la struttura. Si definisce il punto di controllo (baricentro dell'ultimo piano) e si procede con l'incremento delle forze, definendo il rapporto tra il taglio alla base V_b e lo spostamento del punto di controllo δ .
- **STEP 2:** si trasforma il legame forza spostamento ottenuto, in un legame associato ad un sistema SDOF equivalente. Per fare ciò è necessario scalare taglio e spostamento per il *coefficiente di partecipazione modale* Γ :

$$F^* = F_C/\Gamma$$

$$d^* = d_c/\Gamma$$

Dove:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}$$

In cui Φ rappresenta la coordinata modale del primo modo di vibrare normalizzata rispetto al punto di controllo.

Questo legame viene trasformato in un legame elasto-plastico perfetto in cui:

$$F_Y^* = F_{bu}/\Gamma$$

$$d_y^* = F_Y^*/k^*$$

1. F_Y^* rappresenta la forza di snervamento del sistema equivalente;
2. F_{bu} rappresenta la resistenza massima dell'edificio;
3. k^* rappresenta la rigidezza secante del sistema equivalente (definita in modo da eguagliare le aree dei due grafici)

Si riporta di seguito un'immagine che riporta i legami per il sistema generalizzato e quello del sistema equivalente:

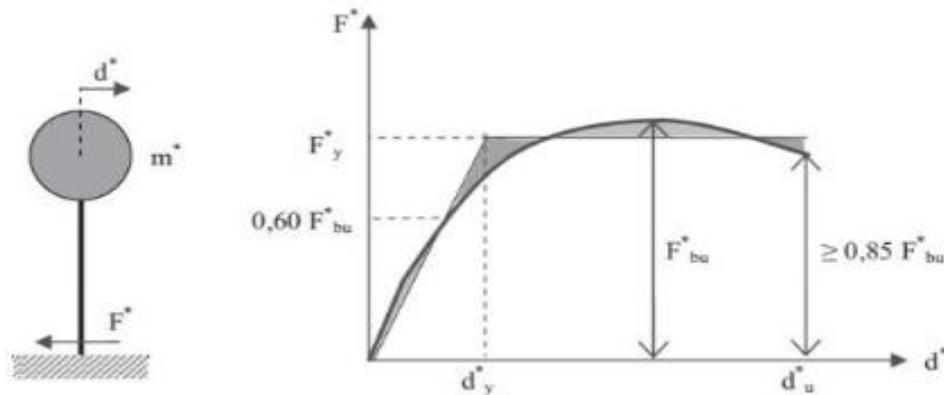


Figura 1.0.4 Oscillatore semplice equivalente (SDOF) del sistema a più gradi di libertà (MDOF) – C.M.2009 par. C.7.3.4.1

Una volta definiti questi parametri è possibile calcolare il periodo del sistema equivalente:

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

Dove m^* è definita di seguito:

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

- **STEP 3:** in questa fase si determina la risposta del sistema equivalente utilizzando lo spettro elastico. Questa sarà differente a seconda della rigidezza del sistema:

$$\text{se } T^* < T_C \Rightarrow d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

$$\text{se } T^* \geq T_C \Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

Dove:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

- **STEP 4:** si converte la risposta del sistema equivalente in quella del sistema effettivo. La configurazione deformata effettiva dell'edificio è data dal vettore degli spostamenti di piano che risulta così definito:

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

1.4.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è la tipologia di analisi più precisa delle quattro elencate per definire la risposta sismica di un manufatto. Durante questa analisi, di fatto, l'oggetto in questione viene sottoposto ad un terremoto naturale o artificiale, e l'analisi evolutiva nel tempo permette di cogliere tutti i meccanismi dinamici che vengono a generarsi. Sostanzialmente durante questa analisi si integra nel tempo l'equazione del moto includendo in essa effetti di non linearità geometrica e non linearità meccanica. Di seguito si riporta l'equazione del moto:

$$M \underline{\ddot{u}} + C \underline{\dot{u}} + K \underline{u} = -M \underline{I} \underline{\ddot{u}}_g$$

Dove:

- M rappresenta la matrice delle masse;
- C rappresenta la matrice dello smorzamento;
- K rappresenta la matrice delle rigidezze;
- I rappresenta un vettore unitario;
- $\underline{\ddot{u}}_g(t)$ rappresenta l'accelerogramma.

La normativa permette di utilizzare accelerogrammi artificiali o simulati (ovvero provenienti da eventi sismici effettivamente verificatisi). Dalla formulazione si può notare la dipendenza dal tempo, per cui la funzione andrà integrata con metodi numerici. Realizzare un modello sul quale eseguire questo tipo di analisi è piuttosto complicato, poiché per ogni elemento strutturale dovrà essere implementato un legame anelastico e dovrà essere definito il sisma di progetto. In merito a ciò la normativa dice che è necessario implementare almeno tre accelerogrammi diversi contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

1.5 Normativa di riferimento

L'importanza dell'analisi di vulnerabilità sismica è cambiata nel tempo dal punto di vista normativo. Inizialmente è nata come una metodologia per valutare i danni subiti dagli edifici post sisma e stabilirne l'agibilità.

Con il passare del tempo la valenza di questa analisi è totalmente cambiata, poiché oggi è intesa come una analisi volta a prevenire gli eventuali danni indotti da un evento sismico. Dal punto di vista normativo l'obbligo della sicurezza degli edifici è stato menzionato per la prima volta con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri **O.P.C.M. n. 3274/2003** dal nome "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*". L'ordinanza è stata poi aggiornata con **l'O.P.C.M n. 3316/03** ("Correzioni e modifiche all'ordinanza 3274") e successivamente con **l'O.C.P.M n. 3431/05** ("Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante <Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica>").

Tramite quest'ordinanza si è resa nota l'obbligatorietà di monitorare e mantenere le strutture pre e post sisma come riportato nell'articolo 2 comma 3: "*fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di **interesse strategico** e delle **opere infrastrutturali** la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le **finalità di protezione civile**, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un **eventuale collasso**.[...]*".

Il 12 Ottobre 2007 è stata invece emanata la "*Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*" nata dal lavoro di diversi enti quali il Dipartimento della Protezione Civile e il Dipartimento dei beni Culturali e Paesaggistici. Questo documento è nato con lo scopo di definire delle linee guida per l'applicazione dell'O.P.C.M. n.3274/2003 sul patrimonio edilizio.

Lo scopo era quello di specificare un percorso da seguire per la definizione della sicurezza sismica e eventuali progetti di adeguamento.

Risale al 26/02/2011 invece la pubblicazione della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09/02/2011 dal titolo: "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 2008*".

Tale documento fornisce riferimenti per la definizione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato facendo riferimento al Decreto Ministeriale 2008 e alla relativa Circolare n.617 del 02/02/2009 che contiene le istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 2008.

Qui si fa riferimento, per le sole opere in muratura, ai metodi che permettono di conservare la sicurezza del patrimonio costruito nei confronti degli eventi sismici, tramite la definizione della *vulnerabilità* e la *valutazione del rischio sismico*, oltre che alla progettazione degli interventi di miglioramento ed adeguamento sismico.

Nell'Ottobre 2013 è stato pubblicato il documento "*Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza di Edifici Esistenti*". In tale pubblicazione è descritto un nuovo tipo di approccio, probabilistico, per la definizione della sicurezza sismica.

L'introduzione della metodologia probabilistica è dovuta al fatto che l'attuale normativa definisce la sicurezza sismica come il rapporto tra l'intensità sismica dello stato limite considerato e quella di verifica, venendo soddisfatta nel momento in cui il rapporto sarà maggiore o al più superiore ad uno. La pubblicazione critica tale tipo di approccio poiché al termine della metodologia utilizzata dalla normativa non viene conosciuto l'effettivo livello di protezione della struttura poiché l'unico elemento caratterizzato in termini di probabilità è l'azione sismica di verifica, pertanto ci sono molte altre fonti di incertezza che non vengono prese in considerazione. Tra queste possiamo fare riferimento a:

- Imprecisioni e incompletezza sulla conoscenza del fabbricato;
- Differenze tra risultati ottenuti con metodi diversi;
- Incertezza sulle capacità ultime degli elementi strutturali progettati senza alcuna concezione antisismica;
- Impossibilità di formulazione univoca degli stati limite ultimi relativi a stato di danno globale e diffuso.

Quindi queste istruzioni hanno come obiettivo quello di definire un metodo che tenga conto di queste incertezze in termini di probabilità di superamento dello stato limite.

Capitolo 2

Edificio scolastico “De Amicis- Manzoni”

2.1 Introduzione

Nel seguente capitolo verrà descritta la struttura che è oggetto del presente lavoro di tesi: la scuola “E. De Amicis – Manzoni” di Alessandria.

Verranno riportate fotografie per la descrizione dello stato di fatto della struttura e saranno fatti degli accenni sull’evoluzione storica dell’edificio.

2.2 Ubicazione della scuola “De Amicis – Manzoni”

La scuola oggetto di studio è situata in pieno centro ad Alessandria, come si può evincere dalle immagini sottostanti reperite da Google Maps:



Figura 2.0.1 Ubicazione della scuola De Amicis Manzoni ad Alessandria (fonte Google Maps)



Figura 2.0.2 Immagine dall'alto dell'edificio "De Amicis Manzoni" (fonte Google Maps)

L'edificio ospita tre scuole, che di seguito sono riportate:

- la scuola materna "Aquilone" accessibile da via Cremona, ed occupa tutta la porzione di edificio tra questa e via Marsala, fino al cortile interno accessibile da via Marsala;
- la scuola primaria "Manzoni" condivide la stessa zona della scuola sopracitata;
- la scuola "De Amicis" che è accessibile da via Cremona, ed occupa la porzione di struttura tra via Tripoli e via Marsala, comprendendo il braccio di collegamento che affaccia sul cortile interno.

2.3 Stato di fatto della scuola "De Amicis – Manzoni"

L'edificio in questione è stato soggetto di numerosi sopralluoghi per definire nelle modalità più accurate possibili il suo stato di fatto ed evidenziare eventuali criticità presenti nella struttura.

Di seguito si riportano diverse fotografie del manufatto scattate durante queste operazioni di sopralluogo.



Figura 2.0.3 Ingresso della scuola Manzoni in via Cremona



Figura 2.0.4 Ingresso della scuola "De Amicis" in via Tripoli



Figura 2.0.5 Corridoio della scuola "De Amicis"



Figura 2.0.6 Corridoio della scuola "Manzoni"



Figura 2.0.7 Palestra della scuola "De Amicis" con copertura in acciaio



Figura 2.0.8 Palestra della scuola "Manzoni" con struttura in calcestruzzo armato



Figura 2.0.9 Particolare della copertura in legno



Figura 2.0.10 Particolare delle capriate in legno



Figura 2.0.11 Particolare di una volta a padiglione con catena di rinforzo



Figura 2.0.12 Particolare di un'aula della scuola materna "Aquilone"



Figura 2.0.13 Particolare della parete esterna in via Marsala

2.4 Analisi storica della scuola

Ai fini di una corretta valutazione della vulnerabilità sismica è necessario conoscere l'evoluzione storica del fabbricato, tutti gli interventi significativi che sono stati apportati alla struttura e le modifiche subite. Tale lavoro di ricerca è stato già realizzato in un precedente lavoro di tesi dal titolo "*Valutazione della sicurezza sismica in edifici storici - Il caso della scuola "E. De Amicis – A. Manzoni" in Alessandria*" di Paolo Motrassini, di seguito verranno riportate solo le informazioni significative al fine di fornire un corretto quadro informativo al lettore, pertanto per ulteriori approfondimenti si rimanda al lavoro sopra citato.

Le prime informazioni riguardo all'edificio risalgono alla prima metà del '500, quando il manufatto era adibito molto probabilmente a motivi religiosi, essendo sede del convento di San Marco. L'opera nel tempo ha subito moltissime modifiche, tra le più significative vi sono quelle del 1847 che hanno portato alla costruzione della scuola "Manzoni". Le aule della scuola "De Amicis" che si affacciano su via Tripoli risultano menzionate per la prima volta in alcuni documenti risalenti al 1932, anche se la data esatta di realizzazione non è stata definita. L'opera è stata sottoposta a lavori di manutenzione nel 1946, al termine della Seconda guerra mondiale. Di significativa importanza sono i lavori che hanno portato alla realizzazione della palestra, con struttura a telaio in calcestruzzo armato, realizzati nel 1967.

Successivamente, nel 1985, sono stati eseguiti lavori di manutenzione straordinaria alla copertura. L'ultimo intervento degno di nota risale al 2006, durante il quale è stato realizzato un rinforzo delle fondazioni. Nonostante la lavorazione sia piuttosto recente, la documentazione in possesso degli archivi risulta però piuttosto scarsa.

2.5 Descrizione geometrica dell'opera

La struttura in questione è formata da due piani fuori terra ed un piano interrato di estensione molto limitata, ragione per cui è stato escluso nelle analisi eseguite nei capitoli successivi, poiché ininfluente dal punto di vista sismico nel complesso globale dell'opera. Il manufatto è interamente realizzato in muratura con mattoni pieni, ad esclusione della palestra realizzata con struttura a telaio in calcestruzzo armato.

La superficie coperta è di circa 4000 m² per piano. L'altezza del primo piano è di 510 cm, mentre il secondo piano ha un'altezza di 460 cm. Riguardo ai solai sono in parte di tipo latero cementizio ed in parte con volte a botte, a padiglione e a crociera. La copertura è interamente in legno, spingente in alcuni tratti. Riguardo al sistema di fondazioni non si hanno molte informazioni, nonostante siano stati eseguiti lavori di rinforzo nel 2006.

Nell'allegato 1 e nell'allegato 2 verranno riportate le piante del piano terra e del primo piano.

2.6 Livello di conoscenza acquisito

L'accuratezza dei risultati ottenuti dalle analisi eseguite è fortemente influenzata dal *livello di conoscenza* raggiunto. Le NTC18 a tal proposito definiscono tre livelli di conoscenza:

-LC1 (*livello di conoscenza limitato*);

-LC2 (*livello di conoscenza adeguato*);

-LC3 (*livello di conoscenza accurato*)

Al fine di definire il livello di conoscenza è necessario valutare la geometria dell'organismo strutturale, i suoi dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza raggiunto è un livello LC1 poiché non è stato possibile eseguire delle prove approfondite sulle caratteristiche dei materiali. Questo fa sì che le proprietà dei materiali siano fortemente penalizzate in fase di analisi della struttura, di fatti il fattore di confidenza ottenuto è pari a $FC=1.35$.

Dalla tabella C8A.1.1 dell'appendice al capitolo 8 è possibile evidenziare i parametri necessari per definire i livelli di conoscenza sopra enunciati:

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

Tabella 2.1 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Riguardo alle indagini in situ limitate per la loro definizione ci si riferisce sempre al paragrafo C8A.1.A3 dell'allegato:

“servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita

preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. È da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.”

Per quanto concerne il rilievo geometrico di tutti gli elementi che compongono la struttura ci si riferisce allo studio già eseguito su tale struttura citato ad inizio capitolo.

2.7 Indagini conoscitive

L'edificio scolastico è stato sottoposto ad una serie di indagini al fine di migliorarne la conoscenza e mitigare dubbi il suo funzionamento. In particolare, sono state effettuate prove pacometriche ed indagini endoscopiche. Nei paragrafi successivi verranno descritte in maniera più approfondita.

2.7.1 Prove pacometriche

Le zone soggetto di indagine sono principalmente due, e vengono evidenziate nelle figure sottostanti.

ZONA DI INDAGINE 1: solaio tra piano terra e primo piano

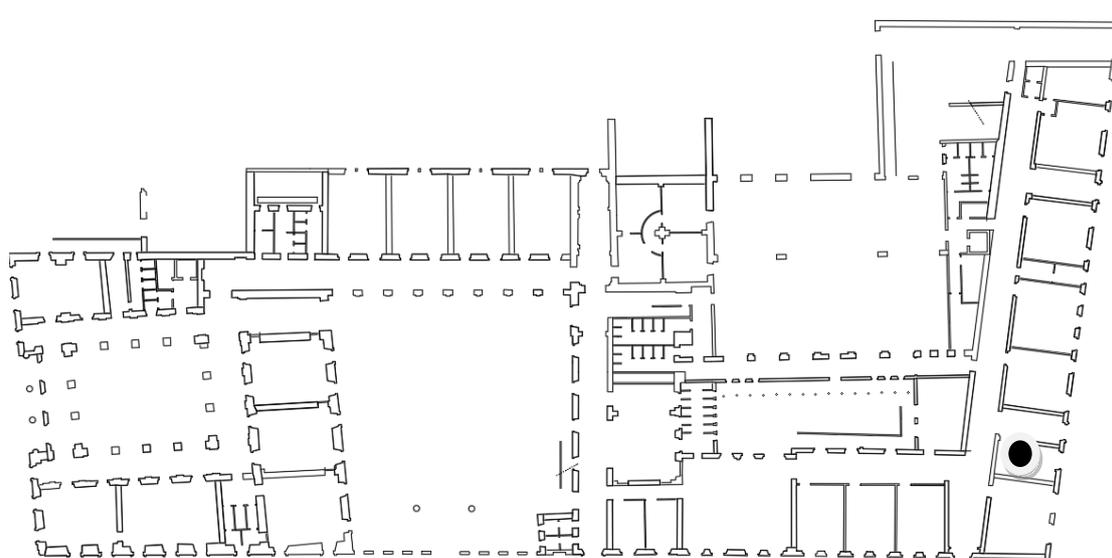


Figura 2.0.14 Zone di indagine 1 delle prove pacometriche

ZONA DI INDAGINE 2: muro del primo piano per verifica presenza pilastri (ipotesi di telaio in c.a. per tutta l'altezza del fabbricato nella zona)

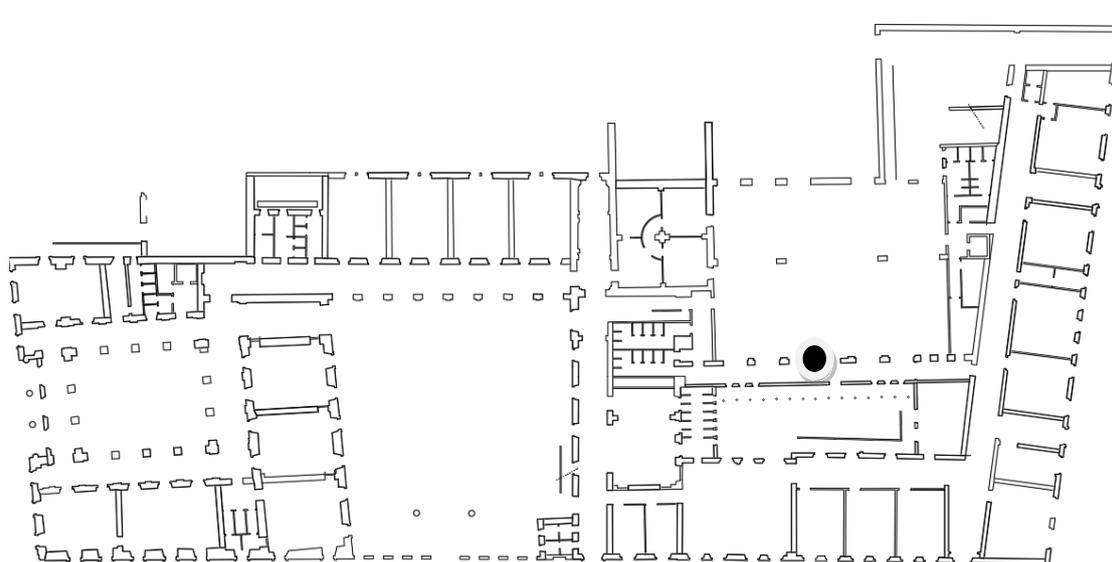


Figura 2.0.15 Zona di indagine 2 delle prove pacometriche

Il pacometro ha permesso di ottenere le seguenti informazioni:

- **nella zona di indagine 1** in merito alla distanza dei travetti prefabbricati oltre che indicazioni di massima sui diametri dei ferri presenti e dell'estensione del copriferro.
- **nella zona di indagine 2** in merito alle barre di armatura ed alle staffe oltre che indicazioni di massima sui diametri presenti e dell'estensione del copriferro.

Per le indagini pacometriche è stato utilizzato il rilevatore di armature Profoscope+ della ditta svizzera Proceq. L'esemplare utilizzato è il PS02-003-0623, in possesso del certificato di calibrazione 390 00 270 rilasciato dall'ispettore Bogdan Nistor della ditta P.A.S.I. s.r.l. in data 22 luglio 2016.

Il pacometro Profoscope utilizza l'induzione ad impulsi elettromagnetici per rilevare le armature. Le bobine della sonda sono periodicamente caricate di impulsi di corrente generando così un campo magnetico.

Sulla superficie di tutti i materiali conduttori posti all'interno di un campo magnetico si producono correnti parassite. Esse inducono un campo magnetico nella direzione opposta. La differenza di tensione può essere sfruttata per la misurazione.

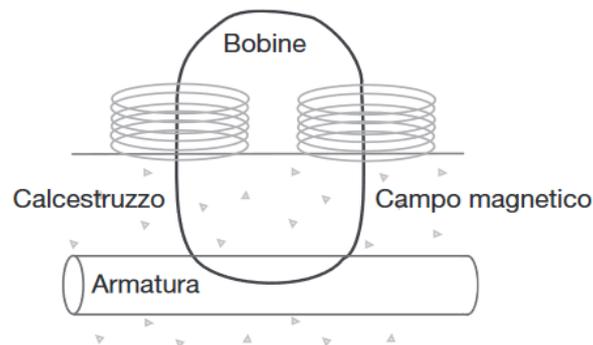


Figura 2.0.16 Schema di funzionamento del pacometro Profoscope+

Profoscope usa diverse configurazioni di bobine per generare vari campi magnetici. L'elaborazione avanzata del segnale consente di:

1. localizzare l'armatura

2. localizzare il punto medio tra le armature
3. determinare la copertura (copriferro)
4. stimare il diametro dell'armatura.

Questo metodo non subisce influenze da alcun materiale non conduttore come calcestruzzo, legno, plastica, mattoni, etc. Invece, qualsiasi materiale conduttore presente nel campo magnetico (in un raggio di circa 400 mm / 16") può influenzare la misurazione.

Il principio a induzione di impulsi utilizzato dal Profoscope ha un range di funzionamento predefinito.

Il range di misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura. L'accuratezza attesa dalla misurazione del copriferro è indicata nel grafico sottostante (a norma BS1881 parte 204, per un'armatura singola con spaziatura sufficiente).

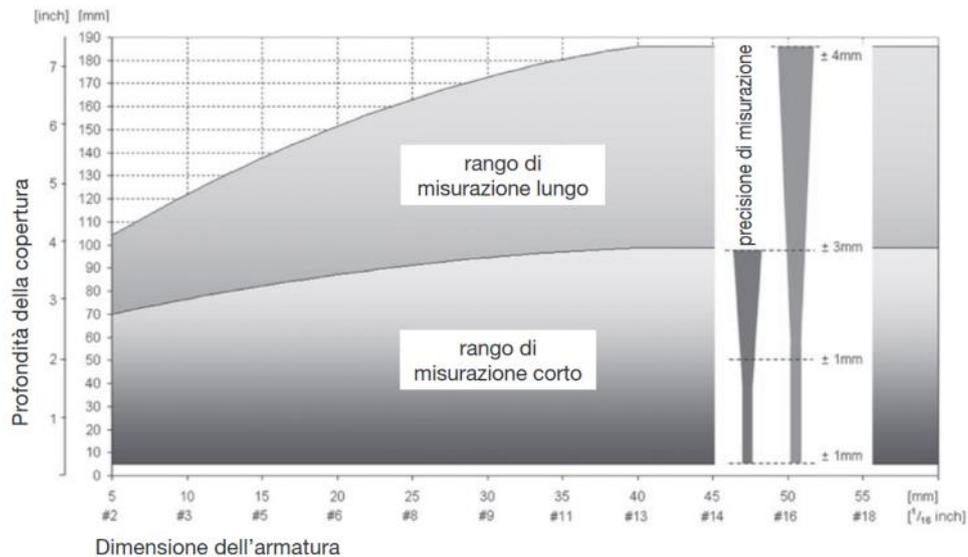


Figura 2.0.17 Range (rango) di misurazione del pacometro Profoscope+ al variare del diametro delle armature e della profondità della copertura (copriferro).

Diversi fattori possono influenzare la precisione della misurazione. Innanzi tutto, qualsiasi armatura all'interno del raggio di azione dello strumento può influenzare la lettura. In particolare, le armature vicine all'armatura da misurare provocano una sottovalutazione del valore del copriferro o una sopravvalutazione del diametro dell'armatura. A seconda della profondità del copriferro, esiste un limite alla

spaziatura minima delle armature al di sotto del quale è impossibile distinguere armature singole.

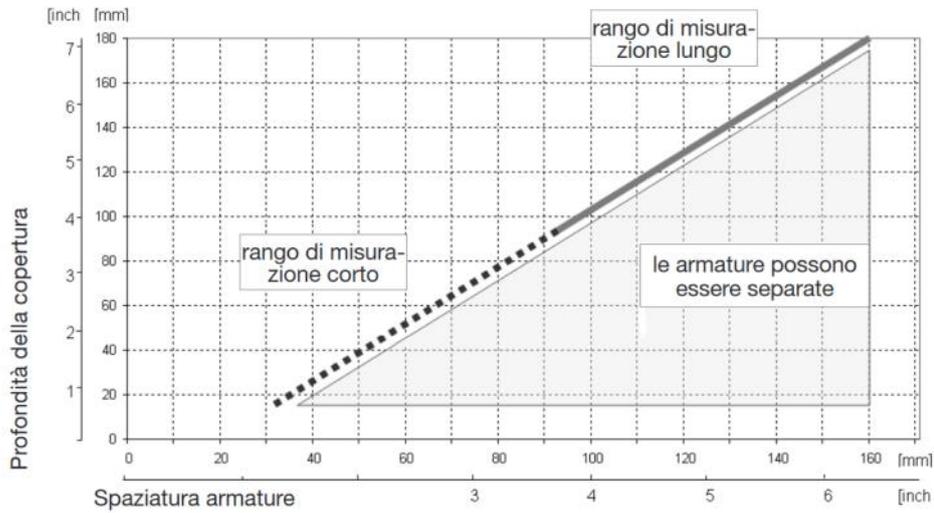


Figura 2.0.18 Risoluzione di misurazione delle armature del pacometro Profoscope+

L'accuratezza della misurazione del copriferro dipende da vari fattori, tra cui la corretta impostazione del diametro dell'armatura.

Nella determinazione del diametro dell'armatura, intervengono due fattori: lo spessore del copriferro e la distanza tra le armature vicine.

È possibile determinare con buona accuratezza il diametro delle armature se il copriferro non supera l'80% del range minimo e se le barre di armatura hanno distanza non inferiore a 150 [mm].



Figura 2.0.19 il pacometro Profoscope + utilizzato nelle indagini

2.7.2 Indagine endoscopica sul solaio

A causa della presenza di riscaldamento a pavimento in tutta la scuola e con il rischio di procurare dei danni alle tubazioni dello stesso, non è stato possibile effettuare l'indagine endoscopica nei locali scolastici, ma la procedura è stata tuttavia illustrata tramite le indagini effettuate in immobile della stessa epoca appartenente allo stesso complesso urbanistico e con caratteristiche molto simili dal punto di vista architettonico e soprattutto strutturale.

L'indagine è stata eseguita utilizzando una sonda endoscopica flessibile dotata in punta di un gruppo ottico con sorgente luminosa (e testa snodabile telecomandata), calata in piccole perforazioni eseguite con un trapano nei solai oggetto di indagine.

In particolare, la tecnica utilizzata è la seguente:

- dopo aver individuato il punto di esecuzione del foro (se possibile in zone che permettevano comode condizioni operative per l'operazione di foratura) si è proceduto a verificare mediante pacometro l'assenza di ostruzioni metalliche (ferri, tubi degli impianti...).
- utilizzando un trapano a rotazione a basso numero di giri, si è proceduto all'esecuzione del foro (diametro 20-30 mm) fino a raggiungimento della profondità desiderata (dove possibile si cercava di attraversare tutto lo spessore del solaio).
- si è poi proceduto con l'inserimento della sonda endoscopica facendola avanzare con intervalli di 5 cm cercando di ricostruire visivamente i vari strati attraversati (rilevando gli spessori riconoscibili).
- documentazione video-fotografica della procedura eseguita (annotando, su apposito modulo, uno schema della stratigrafia e l'eventuale presenza di anomalie riscontrate).

Nel seguito si riportano due immagini illustrative delle operazioni.



Figura 2.20 Particolare dell'esecuzione di un'endoscopia attraverso una volta in muratura



Figura2.21 Immagine restituita dall'endoscopio

Dalla prova è emerso che i solai a volte presenti nel primo piano sono privi di riempimento, con uno spessore di 12 cm, molto limitato poiché soggetto soltanto a peso proprio. Queste tipologie di volte sono molto comuni nella zona di Alessandria. Riguardo alle volte del solaio tra piano terra e primo piano, si è definito lo spessore del pacchetto mediante l'utilizzo di un distanziometro e si è dedotta la presenza uno spessore di riempimento di 20 cm al di sopra del concio di chiave.

Riguardo ai solai realizzati in latero cemento, non avendo possibilità di eseguire fori a causa della presenza del riscaldamento a pavimento, si è definito lo spessore del pacchetto di solaio attraverso il distanziometro per differenza di quota. Per la definizione della tipologia di travetti si è dedotta quella più frequente all'epoca di realizzazione, ovvero travetti SAP con $h=22$ cm privi di soletta collaborante.

Capitolo 3:

Analisi di vulnerabilità sismica con il metodo RE.SIS.TO.

3.1 Metodi speditivi per la valutazione di vulnerabilità sismica

L'idea di utilizzare metodi speditivi per la valutazione di vulnerabilità sismica nasce come conseguenza alle imposizioni delle NTC08, ovvero all'obbligo di effettuare le verifiche di vulnerabilità degli edifici strategici quali scuole, ponti, ospedali o sedi di Enti pubblici. È chiaro che il bacino di strutture da controllare risulta molto ampio motivo per cui eseguire una analisi approfondita di vulnerabilità di ogni singola struttura interessata risulterebbe molto oneroso sia in termini di tempo che in termini economici. Da qui è nata l'idea di questi *metodi speditivi*, i quali hanno come obiettivo quello di dare una prima stima di massima sulla vulnerabilità sismica dell'edificio in modo da poter definire, poi, una scala di priorità di intervento. Questi metodi rappresentano un'ancora di salvezza per quegli enti che hanno in gestione un grande patrimonio edilizio quali possono essere comuni, province o regioni.

È evidente che tali metodi non hanno la presunzione di ottenere risultati dettagliati, bensì di fornire risultati affidabili da estendere su larga scala in modo da poter essere comparati.

Ad oggi l'utilizzo di questi metodi, ed in particolare del metodo RE.SIS.TO, è stato limitato nella zona di Bologna, dove si sta cercando di estendere l'applicazione del metodo a diversi edifici di pubblica amministrazione. Il progetto di prevenzione prevede, in futuro, un'estensione anche al patrimonio edilizio privato.

3.2 Metodo RE.SIS.TO. (resistenza sismica totale)

Il metodo RE.SIS.TO (resistenza sismica totale) è frutto di un'idea dei professori Ciriaco Chinni, Claudio Mazzotti e Marco Savoia dell'università di Bologna.

Il presente metodo prende spunto da diversi lavori già presenti in letteratura con lo scopo di definire una valutazione di vulnerabilità su larga scala. L'applicazione del metodo RE.SIS.TO. permette di individuare, al termine dell'applicazione, una accelerazione al suolo di collasso valutando il taglio resistente dell'edificio. La valutazione del taglio resistente si basa su una serie di semplificazioni che verranno spiegate di seguito e richiede il parere di un tecnico esperto per valutare la complessità dell'oggetto in esame. Il metodo rientra nella categoria dei metodi *quantitativi* poiché fornisce un valore numerico dell'accelerazione di collasso.

Questi valori quantitativi vengono poi inseriti all'interno di una classificazione denominata RE.SIS.TO., divisa in diversi intervalli che vanno a definire la *classe di vulnerabilità* del manufatto.

La struttura in questione, inoltre, dovrà essere soggetta ad analisi approfondite qualora i risultati del metodo speditivo siano fortemente negativi, in modo da poter prevedere eventuali interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

3.2.1 Metodo RE.SIS.TO.: Metodologia applicata

La metodologia trova campo di applicazione sia sulle strutture in muratura che su edifici in cemento armato, fornendo risultati, in termini di valutazioni di vulnerabilità, piuttosto omogenei tra le tue tipologie.

Il metodo RE.SIS.TO. fornisce l'accelerazione al suolo di collasso della struttura valutando il taglio resistente dell'edificio piano per piano. Poiché il metodo non tiene conto di eventuali criticità che possono essere riscontrate durante i sopralluoghi prevede l'utilizzo di un coefficiente riduttivo da applicare al taglio resistente, che viene definito utilizzando dieci degli undici parametri contenuti nelle schede di

vulnerabilità del *Gruppo Nazionale per la Difesa dai terremoti* (GNDT 1994). Il metodo richiede informazioni riguardo alle caratteristiche geometriche e dei materiali utilizzati nell'oggetto in questione.

La procedura si articola in tre fasi successive:

1- Ricerca di materiale tecnico necessario a fornire un quadro completo

della struttura nelle sue attuali condizioni di fatto: questo punto assume notevole importanza nell'applicazione del presente metodo oltre che per ulteriori scopi quali possono essere progetti di adeguamento e miglioramento. Durante questa fase è necessario reperire materiale storico dagli archivi comunali e/o quelli di stato per certificare tutte le operazioni di manutenzione che sono state eseguite sull'opera in modo da avere un quadro completo sulla struttura stessa e poter definire con certezza l'anno di realizzazione di ogni parte del fabbricato. Oltre al reperimento del materiale è necessario anche eseguire uno o più sopralluoghi per valutare lo stato di fatto dell'opera, confrontare gli elaborati grafici con la struttura reale, verificare le dimensioni degli elementi strutturali, individuazione di lesioni e o fessure significative, ispezionare gli orizzontamenti per valutarne la tipologia. Riguardo alla definizione delle proprietà dei materiali il procedimento è differente a seconda del fatto che la struttura sia in muratura o cemento armato:

- *muratura*: rimozione dell'intonaco in una zona d'angolo per valutare la tessitura della muratura e assegnazione delle proprietà meccaniche sulla base delle tabelle presenti nell'allegato della circolare delle NTC18;
- *cemento armato*: esecuzione di saggi in travi e pilastri per valutare il tipo di armatura accompagnate da prove pacometriche per verificarne la posizione e da prove sclerometriche per stimare la classe di resistenza del calcestruzzo.

2- Definizione dell'accelerazione di collasso del manufatto: in questa fase il metodo di procedere si differenzia tra le strutture in cemento armato e quelle in muratura poiché la metodologia di collasso è differente.

La procedura verrà spiegata nei paragrafi successivi quando verrà affrontata nel caso studio in questione.

3- Classificazione RE.SIS.TO.: una volta individuate l'accelerazione di picco che porta al collasso PGA_C e l'accelerazione di picco prevista in sito PGA_D si può esprimere il loro rapporto per definire la classe di resistenza dell'edificio. Il metodo prevede cinque classi di vulnerabilità, dove procedendo dalla classe I (bassa vulnerabilità) alla classe V (alta vulnerabilità) la vulnerabilità del manufatto aumenta.

Si riporta di seguito la tabella che esprime la divisione cromatica tra le diverse classi:



Figura 3.0.1 Classificazione metodo RE.SIS.TO.

Di seguito è riportata invece la divisione delle diverse classi a seconda dei rapporti tra la capacità e la domanda richiesta:

PGA_C / PGA_D	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

Figura 3.0.2 Classificazione RE.SIS.TO. in funzione del rapporto PGA_C/PGA_D

3.3 Applicazione del metodo RE.SIS.TO al caso studio

Di seguito vengono elencati tutti i vari step che portano a definire la vulnerabilità sismica dell'edificio oggetto della tesi: la scuola "De Amicis- Manzoni" di Alessandria.

Verrà inizialmente definita la domanda, ovvero l'entità dell'azione sismica attesa nel sito dipendente essenzialmente dalla conformazione stratigrafica e topografica, oltre che dalla vita nominale dalla destinazione d'uso del manufatto oggetto d'analisi.

3.3.1 Calcolo della domanda

Al fine di determinare la domanda sismica è necessario partire dal calcolo della *vita nominale* della struttura. Riferendoci a quanto riportato dalle NTC18 al par. 2.4.1, questa viene così definita:

“la vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.”

Si riporta di seguito la Tab. 4.2.1.:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2 Vita nominale V_n per diversi tipi di opere

La struttura in questione essendo una scuola rientra nella categoria 2, pertanto la V_N sarà uguale a 50 anni.

L'azione sismica però, non è riferita alla vita nominale della struttura, bensì al periodo di riferimento V_R che viene così definito:

$$V_R = V_N \times C_U \quad (3.1)$$

Dove C_U indica la classe d'uso del fabbricato in questione. Le classi d'uso individuate dalla normativa vengono elencate nel paragrafo 2.4.2, e vengono di seguito riportate:

Classe I: *Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*

Classe II: *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

Classe III: *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Classe IV: *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.*

Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La scuola De Amicis-Manzoni rientra negli edifici di **Classe III** come indicato nella Circolare esplicativa al paragrafo 2.4.2:

“A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.”

Le NTC18 riportano nel par. 2.4.3 i vari coefficienti assegnati per diverse classi d'uso. Si riporta di seguito la tabella:

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

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

Tabella 3 Valori del coefficiente di destinazione d'uso C_U

Pertanto, si definisce la probabilità di superamento V_R come indicato nella (3.1) che risulterà pari a 75 anni.

Nella tabella seguente si riportano i parametri con i relativi valori associati:

V_N [anni]	50
C_U [-]	1.5
V_R [anni]	75

Una volta definito il periodo di riferimento si definisce la probabilità di superamento P_{VR} che è associato ad un determinato stato limite.

Gli stati limite considerati dalle NTC18 sono quattro, e vengono descritti nel paragrafo 3.2.1, divisi in stati limite di esercizio e stati limite ultimi:

“Gli stati limite di esercizio sono:

*- **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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.”.

Nel caso in esame la metodologia considera soltanto lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Nella tabella 3.2.1, di seguito riportata, vengono indicati i valori di P_{VR} associati ad ogni stato limite:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

Tabella 4 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Nel caso dello SLV il valore di P_{VR} risulta pari al 10%.

È possibile ora definire il tempo di ritorno T_R associato allo stato limite considerato SLV. Tale parametro viene individuato mediante la tabella 3.2.1 presente sulla circolare esplicativa:

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

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

Tabella 5 Valori di T_r in funzione di V_r

Pertanto, otterremo che $T_R = 712 \text{ anni}$.

Adesso è possibile definire i parametri di pericolosità sismica che vengono descritti al par. 3.2 delle NTC08:

- **ag** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T^{*C}** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per individuare tali parametri ci si avvale dell'utilizzo del foglio Excel "Spettri-NTC ver 1.03" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In prima battuta si inseriscono i dati relativi al comune in cui è sito il fabbricato in questione, ovvero Alessandria, come riportato nello screen seguente:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8.62

LATITUDINE
44.9134

Ricerca per comune

REGIONE
Piemonte

PROVINCIA
Alessandria

COMUNE
Alessandria

Elaborazioni grafiche

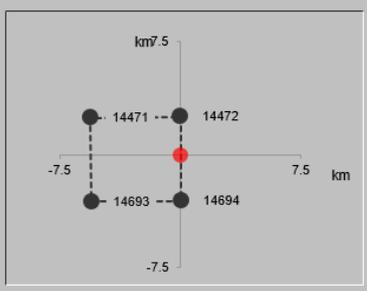
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

superficie rigata ▼

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Figura 3.0.3 Individuazione della pericolosità del sito (fonte Spettri NTC ver 1.0.3)

Successivamente entrano in gioco i parametri che sono stati precedentemente calcolati:

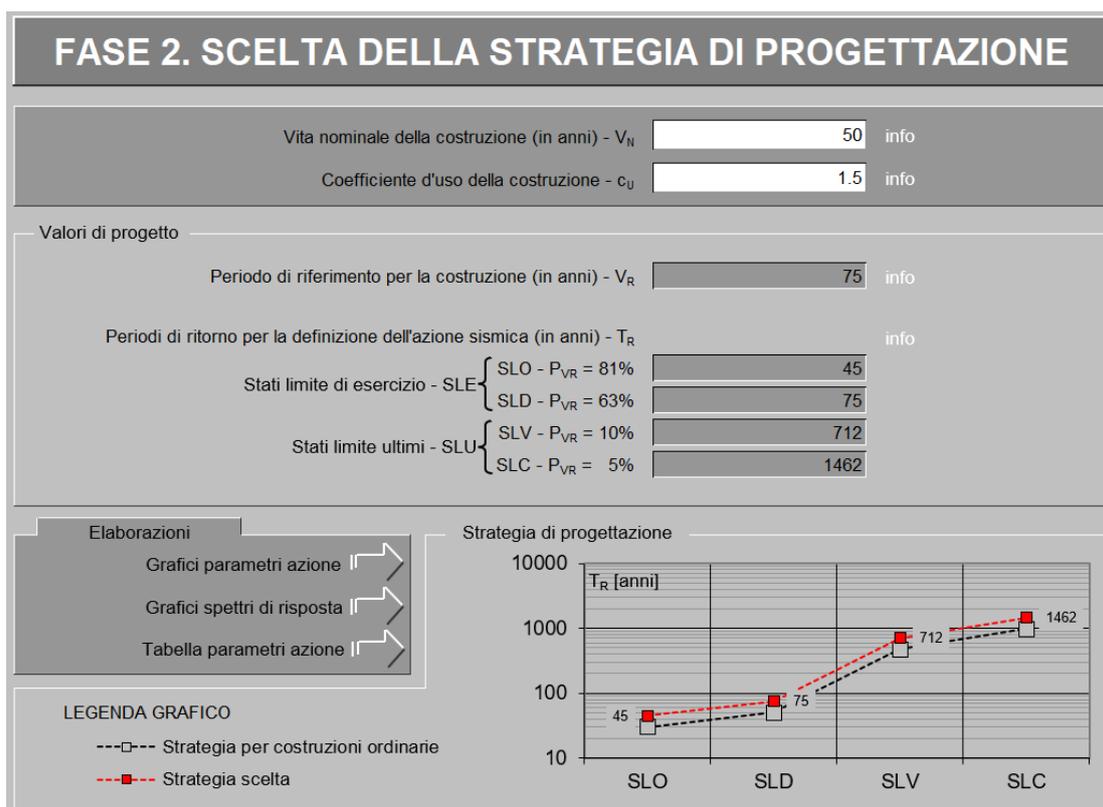


Figura 3.0.4 Scelta della strategia di progettazione (fonte spettri NTC ver 1.0.3)

Da qui è possibile individuare le tabelle dei parametri di azione, di seguito riportate:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.023	2.529	0.188
SLD	75	0.029	2.521	0.212
SLV	712	0.067	2.560	0.282
SLC	1462	0.086	2.548	0.288

Figura 3.0.5 Sintesi dei parametri sismici ottenuti

Questi tre parametri saranno fondamentali nella definizione della PGA_D .

Una volta definiti tutti i fattori necessari per individuare la *peak ground acceleration* PGA_D si può procedere alla sua determinazione con la formula seguente:

$$PGA_D = a_g \cdot S_T \cdot S_S \quad (3.2)$$

Dove:

- a_g indica l'accelerazione orizzontale attesa ne sito;
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica

Questi coefficienti vengono presi in considerazione poiché lo spettro di risposta elastico ottenuto fa riferimento a condizioni di suolo rigido e con superficie topografica orizzontale, come indicato nella circolare nel par. 3.2.2:

“Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- **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. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Per la valutazione del coefficiente topografico si ricorre all'utilizzo della tabella fornita dalle NTC08 al par. 3.2.2, di seguito riportata:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Tabella 6 Categorie Topografiche

Nel caso oggetto di studio, il terreno rientra nella categoria T1 essendo perfettamente pianeggiante. La tabella sottostante fornisce i valori dei coefficienti associati ad ogni categoria topografica:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 7 Valori massimi del coefficiente di amplificazione S_T

I terreni di categoria T1 hanno un coefficiente S_T unitario.

Riguardo alla definizione del coefficiente di stratigrafia, non avendo reperito tra i documenti a disposizione i risultati di alcuna prova che certificasse la tipologia di terreno, ci si è basati sui risultati delle stratigrafie dei terreni circostanti. Facendo riferimento alle categorie di sottosuolo elencate dalle NTC18 nella tab. 3.2.II:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 8 Categorie di sottosuolo

Il terreno in questione è stato classificato come terreno di categoria C.

La tab. 3.2.V delle NTC18 fornisce le formule per il calcolo del coefficiente S_S cercato:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 9 Espressioni dei coefficienti S_S e C_C

Conoscendo tutti i fattori presenti nella formula per il calcolo di S_S si può definire il suo valore, ovvero $S_S = 1.5$.

Si riportano in tabella i tre parametri che vengono utilizzati per il calcolo di PGA_D sfruttando la (3.2):

$S_T [-]$	1
$a_g [g]$	0.067
$S_S [-]$	1.5

La domanda sismica PGA_D ammonta quindi a:

$$PGA_D = 0.1005 \text{ g}$$

3.3.2 Calcolo della capacità resistente

Quando si parla di *capacità resistente* ci si riferisce alla resistenza che è in grado di opporre la struttura all'azione sismica orizzontale. Nel metodo RE.SIS.TO. viene quantificata facendo riferimento ad un modello meccanico semplificato, che tiene conto dei tagli resistenti ad ogni piano della struttura come elementi di opposizione al sisma.

3.3.2.1 Calcolo delle aree dei maschi murari

La scuola De Amicis-Manzoni è una struttura in muratura con due piani fuori terra. Il metodo RE.SIS.TO. per le strutture in muratura portante prevede che vengano definite dapprima due direzioni di riferimento X ed Y, per quantificare poi l'area dei maschi murari in queste due direzioni.

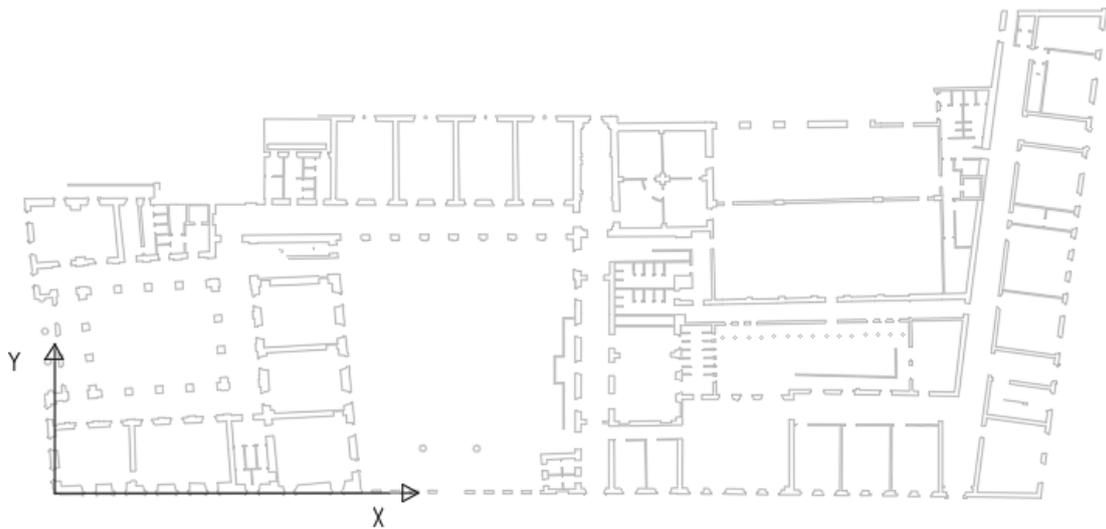


Figura 3.0.6 Sistema di riferimento per la classificazione dei maschi murari adottato

Il primo step, infatti, richiede il calcolo di $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ ovvero l'area totale dei maschi murari in direzione X ed in direzione Y nel piano i-esimo. Di seguito si riporta la formulazione analitica descritta:

$$A_{X,i} = \sum_{n=1}^{NM_{X,i}} A_{X,n,i} \quad (3.3)$$

$$A_{y,i} = \sum_{n=1}^{NM_{y,i}} A_{y,n,i} \quad (3.4)$$

Dove:

- $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ rappresentano le aree totali dei maschi murari rispettivamente nella direzione x e nella direzione y del piano i-esimo;
- $A_{x,n,i}$ e $A_{y,n,i}$ rappresentano l'area dell'ennesimo maschio murario appartenente all'i-esimo piano, rispettivamente nella direzione x e nella direzione y;
- $NM_{x,i}$ e $NM_{y,i}$ rappresentano il numero di maschi murari presenti nell'i-esimo piano, rispettivamente nella direzione x e nella direzione y.

La numerazione dei maschi può essere evidenziata nell' allegato 3, rispettivamente del piano terra e del primo piano.

Vengono quindi riportate di seguito le tabelle che identificano i maschi murari del piano terra con la relativa superficie, sia in direzione x che in direzione y.

ID	$A_{x,i}$ [m ²]
M1	2.30
M2	2.05
M3	2.32
M4	2.17
M5	2.13
M6	3.54
M7	2.91
M8	4.06
M9	3.34
M16bis	1.39
M17	1.50
M18	1.31
M19	1.31
M20	1.44
M21	1.93
M22	5.22

ID	$A_{x,i}$ [m ²]
M27	1.59
M28	0.61
M29	0.61
M30	0.61
M31	1.67
M32	3.31
M34	0.61
M35	0.61
M37	3.88
M41	0.61
M42	0.61
M45	1.30
M46	1.69
M47	0.61
M48	0.61
M49	0.61
M50	1.24

ID	$A_{x,i}$ [m ²]
M52	4.43
M54	9.12
M55	1.19
M56	1.24
M57	1.56
M58	1.10
M59	1.84
M60	1.52
M63	2.86
M64	2.45
M65	2.19
M69	8.85
M72	4.07
M73	0.65
M74	1.51
M75	1.19
M76	1.27

ID	A _{x,i} [m ²]
M77	1.49
M79	1.16
M80	1.17
M82	2.54
M83	2.39
M85	1.17
M86	1.08
M87	1.15
M88	1.06
M90	2.43
M91	2.33
M93	0.57
M94	1.16
M109	1.83
M115	1.16
M116	1.15
M117	1.18
M118	0.48
M119	1.22
M120	0.52
M121	1.49
M122	0.54
M123	0.70
M124	0.49
M125	0.69

ID	A _{x,i} [m ²]
M126	0.49
M127	0.92
M128	4.05
M137	1.64
M138	1.27
M139	0.96
M141	0.48
M142	0.43
M143	0.59
M144	1.09
M145	0.83
M146	1.40
M147	1.35
M149	1.57
M151	2.74
M153	1.68
M155	2.36
M158	1.79
M160	0.21
M161	0.21
M162	0.95
M163	2.22
M164	0.21
M165	0.21
M166	1.14

ID	A _{x,i} [m ²]
M168	0.88
M172	2.90
M173	2.08
M174	0.63
M175	0.94
M176	0.90
M177	0.62
M178	0.49
M179	0.52
M179BIS	0.51
M180	0.52
M181	1.05
M193	2.25
M196	2.27
M201	5.37
M205	1.75
M206	1.85
M208	16.9
M210	2.88
M211	0.80
M212	0.80
M214	8.43
M216	1.23
M218	10.88

Tabella 10 Valori aree dei maschi murari piano terra in direzione X

Di seguito vengono riportate le tabelle relative ai maschi murari del piano terra con il codice di identificazione e relativa superficie:

ID	A _{y,i} [m ²]
M10	2.03
M11	3.44
M12	3.77
M13	2.74
M14	1.16
M15	1.81
M16	1.44
M23	1.97

ID	A _{y,i} [m ²]
M24	1.83
M25	2.39
M26	2.41
M27	1.59
M28	0.61
M29	0.61
M30	0.61
M31	1.67

ID	A _{y,i} [m ²]
M32	0.97
M33	0.59
M34	0.61
M35	0.61
M36	1.79
M38	1.96
M39	1.84
M40	1.72

ID	A _{y,i} [m ²]
M41	0.61
M42	0.61
M43	0.58
M44	1.24
M46	1.69
M47	0.61
M48	0.61
M49	0.61
M50	1.25
M51	2.03
M53	2.22
M61	1.28
M62	1.24
M66	3.52
M67	1.79
M68	0.93
M70	3.63
M71	7.59
M78	5.24
M81	4.98
M84	4.84
M89	4.46
M92	8.16
M95	3.05
M96	0.55
M97	0.55
M98	0.55
M99	0.55
M100	0.55
M101	0.55
M102	0.56

ID	A _{y,i} [m ²]
M103	1.51
M104	1.68
M105	1.67
M106	1.70
M107	1.41
M108	0.76
M110	0.66
M111	0.54
M112	0.56
M113	0.93
M114	0.59
M129	0.77
M130	0.53
M131	2.65
M132	3.17
M133	3.81
M134	2.89
M135	3.12
M136	1.13
M140	0.48
M148	0.41
M150	2.28
M152	1.92
M154	0.62
M156	1.87
M157	4.50
M159	0.83
M167	2.04
M169	0.64
M170	1.13
M171	4.25

ID	A _{y,i} [m ²]
M172	2.90
M178	0.49
M179	0.52
M179BIS	0.51
M180	0.52
M182	0.49
M183	2.21
M184	0.50
M185	0.50
M186	0.51
M187	0.27
M188	7.00
M189	2.05
M190	0.48
M191	0.98
M192	0.54
M194	0.58
M195	0.75
M197	2.34
M198	1.36
M199	0.49
M200	1.18
M202	1.29
M203	1.20
M204	10.42
M207	0.36
M209	7.77
M213	7.36
M215	11.50
M216	1.23
M217	3.69

Tabella 11 Valori aree maschi murari piano terra in direzione Y

Si riportano i valori delle aree totali dei maschi in direzione x ed y, relativi al pian terreno: $A_{x,pt} = 236.13 \text{ m}^2$; $A_{y,pt} = 229.84 \text{ m}^2$

Si procede adesso allo stesso modo con il calcolo delle superfici dei maschi murari del primo piano. Di seguito si riportano le tabelle dei maschi agenti in direzione x:

ID	A _{x,i} [m ²]
M1	1.93
M2	1.53
M3	1.56
M4	1.58
M5	1.44
M6	2.23
M7	1.92
M8	3.14
M9	2.00
M17	4.08
M18	1.66
M19	2.09
M20	2.6
M22	1.58
M24	1.70
M26	0.86
M27	1.78
M28	1.25
M30	1.27
M31	1.50
M32	1.42
M33	2.87
M34	0.64
M38	1.92
M44	0.68
M45	2.92
M46	1.04
M47	1.27
M48	1.34
M50	3.80
M51	2.93
M54	4.95
M55	1.74
M56	0.86
M58	4.31
M60	0.35
M61	1.75

ID	A _{x,i} [m ²]
M62	1.48
M63	1.81
M67	0.46
M68	0.56
M70	4.43
M71	0.66
M72	1.53
M74	2.97
M75	1.1
M76	0.76
M77	0.78
M79	2.08
M80	1.94
M82	0.67
M83	0.66
M84	0.62
M86	1.87
M87	1.72
M89	0.34
M90	0.69
M91	0.62
M93	6.12
M97	1.00
M98	8.38
M102	3.34
M103	3.25
M107	0.62
M110	2.1
M118	2.25
M119	1.38
M122	1.55
M127	1.2
M128	0.97
M131	0.82
M132	1.36
M135	0.4
M136	1.15

ID	A _{x,i} [m ²]
M138	1.46
M140	0.48
M141	0.71
M142	0.5
M143	0.66
M144	0.45
M145	0.97
M146	3.99
M151	2.21
M154	2.63
M157	1.9
M161	1.72
M165	2.61
M168	2.48
M170	2.12
M173	7.08
M176	1.76
M177	1.32
M179	1.83
M181	1.92
M182	0.35
M183	0.33
M184	0.84
M185	1.03
M187	0.98
M191	1.74
M193	1.57
M194	1.67
M195	0.74
M196	0.76
M197	1.04
M198	0.67
M199	0.41
M200	0.44
M201	0.38

Tabella 12 Valore aree maschi murari primo piano in direzione X

Si procede di seguito allo stesso modo per i maschi in direzione y. Si riportano le tabelle di seguito:

ID	$A_{y,i}$ [m ²]
M10	0.85
M11	1.66
M12	2.08
M13	4.60
M14	2.00
M15	1.26
M16	1.46
M21	0.42
M23	1.60
M25	1.58
M29	0.49
M34	0.77
M35	1.32
M36	0.51
M37	0.41
M39	1.40
M40	1.40
M41	1.70
M42	1.84
M43	1.27
M49	200
M52	1.78
M53	2.11
M57	3.42
M59	0.88
M63	0.43
M64	1.09
M65	1.19
M66	0.54
M69	3.69
M73	3.91
M78	4.52
M81	3.10

ID	$A_{y,i}$ [m ²]
M85	3.27
M88	3.91
M92	8.53
M94	2.87
M95	0.96
M96	1.15
M99	2.31
M100	1.31
M101	0.67
M103	3.25
M104	1.34
M105	0.99
M106	0.36
M108	0.41
M109	0.45
M111	1.59
M112	1.34
M113	1.36
M114	0.50
M115	0.49
M116	0.88
M117	0.60
M120	1.30
M121	0.64
M123	0.67
M124	0.62
M125	0.55
M126	0.43
M129	0.82
M130	0.55
M133	0.49
M134	0.61
M137	0.5

ID	$A_{y,i}$ [m ²]
M147	0.51
M148	0.34
M149	3.43
M150	2.95
M152	0.83
M153	0.52
M155	0.55
M156	1.03
M158	0.47
M159	0.47
M160	0.47
M162	0.43
M163	0.44
M164	1.00
M166	0.45
M167	0.6
M169	1.12
M171	0.42
M172	1.34
M173	0.63
M174	1.89
M175	0.64
M178	1.40
M180	0.46
M182	0.52
M183	1.93
M186	0.92
M188	1.48
M189	5.59
M190	4.17
M192	0.35
M192bis	0.6

Tabella 13 Valore aree maschi murari primo piano in direzione Y

Si possono definire quindi le aree totali dei maschi murari del primo piano vengono raccolte nella tabella successiva:

$A_{x,1P} [m^2]$	187.88
$A_{y,1P} [m^2]$	140.95

3.3.2.2 Analisi dei carichi agenti sulla struttura

Lo step successivo prevede una analisi dei carichi per individuare il carico per unità di superficie agente in ogni piano i-esimo, chiamato q_i . La formulazione prende in considerazione il peso dei maschi murari spalmandolo su tutta la superficie coperta e i carichi permanenti agenti sul solaio. Il metodo, inoltre, prevede che qualora fossero previsti carichi accidentali, andranno aggiunti al contributo dei permanenti.

La formulazione analitica è riportata di seguito:

$$q_i = \frac{(A_{x,i} + A_{y,i})}{A_{cop,i}} \cdot h_i \cdot p_{m,i} + p_{s,i} \quad (3.5)$$

Dove:

- $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ rappresentano le aree totali dei maschi al piano i-esimo, rispettivamente nella direzione x ed y;
- $A_{cop,i}$ rappresenta la superficie coperta del piano i-esimo;
- h_i rappresenta l'altezza del piano i-esimo;
- $p_{m,i}$ rappresenta il peso specifico della muratura;
- $p_{s,i}$ rappresenta il carico permanente sul solaio per unità di superficie.

Per individuare il valore di $p_{m,i}$ si utilizza il “Manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di II livello della regione Toscana”.

Quella seguente è la tabella che definisce i pesi di volume di tutti i tipi di murature:

TABELLA 2

PESI PER ELEMENTI COSTRUTTIVI (p_m):

<i>Materiale</i>	Peso dell'unità di volume o di superficie t/m^3
Muratura di mattoni pieni	1.8
Muratura di mattoni semipieni	1.6
Muratura di mattoni forati	1.1
Muratura di pietrame e malta	2.2
Muratura di pietrame listato	2.1
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	1.2

Tabella 14 Pesì degli elementi costruttivi (fonte "Manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità GNDT di II livello della regione Toscana")

Considerando che la struttura in questione è realizzata in mattoni pieni si sceglie:

$$p_{m,i} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Si passa successivamente alla definizione del valore di $p_{s,i}$. I solai della struttura sono in parte realizzati in latero cemento ed in parte con volte in muratura. In particolare, è possibile individuare la divisione tra le due tipologie di solai con l'immagine sottostante:

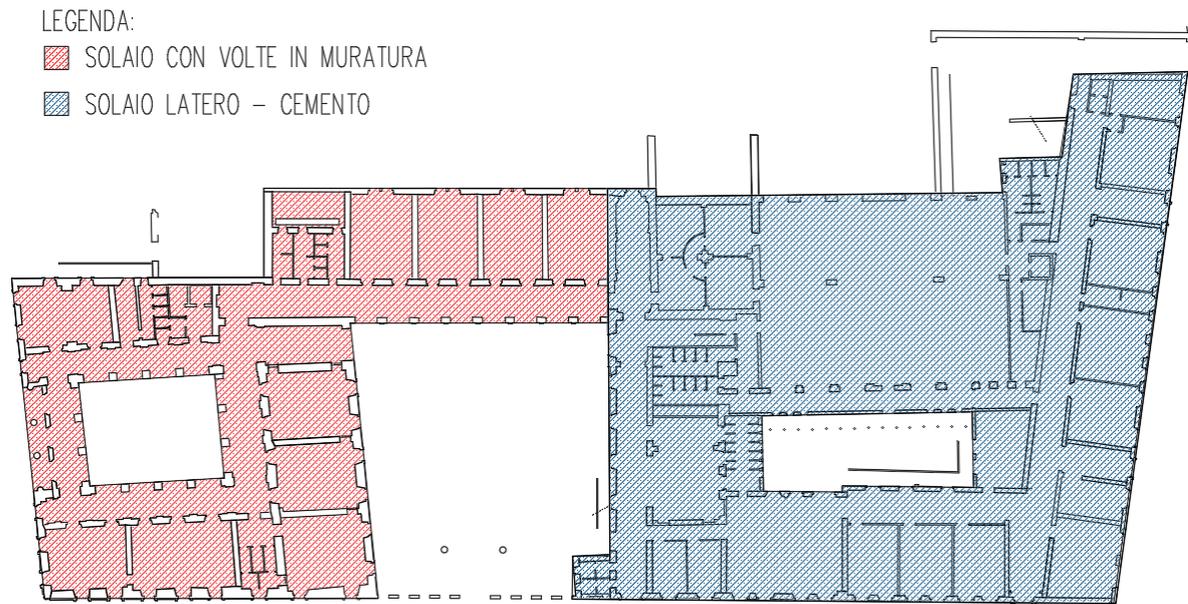


Figura 3.0.7 Schema rappresentativo delle tipologie di solaio presenti

Poiché i due tipi di solai hanno dei pesi per unità di superficie nettamente diversi, si è deciso di definire un “peso equivalente” tenendo conto delle superfici coperte dai due tipi di solai, facendo di fatto una media ponderata:

- *Area coperta con solaio latero cemento: 2188 m²*
- *Area coperta con volte in muratura: 1330 m²*

Pesi dei due diversi tipi di solai per unità di superficie:

- *Solaio latero cemento: 5.73 kN/m²*
- *Volte in muratura: 4.5 kN/m²*

Pertanto, applicando una media ponderata in base alla superficie coperta, otterremo che:

$$p_{sol,eq} = \frac{p_{sol,lat-cem} \cdot A_{sol,lat-cem} + p_{sol,volte} \cdot A_{sol,volte}}{A_{sol,lat-cem} + A_{sol,volte}} = 5.26 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6)$$

Va inoltre considerato il sovraccarico accidentale imposto dalla normativa, come indicato nel par. 3.1.4 delle NTC18:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00

Tabella 15 Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici

Trattandosi di una scuola il sovraccarico accidentale sarà di $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$. Il sovraccarico andrà moltiplicato per il coefficiente di combinazione, che viene elencato nella tab. 2.5.1:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 16 Valori del coefficiente di combinazione

La combinazione da prendere in considerazione è quella quasi permanente pertanto il coefficiente $\psi_{2,j}$ è pari a 0.6.

In sintesi, ricapitolando, avremo i seguenti carichi per il piano terra, che combinati tra loro con la (5) forniscono il valore di q_{PT} . In tabella si riportano i valori:

$p_{m,PT} [kN/m^3]$	18
$p_{s,PT} [kN/m^2]$	5.26
$q_{K,ACC} [kN/m^2]$	3.00
$A_{TOT,x} [m^2]$	236.13
$A_{TOT,y} [m^2]$	229.84
$A_{TOT,COPERTA} [m^2]$	3518
$h_{PT} [m]$	5.10
$q_{PT} [kN/m^2]$	19.22

Tabella 17 Sintesi parametri per il calcolo di q_{pt}

Si procede allo stesso modo per il primo piano, applicando la (3.5). In questo caso, però, la situazione sarà leggermente differente, poiché il sottotetto non è abitabile, pertanto non è previsto alcun sovraccarico accidentale, ed inoltre andrà preso in considerazione anche il peso della copertura. Questa è realizzata interamente in legno, ma non avendo reperito molte informazioni su di essa nonostante sia stata ristrutturata nel 1993, si ipotizza un peso della copertura di 2 kN/m^2 basandosi su altri tipi di coperture simili trovate in letteratura.

Le volte in muratura nel piano sovrastante saranno trattate allo stesso modo del piano terra. Applicando di nuovo la (6) possiamo trovare il peso del nuovo solaio equivalente:

$$p_{sol,eq} = \frac{p_{sol,lat-cem} \cdot A_{sol,lat-cem} + p_{sol,volte} \cdot A_{sol,volte}}{A_{sol,lat-cem} + A_{sol,volte}} = 4.77 \text{ kN/m}^2$$

Le aree coperte dai due tipi di solai rimangono le stesse del piano precedente.

Ritornando al calcolo del carico agente sul piano, avremo che nel caso in questione la formula per il calcolo di q_i diventa:

$$q_i = \frac{(A_{x,i} + A_{y,i})}{A_{cop,i}} \cdot h_i \cdot p_{m,i} + p_{s,i} + p_{cop} \quad (3.7)$$

$p_{m,IP} [kN/m^3]$	18
$p_{s,IP} [kN/m^2]$	4.77
$q_{k,ACC} [kN/m^2]$	0.00
$A_{TOT,x} [m^2]$	187.88
$A_{TOT,y} [m^2]$	140.95
$A_{TOT,COPERTA} [m^2]$	3518
$h_{IP} [m]$	4.60
$q_{IP} [kN/m^2]$	13.53

Tabella 18 Sintesi parametri per il calcolo di q_{IP}

È importante ricordare che il carico neve non verrà preso in considerazione poiché nella combinazione quasi permanente, per un'altitudine inferiore ai 1000 m s.l.m.m il coefficiente di combinazione è zero, come riportato dalle NTC08 nel par.2.5.3:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 19 Valori dei coefficienti di combinazione

3.3.2.3 Calcolo del peso totale dei piani

Una volta definiti i carichi per unità di superficie gravanti sui due piani si può determinare il carico globale agente per ogni piano, con la formula sotto indicata:

$$W_i = q_i \cdot A_{TOT,COP} \quad (3.8)$$

Di seguito si riportano in tabella i valori applicati nella formula (8) per il piano terra e il primo piano:

$q_{PT} [kN/m^2]$	19.22
$A_{TOT,COPERTA} [m^2]$	3518
$W_{PT} [kN]$	67613

Tabella 20 Valori per il calcolo di W_{pt}

$q_{1P} [kN/m^2]$	13.53
$A_{TOT,COPERTA} [m^2]$	3518
$W_{1P} [kN]$	54461

Tabella 21 Valori per il calcolo di W_{1p}

3.3.2.4 Calcolo delle tensioni normali di compressione sui maschi murari

Lo step successivo permette di determinare la tensione normale di compressione agente sui maschi murari. Questa è fornita dal rapporto tra il peso dei piani sovrastanti e l'area totale dei maschi agenti nel piano i-esimo:

$$\sigma_{0,i} = \frac{\sum_{k=1}^N W_k}{A_{x,i} + A_{y,i}} \quad (3.9)$$

Dove:

- W_k rappresenta il peso del piano k-esimo;

- $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ rappresentano le aree dei maschi murari agenti rispettivamente nella direzione x ed y, nel piano i-esimo.

Di seguito si riportano i valori di sigma ottenuti per i due piani:

$$\sigma_{0,pt} = \frac{67613 + 54461}{236.13 + 229.84} = 261.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{0,1p} = \frac{54461}{187.88 + 140.95} = 165.62 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2.5 Calcolo del taglio resistente

Il taglio resistente viene calcolato mediante la formula di *Turnsek-Cacovic*:

$$V_{r,i} = (A_{min,i} \cdot \tau_{r,i}) \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i}}{1.5 \cdot \tau_{r,i}}} \quad (3.10)$$

Dove:

- $A_{min,i}$ rappresenta l'area minima tra $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ nel piano i-esimo;
- $\tau_{r,i}$ rappresenta la resistenza tangenziale media della muratura; questo valore viene individuato sulla circolare esplicativa dalla tabella C8A.2.1:

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

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

Tabella 22 Valore di riferimento dei parametri meccanici (fonte allegato 8 della circolare esplicativa)

La circolare inoltre aggiunge che:

“Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l’orizzontalità dei corsi. Inoltre, si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). I valori

indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.”

Inoltre, sempre dalla circolare, si può dedurre che se la malta è di buona qualità il valore della resistenza può essere incrementato. Di fatto non sono state eseguite delle prove sulla malta tali da certificare uno stato di buona qualità, ma basandoci sulle assunzioni fatte nel precedente studio su questa scuola, si assume che questa sia di buona qualità.

Dalla tabella quindi si evince che ci sarà un incremento del 50%:

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con spessore limitato	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadri	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 23 Coefficienti di incremento di resistenza dei parametri meccanici

Nel caso in questione, avendo una muratura in mattoni pieni si otterrà $\tau = 9 \text{ N/cm}^2$.

Noti tutti i termini della (10), è possibile calcolare il valore dei tagli resistenti:

$$V_{r,pt} = (229.84 \text{ m}^2 \cdot 90 \text{ kN/m}^2) \cdot \sqrt{1 + \frac{261.98 \text{ kN/m}^2}{1.5 \cdot 90 \text{ kN/m}^2}} = 35471 \text{ kN}$$

$$V_{r,1p} = (140.95 \text{ m}^2 \cdot 90 \text{ kN/m}^2) \cdot \sqrt{1 + \frac{165.62 \text{ kN/m}^2}{1.5 \cdot 90 \text{ kN/m}^2}} = 18930 \text{ kN}$$

3.3.2.5 Calcolo del taglio sollecitante

Il taglio sollecitante viene calcolato caricando la struttura con una distribuzione di forze statiche equivalenti ottenute applicando un'accelerazione spettrale unitaria.

Matematicamente il tutto si traduce nella seguente formulazione:

$$F_i = \mathbf{1}g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^N z_j W_j} \quad (3.11)$$

Dove:

- g rappresenta l'accelerazione di gravità;
- W rappresenta il peso totale della struttura;
- z_i e z_j rappresentano la quota della massa del piano i -esimo e j -esimo rispetto al piano di posa delle fondazioni;
- W_i e W_j rappresentano il peso del piano i -esimo e j -esimo

Si riporta di seguito la tabella con i risultati ottenuti:

$F_{PT} [kN]$	48212
$F_{IP} [kN]$	73862

Una definita la forzante sismica è possibile calcolare il taglio sollecitante al generico piano i -esimo poiché esso è inteso come la sommatoria delle forze applicate ai piani sovrastanti:

$$V_{s,i} = \sum_{k=i}^N F_k \quad (3.12)$$

Il taglio sollecitante viene definito al fine di calcolare il rapporto tra il taglio resistente e quello sollecitante per ogni piano, individuando poi il minore come rapporto significativo per la struttura infatti, il taglio resistente associato al rapporto minimo viene considerato come taglio resistente della struttura.

Di seguito si riportano in tabella i risultati dei tagli resistenti, sollecitanti e dei rapporti tra i due:

	$V_{r,i}$ [kN]	$V_{s,i}$ [kN]	$V_{r,i} / V_{s,i}$ [-]
PIANO TERRA	35471	122074	0.29
PRIMO PIANO	18930	73861	0.26

Dai calcoli emerge che il rapporto minore è quello relativo al primo piano, pertanto il taglio resistente della struttura è quello associato ad esso, ed è pari a 18930 kN.

3.3.2.6 Coefficiente riduttivo di taglio

Il metodo RE.SIS.TO. prevede l'utilizzo di un coefficiente di riduzione della resistenza a taglio per tenere in conto la presenza di eventuali criticità riscontrate durante i sopralluoghi, che non vengono prese in considerazioni in alcun modo nel calcolo della capacità della struttura. Questo coefficiente viene determinato sulla base delle Schede di Vulnerabilità Sismica GNDT di II livello della Regione Toscana. Queste schede sono articolate in undici parametri, ma nel nostro caso saranno presi in considerazione soltanto dieci di questi, trascurando quello che calcola la capacità resistente del fabbricato in quanto già valutata.

La formulazione per il calcolo del coefficiente riduttivo C_{rid} è di seguito riportata:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right) \quad (13)$$

La scheda prevede che ad ogni parametro sia associato un peso w_i ed un punteggio che varierà in base alla classe scelta (A,B,C,D). In figura si trova la scheda che

riassume tutti i dieci parametri con i punteggi per ogni classe e i pesi per ogni parametro:

N°	Parametro	Classe	Punteggio	Peso
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	A	0	1.5
		B	5	
		C	20	
		D	45	
2	Qualità del sistema resistente	A	0	0.25
		B	5	
		C	25	
		D	45	
3	Posizione dell'edificio e fondazioni	A	0	0.75
		B	5	
		C	25	
		D	45	
4	Orizzontamenti	A	0	1
		B	5	
		C	15	
		D	45	
5	Configurazione planimetrica	A	0	0.25
		B	5	
		C	25	
		D	45	
6	Configurazione in elevazione	A	0	1
		B	5	
		C	25	
		D	45	
7	Distanza massima tra le murature	A	0	0.25
		B	5	
		C	25	
		D	45	
8	Copertura	A	0	1
		B	15	
		C	25	
		D	45	
9	Elementi non strutturali	A	0	0.25
		B	0	
		C	25	
		D	45	
10	Stato di fatto	A	0	1
		B	5	
		C	25	
		D	45	

Tabella 24 Sintesi dei dieci parametri con relativi punteggi e pesi

Si procede si seguito con la determinazione dei 10 parametri.

3.3.2.6.1 Parametro I: tipo ed organizzazione del sistema resistente

Il primo parametro descrive la qualità del comportamento scatolare della struttura basandosi sulla presenza e sull'efficacia dei collegamenti tra le murature (buon ammorsamento o meno) ai diversi piani. In questa fase si prescinde dalla qualità del materiale costituente e dalla qualità delle singole murature. Per definire con accuratezza tale parametro è necessario eseguire dei saggi, verificando l'uniformità della costruzione nello sviluppo verticale della parete.

Vengono definite quattro classi nella scheda di vulnerabilità:

- **CLASSE A:** *edifici costruiti in accordo con le normative sismiche per le nuove costruzioni (a partire dal DM 24/01/86);*
- **CLASSE B:** *edifici che presentano buoni ammorsamenti tra le pareti ortogonali e collegamenti a tutti i livelli e su tutti i lati liberi realizzati mediante cordoli perimetrali armati o debolmente armati, catene o altro;*
- **CLASSE C:**
 - Edifici che sono costituiti da pareti ortogonali ben ammorsate fra loro pur non presentando cordoli in c.a. o catene disposte efficacemente a tutti i livelli.*
 - Edifici costituiti da pareti ortogonali ben ammorsate fra loro che presentano a tutti i livelli:*
 - *cordoli in calcestruzzo non armato in corrispondenza dei solai di piano;*
 - *presenza parziale di cordoli e catene efficacemente disposte.*
 - Edifici ad un solo piano che pur essendo costituiti da pareti ortogonali non efficacemente ammorsate fra loro presentano cordoli in c.a. o catene disposte efficacemente.*
- **CLASSE D:**
 - Edifici con pareti ortogonali non efficacemente ammorsate tra loro:*
 - *cordoli in c.a. realizzati in breccia sulle murature esistenti in pietrame a due paramenti o in mattoni forati con percentuale di foratura maggiore del 60%;*

- *assenza totale di cordoli o catene a tutti i piani*

L'edificio in questione rientra nella **classe C** poiché negli studi precedentemente eseguiti sul fabbricato è emerso un buon ammorsamento delle pareti, tuttavia la presenza dei cordoli non è estesa a tutta la struttura, ma solo parzialmente, così come per le catene.

3.3.2.6.2 Parametro II: qualità del sistema resistente

Il parametro II tiene conto dell'omogeneità e del modo in cui è realizzato il tessuto murario. La qualità di una parete è definita dal tipo di materiale, dal tipo di apparecchiatura muraria e dalle connessioni fra le pareti.

Quindi al fine di individuare la classe di appartenenza della parete la scheda di vulnerabilità suggerisce di eseguire una analisi per tre livelli:

- **Primo livello: TIPO DI PARAMENTO**

Le tipologie indicate sono le seguenti:

A - *Muratura a sacco formata da pietre di pezzature molto varie, male intessuta e priva di collegamento tra i due fogli.*

B - *Muratura a sacco formata da pietre di pezzatura più regolare, bene intessuta e con collegamento tra i due fogli oppure come sopra con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.*

C - *Murature di pietra sbazzata in presenza di irregolarità.*

D - *Muratura di pietra sbazzata con spigoli, mazzette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.*

E - *Muratura di pietra arrotondata o ciottoli di fiume di pezzatura varia senza mazzette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.*

F - *Come sopra con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata e/o mattoni pieni.*

G - *Muratura in blocchetti di tufo o pietra da taglio di dimensioni costanti.*

H - *Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti ordinari.*

I - *Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti leggeri (argilla espansa, ecc.), omogenei in tutta la sua estensione.*

L - *Muratura in laterizio, pieno o semipieno (% foratura $\leq 45\%$).*

M - *Muratura in blocchi di laterizio con foratura $> 45\%$.*

N - Pareti in calcestruzzo non armato.

O - Pareti in calcestruzzo armato e ben collegato; nel caso non sia possibile rilevare o avere notizie sulla presenza di armatura, assegnare la tipologia N.

P - Telai in c.a. non tamponati o con tamponature (di qualsiasi tipo) distribuita in maniera disuniforme sul perimetro (ad es. un solo lato tamponato su quattro).

Q - Telai in c.a. con tamponature deboli (ad es.: in mattoni forati o con aperture molto ampie), uniformemente distribuite sul perimetro.

R - Telai in c.a. con tamponature in muratura appartenente ad una delle tipologie G, H, I, L, N, O senza grandi aperture, uniformemente distribuite sul perimetro (v. fig. 1).

S - Ossatura con profilati metallici.

- **Secondo livello: APPARECCHIATURA MURARIA**

Viene classificata come organizzata o disorganizzata. La si definisce tale in base all'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti verticali;

- **Terzo livello: QUALITÀ DELLA MALTA**

Vengono divise in malte buone (resistenti alla scalfitura di oggetti metallici) e malte cattive (farinose).

Sulla base di queste indicazioni vengono definite le quattro classi stabilite dalla scheda di vulnerabilità:

- **CLASSE A:**

1 – Murature in pietra da taglio costituita da elementi omogenei ben squadri e lavorati. Buona apparecchiatura muraria. Malta di buona qualità.

2 – Murature in tufo ben squadrate e di bassa porosità. Buona apparecchiatura muraria con letti di malta orizzontali e verticali. Malta cementizia di buona qualità.

3 – Murature in blocchi semipieni (foratura compresa tra 15% e 45%) in laterizio o calcestruzzo, con buona apparecchiatura e con letti di malta orizzontali e verticali. Malta cementizia di buona qualità.

4 – Murature in mattoni pieni. Buona apparecchiatura muraria ed accurata fattura dei giunti di malta orizzontali e verticali. Malta di buona qualità.

5 – Murature consolidate secondo la normativa sismica vigente. (Nel caso di

interventi non eseguiti a regola d'arte, si dovrà considerare la classe più affine per resistenza conseguita).

6 – Murature armate secondo D. Min. LL. PP. 16/01/96.

- **CLASSE B:**

1 – Murature in pietrame squadrato con elementi non omogenei ma ben ingranati in senso longitudinale e trasversale. Malta di buona qualità.

2 – Murature in pietra sbazzata con ricorsi continui in mattoni pieni estesi a tutto lo spessore murario. Buona apparecchiatura muraria. Malta di buona qualità.

3 – Murature in tufo ben squadrato e di bassa porosità. Buona apparecchiatura muraria con letti di malta orizzontali e verticali. Malta di discreta qualità.

4 – Murature in blocchi semipieni (foratura compresa tra 15% e 45%) in laterizio o calcestruzzo, con buona apparecchiatura ma con letti di malta solo orizzontali.

- **CLASSE C:**

1 – Murature in pietrame grossolanamente squadrato in presenza di irregolarità. Discreta apparecchiatura muraria. Malta di discreta qualità.

2 – Murature in pietrame non squadrato o in pietra arrotondata, in presenza di ricorsi continui (in mattoni o in cls) estesi a tutto lo spessore murario. Discreta apparecchiatura muraria. Malta di discreta qualità.

3 – Muratura mista a due fogli, con paramento interno in ciottoli o pietra grezza e paramento esterno in pietrame discretamente squadrato o in mattoni. Discreta apparecchiatura muraria. Malta di discreta qualità.

4 – Murature a sacco in pietrame o tufo. Nucleo di buona consistenza. Abbondante presenza di idonei collegamenti tra i due paramenti (diatoni o ricorsi estesi a tutto lo spessore). Malta di discreta qualità.

5 – Murature in tufo ben squadrato e di media porosità. Discreta apparecchiatura muraria. Malta di discreta qualità.

6 – Murature in mattoni pieni. Difettosa apparecchiatura muraria (esempi: giunti di malta di eccessivo spessore, ecc.). Malta di scarsa qualità.

- **CLASSE D**

1- Murature in pietrame non squadrato o tufo grossolanamente squadrato di media o alta porosità (esempi: pietra arrotondata, ciottoli di fiume, pietra grossolanamente sbazzata, elementi in tufo con forma irregolare, ecc.). Difettosa apparecchiatura muraria ed assenza di ricorsi estesi a tutto lo spessore murario. Malta di scarsa qualità dovuta anche al cattivo stato di conservazione.

2 – Murature in pietra sbazzata con ricorsi continui in mattoni pieni estesi a tutto lo spessore murario. Discreta apparecchiatura muraria. Malta di scarsa qualità.

3 – Murature in laterizio di cattiva qualità con inclusione di ciottoli. Difettosa apparecchiatura muraria. Malta di scarsa qualità.

4 – Murature a sacco in pietrame non squadrato o tufo molto poroso. Nucleo incoerente o parzialmente vuoto. Assenza o scarsa presenza di idonei collegamenti tra i due paramenti (diatoni). Malta di scarsa qualità dovuta anche al cattivo stato di conservazione.

5 – Murature in blocchi forati ad alta percentuale di vuoti (> 45%) in laterizio o calcestruzzo.

La scelta ricade nella **classe C** poiché la muratura è in mattoni pieni, con buona qualità della malta, ed accurato sfalsamento dei giunti verticali, come mostrato dalle fotografie scattate durante un sopralluogo:

3.3.2.6.3 Parametro III: posizione dell'edificio e fondazioni

Questo parametro fornisce una valutazione in funzione dell'ubicazione dell'edificio, del terreno circostante e del sistema di fondazioni. Vuole, quindi, con un'indagine visiva, capire l'influenza di questi parametri sulla risposta dell'edificio sotto l'azione sismica. Vengono presi in considerazione la pendenza del terreno, la sua consistenza,

la presenza o meno delle fondazioni e qualora fossero presenti, tiene conto dell'eventuale disposizione a quote sfalsate.

Si riportano di seguito le descrizioni delle quattro classi:

- **CLASSE A:**

- *Edifici posti su roccia con pendenze p inferiori o al massimo eguali al 10%;*

- *Edifici posti su terreni sciolti non spingenti con pendenze minori o al massimo eguali al 10% e piano di posa delle fondazioni ad un'unica quota ($\Delta h=0$).*

- **CLASSE B:**

- *Edifici posti su roccia con pendenza $10\% < p \leq 30\%$.*

- *Edifici posti su terreni sciolti con differenza fra le quote di imposta delle fondazioni Δh non superiore ad 1 metro ed in assenza di spinte non equilibrate dovute a terrapieni che verificano anche una delle seguenti condizioni:*

1. *il terreno ha pendenza $p \leq 10\%$ ma la differenza fra le quote di imposta delle fondamenta è diversa da zero;*

2. *l'edificio ha fondazioni e il terreno ha pendenza $10\% < p \leq 30\%$;*

3. *l'edificio non ha fondazioni e il terreno ha pendenza $10\% < p \leq 20\%$*

- **CLASSE C:**

- *Edifici posti su roccia con pendenza $30\% < p \leq 50\%$;*

- *Edifici su terreni sciolti con differenza fra le quote di imposta delle fondamenta Δh non superiore ad 1 metro che verificano anche una delle seguenti condizioni:*

1. *assenza di spinte non equilibrate dovute a terrapieni, l'edificio ha fondazioni e il terreno ha pendenza $30\% < p \leq 50\%$;*

2. *assenza di spinte non equilibrate dovute a terrapieni, l'edificio non ha fondazioni e il terreno ha pendenza $20\% < p \leq 30\%$;*

3. *presenza di spinte non equilibrate dovute a terrapieni, l'edificio ha fondazioni ed il terreno ha pendenza $p \leq 50\%$;*
 4. *presenza di spinte non equilibrate dovute a terrapieni, l'edificio non ha fondazioni ed il terreno ha pendenza $p \leq 30\%$*
- **CLASSE D:**
 - *Edifici posti su terreni o roccia con pendenza $p > 50\%$;*
 - *Edifici posti su terreni sciolti con differenza fra le quote di imposta delle fondamenta superiore ad 1 m;*
 - *Edifici senza fondazioni, posti su terreni sciolti con pendenza $p > 30\%$*

Per la definizione di tale parametro ci si è rifatti alle indicazioni ricevute da prove eseguite su siti vicini, dai quali è emerso un terreno sciolto. Il terreno è pianeggiante e le fondazioni sono ipotizzate poste tutte sulla stessa quota, per cui si è scelta una classe C.

3.3.2.6.4 Parametro IV: orizzontamenti

Questo parametro esprime l'influenza degli orizzontamenti al fine di ottenere un buon comportamento scatolare. Questo viene valutato facendo riferimento all'efficacia dei collegamenti tra solaio e pareti verticali.

Si elencano le descrizioni delle quattro classi definite dalla scheda:

- **CLASSE A:** - *Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura purché questi soddisfino a tre condizioni:*
 1. *deformabilità, nel piano del solaio, trascurabile*
 2. *collegamenti efficaci fra orizzontamento e parete*
 3. *assenza di piani sfalsati*
- **CLASSE B:** - *Edifici con orizzontamenti come per la classe precedente ma che non soddisfano alla condizione c*
- **CLASSE C:** - *Edifici con orizzontamenti dotati di deformabilità nel piano significativa, purché ben collegati alle pareti*
- **CLASSE D:** - *Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura mal collegati alle pareti.*
 - *Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura che presentano:*

1. *cordoli che non sono in grado di effettuare un collegamento efficace tra l'orizzontamento e la parete in muratura (cordoli in calcestruzzo ovvero debolmente armati)*
 2. *cordoli in c.a. realizzati in breccia sulle murature esistenti Edifici con solai in c.a. (solai in latero-cemento con travetti in c.a.*
- *Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura che presentano prefabbricati a traliccio o gettati in opera con soletta), realizzati successivamente o contestualmente all'epoca di costruzione dell'edificio, che presentano una muratura con caratteristiche molto basse in termini di resistenza e rigidità.*

I solai presenti nella struttura sono di due tipi: con volte in muratura e solai latero cemento privi di soletta. In entrambi i casi si parla di solai deformabili. Riguardo ai collegamenti, come già analizzati nel precedente lavoro di tesi, è emerso che siano inefficaci, pertanto si definisce la **classe D** come la più attinente.

3.3.2.6.5 Parametro V: configurazione planimetrica

La planimetria dell'edificio incide sulla risposta sismica dello stesso. Tale parametro prende in considerazione questo fatto.

La classificazione viene eseguita con l'immagine seguente:

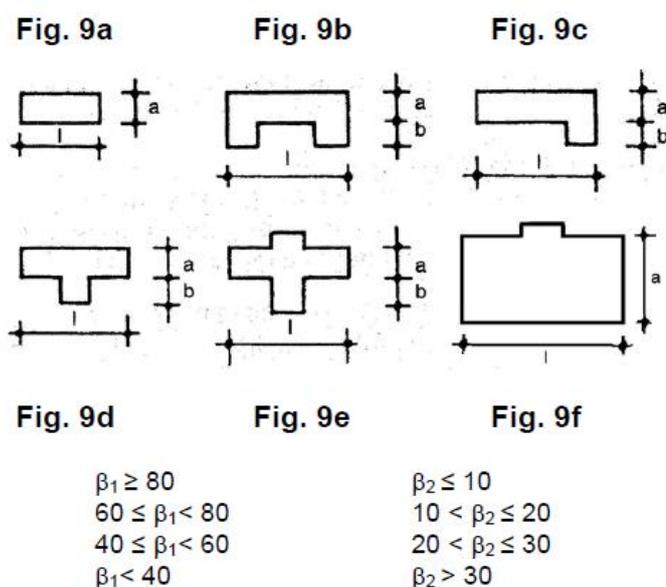


Figura 3.0.8 Classificazione in funzione della planimetria

Nella scheda si aggiunge che: “Nel caso di edifici rettangolari è significativo il rapporto $\beta_1 = a/l \times 100$ fra le dimensioni del lato minore e del lato maggiore. Nel caso di piante che si scostano dalla forma rettangolare, oltre alla forma allungata del corpo principale (misurata dal parametro β_1 sopra definito) è necessario tener conto dell’entità di tale scostamento: ciò può essere fatto mediante il parametro β_2 , definito come $\beta_2 = b/l \times 100$, ossia come il rapporto tra la dimensione di tale scostamento e la dimensione maggiore in pianta.”

La planimetria della struttura è piuttosto irregolare, come si può notare di seguito:

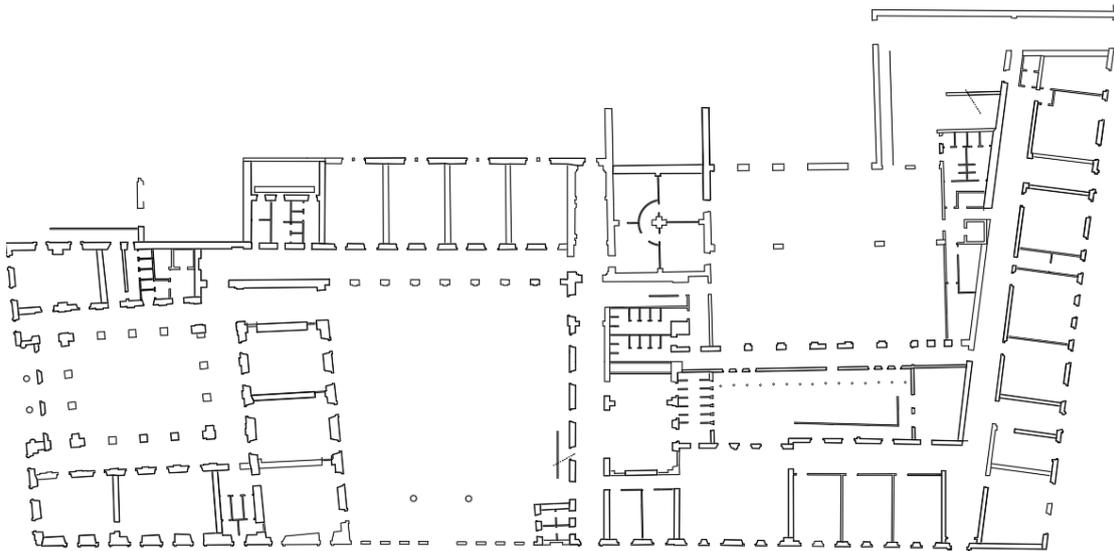


Figura 3.0.9 Rappresentazione in pianta della planimetria strutturale

Si definisce il parametro β_2 che risulta pari a 24.7, definendo quindi una **classe C**.

3.3.2.6.6 Parametro VI: configurazione in elevazione

Così come la configurazione planimetrica anche quella altimetrica influisce sul comportamento sismico della struttura. Tale parametro comprende questo aspetto nell'analisi.

È bene ricordare che, soprattutto nelle strutture in muratura, la presenza di porticati incide sul comportamento globale dell'edificio.

Le quattro classi vengono così descritte:

- **CLASSE A:** - *Edifici con distribuzione di masse o di elementi resistenti praticamente uniforme su tutta l'altezza;*
 - *Edifici con massa ed elementi resistenti decrescenti con continuità;*
 - *Edifici che presentano arretramenti comportanti una riduzione dell'area di pianta inferiore al 10%.*
- **CLASSE B:** - *Edifici con porticati e loggiati di modeste dimensioni, tali da interessare meno o al più il 10% dell'area totale del piano;*
 - *Edifici che presentano arretramenti comportanti una diminuzione dell'area della pianta maggiore del 10% ed inferiore o uguale al 20%;*

- Edifici con torrette o torri di altezza inferiore al 10% dell'altezza totale dell'edificio.
- **CLASSE C:** - Edifici con porticati o loggiati tali da interessare una superficie maggiore al 10% ed inferiore o eguale al 20% dell'area totale del piano;
 - Edifici con arretramenti comportanti riduzioni dell'area di piano maggiori del 20%;
 - Edifici con torrette o torri di altezza superiore al 10% ed inferiore o eguale al 40% dell'altezza totale dell'edificio.
- **CLASSE D:** - Edifici con porticati o loggiati che interessano più del 20% dell'area totale del piano;
 - Edifici con torri di altezza superiore al 40% dell'altezza totale dell'edificio.

La scuola in questione rientra nella **classe A** poiché la superficie del primo piano è la stessa del piano terra, si ha una riduzione delle sezioni degli elementi resistenti, ed inoltre la posizione di questi ultimi è pressoché la stessa nei due piani.

3.3.2.6.7 Parametro VII: distanza massima tra le murature

Questo parametro tiene conto della capacità delle pareti di creare un vincolo efficace fra di esse, poiché questo evita l'instaurarsi di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano. La presenza delle aperture in prossimità dello spigolo tra due muri portanti definisce l'efficacia dell'ammorsamento, infatti è da questa che dipende l'angolo di distacco del cuneo nel ribaltamento. Quindi per aperture a distanze inferiori al metro non si considera il vincolo efficace. Si definiscono le classi di seguito:

- **CLASSE A:** - Edifici con rapporto interasse/spessore non superiore a 15
- **CLASSE B:** - Edifici con rapporto interasse/spessore maggiore di 15 e non superiore a 18
- **CLASSE C:** - Edifici con rapporto interasse/spessore maggiore di 18 e non superiore a 25
- **CLASSE D:** - Edifici con rapporto interasse/spessore superiore a 25.

Nel caso di studio in questione si rientra **classe C**.

3.3.2.6.8 Parametro VIII: copertura

La copertura svolge un ruolo importante nel comportamento della struttura, specialmente se questa esegue un'azione spingente sulla parete tale da poter generare un ribaltamento fuori dal piano.

Le classi sono così divise:

- **CLASSE A:** - *Edifici con copertura non spingente provvisti di cordoli di sottotetto e/o catene*
- **CLASSE B:** - *Edifici con copertura non spingente ma privi sia di cordolo di sottotetto che di catene. La copertura in questo caso non deve essere costituita da elementi dotati di fragilità (es. coperture in travetti in laterizio armato o in c.a.p. e tavelloni di notevole lunghezza).*
 - *Edifici con copertura non spingente che presentano cordoli e/o catene che non sono in grado di collegare efficacemente il solaio di copertura alle murature (cordoli in calcestruzzo ovvero debolmente armati, catene metalliche non in tensione, o insufficienti per numero, ovvero per dimensionamento, o irregolarmente disposte, causa errata inclinazione dei paletti, errato posizionamento per mancanza di contrasto, sottodimensionamento delle piastre capochiave, ecc.)*
 - *Edifici con copertura poco spingente provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene*
- **CLASSE C:** - *Edifici con copertura non spingente costituita da elementi dotati di fragilità (es. coperture in travetti in laterizio armato o in c.a.p. e tavelloni di notevole lunghezza) e mal collegati alla struttura portante, privi di soletta superiore.*
 - *Edifici con copertura poco spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene;*
 - *Edifici con copertura poco spingente che presentano cordoli e/o catene che non sono in grado di collegare efficacemente il solaio di copertura alle murature (cordoli in calcestruzzo ovvero debolmente armati, catene metalliche non in tensione o insufficienti per numero, ovvero per dimensionamento, o irregolarmente disposte causa errata inclinazione dei*

paletti, errato posizionamento per mancanza di contrasto, sottodimensionamento delle piastre capochiave, ecc.)

- Edifici con copertura spingente ma provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene

- **CLASSE D:** *- Edifici con copertura non spingente ma realizzata su muretti in mattoni (muricci) appoggiati sul solaio piano di copertura e mal vincolati ad esso.*

- Edifici con copertura spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene

- Edifici con copertura spingente che presentano cordoli e/o catene che non sono in grado di collegare efficacemente il solaio di copertura alle murature (cordoli in calcestruzzo ovvero debolmente armati, catene metalliche non in tensione o insufficienti per numero, di sezione insufficiente, con piastre capochiave o paletti sottodimensionati, in relazione alla tipologia e allo spessore della muratura, o irregolarmente disposti causa errata inclinazione dei paletti, errato posizionamento per mancanza di contrasto)

- Edifici che presentano coperture aventi un carico permanente notevole (es. solai in laterocemento con travetti in c. a.), sebbene provviste di cordoli di sottotetto e/o catene, che poggiano su murature:

- 1. di scarsa qualità (parametro 2);*
- 2. con resistenza tangenziale τ_k molto bassa (parametro 3).*

La struttura è formata con da diversi tipi di coperture, alcune delle quali spingenti e non dotate di catene. Per questo si è definita una **classe D**, ponendosi nella situazione più cautelativa.

3.3.2.6.9 Parametro IX: elementi non strutturali

Si tiene conto di questi elementi perché possono causare danni alle persone in caso di sisma. Le classi vengono così definite:

- **CLASSE A e B:** *- Edifici privi di appendici o aggetti o controsoffitti.*
 - Edifici con infissi ben collegati alle pareti, con comignoli di piccole dimensioni e di peso modesto e con controsoffitti ben collegati.*

- *Edifici con balconi costituenti parte integrante delle strutture degli orizzontamenti.*
- **CLASSE C:** - *Edifici con infissi esterni o insegne di piccole dimensioni mal vincolate alle pareti e con controsoffitti di piccola estensione mal collegati ovvero di grande estensione e ben collegati.*
- **CLASSE D:** - *Edifici che presentano: comignoli o altre appendici in copertura mal vincolate alla struttura, parapetti di cattiva esecuzione, gronde pericolanti e mal vincolate o altri elementi di peso significativo che possono crollare in caso di terremoto.*
- *Edifici con balconi o altri aggetti (servizi, ecc.) aggiunti in epoca successiva alla costruzione della struttura principale e ad essa collegati in modo sommario.*
- *Edifici con controsoffitti di grande estensione che presentano:*
 1. *notevole fragilità (travetti in laterizio armato o c.a.p. e tavelloni di notevole lunghezza, mal collegati tra di loro);*
 2. *notevole pesantezza, non opportunamente collegati alle murature d'ambito.*

La struttura è dotata di due comignoli di cui non si conosce il grado di vincolo. È inoltre ricca di controsoffittature, per questi motivi si assegna una **classe D**.

3.3.2.6.10 Parametro X: stato di fatto

Questo parametro tiene conto delle attuali condizioni dell'edificio.

Le classi sono le seguenti:

- **CLASSE A:** - *Murature in buone condizioni senza lesioni visibili.*
- **CLASSE B:** - *Edifici che presentano lesioni capillari non diffuse, ad eccezione di casi in cui queste siano state prodotte da terremoti.*
- **CLASSE C:** - *Edifici con lesioni di media entità (ampiezza della lesione: 2 – 3 mm) o con lesioni capillari di origine sismica.*
- *Edifici che, pur non presentando lesioni, sono caratterizzati da uno stato di conservazione delle murature tale da determinare una significativa diminuzione di resistenza.*

- **CLASSE D:** - *Edifici che presentano pareti fuori piombo e/o lesioni gravi anche se non diffuse.*
 - *Edifici caratterizzati da grave deterioramento dei materiali.*
 - *Edifici che, pur non presentando lesioni, sono caratterizzati da uno stato di conservazione delle murature tale da determinare una grave diminuzione di resistenza.*

L'edificio rientra nella **classe D**.

3.3.2.6.11 Calcolo del coefficiente riduttivo di taglio

Dopo aver definito i dieci parametri della scheda GNDT, si può definire il coefficiente C_{rid} con l'applicazione della (3.13):

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right) \quad (3.13)$$

Nella tabella seguente si riportano le classi scelte per ogni parametro con i rispettivi punteggi assegnati e i pesi attribuiti, tramite i quali possiamo calcolare i diversi valori di K_i :

DEF. PARAMETRO	CLASSE	PUNTI	PESO	Ki
Tipo e organizzazione sistema resistente	C	20	1.5	30
Qualità sistema resistente	C	25	0.25	6.25
Posizione Edificio e fondazioni	C	25	0.75	18.75
Orizzontamenti	D	45	1	45
Conf. Planimetrica	C	25	0.5	12.5
Config. in altezza	A	0	1	0
Dist massima tra le murature	C	25	0.25	6.25
Copertura	D	45	1	45
Elementi non strutturali	D	45	0.25	11.25
Stato di fatto	B	5	1	5

Tabella 25 Sintesi dei parametri scelti con relativi punteggi e pesi

Dopo aver definito i valori di K_i come il prodotto tra il punteggio ed il peso di ogni parametro, si definisce il valore di K_{PEGG} come:

$$K_{PEGG} = \sum_{i=1}^{10} K_i \quad (3.14)$$

Attribuendo ad ogni parametro la classe peggiore:

DEF. PARAMETRO	CLASSE	PUNTI	PESO	$K_{\text{pegg},i}$
Tipo e organizzazione sistema resistente	D	45	1.5	67.5
Qualità sistema resistente	D	45	0.25	11.25
Posizione Edificio e fondazioni	D	45	0.75	33.75
Orizzontamenti	D	45	1	45
Conf. Planimetrica	D	45	0.5	22.5
Config. in altezza	D	45	1	45
Dist. massima tra le murature	D	45	0.25	11.25
Copertura	D	45	1	45
Elementi non strutturali	D	45	0.25	11.25
Stato di fatto	D	45	1	45

Tabella 26 Parametri scelti per la definizione del coefficiente K_{pegg}

Da cui si ottiene $K_{\text{PEGG}} = 337.5$ come somma dei dieci $K_{\text{pegg},i}$.

Si può, quindi, applicare la (13) e determinare il valore di C_{rid} :

$$C_{\text{rid}} = 0.761$$

3.3.2.7 Calcolo del taglio resistente ridotto

Il taglio resistente viene ridotto con l'applicazione del coefficiente riduttivo, come riportato di seguito:

$$V_{r,rid} = C_{rid} \cdot V_r = 14405 \text{ kN}$$

3.3.3 Definizione rapporto capacità/domanda

Tramite il rapporto tra capacità resistente e domanda appena determinate, è possibile attribuire la classe di vulnerabilità sismica alla struttura. Prima di fare ciò è necessario però trasformare il tutto in termini di *peak ground acceleration*.

3.3.3.1 Calcolo della PGA_C

La PGA_C definisce l'accelerazione di picco che porta al collasso la struttura. Analiticamente viene così definita:

$$PGA_C = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \frac{1}{\alpha_{DUC}}} \quad (15)$$

Dove:

- $S_{a,c}$ rappresenta la pseudo accelerazione di collasso
- α_{PM} rappresenta il coefficiente di partecipazione modale ed assume i seguenti valori:
 - 1.00 se l'edificio è monopiano
 - 0.80 negli altri casi (come in questo caso)
- α_{AD} rappresenta il coefficiente di amplificazione spettrale e vale 2.5;
- α_{DT} rappresenta il coefficiente che tiene conto dei fenomeni dissipativi ed assume i seguenti valori:

- 1.00 se il contributo resistente delle tamponature è significativo rispetto a quello del sistema resistente;
 - 0.80 negli altri casi (come in questo caso);
- α_{DUC} rappresenta il fattore di struttura ed è pari a 2.00

Per poter applicare la (15) rimane da definire soltanto il valore della pseudo accelerazione spettrale:

$$S_{a,c} = \frac{V_{r,rid}}{W_{grav}} = 1.16 \frac{m}{s^2} = 0.118 g$$

Noti tutti i fattori della (15), può essere applicata per la determinazione della PGA_C , ottenendo:

$$PGA_C = 0.147 g$$

3.3.3.2 Classificazione con metodo RE.SIS.TO.

Dopo aver calcolato entrambe le accelerazioni di picco, quella offerta e quella richiesta si può calcolare il rapporto tra le due e attribuire la classe di riferimento alla scuola:

$$\frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0.147 g}{0.101 g} \cdot 100 = 146\%$$

L'attribuzione della classe di vulnerabilità viene eseguita con l'ausilio della tabella fornita dal metodo e riportata di seguito:

PGA_c / PGA_d	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

Nel nostro caso ci si riconduce alla classe di resistenza I dato che il rapporto è superiore al 100%.

Si ricorda inoltre, che il metodo prevede la possibilità di poter riconoscere la classe di resistenza successiva alla struttura qualora siano presenti elementi vulnerabili.

Capitolo 4

Analisi di vulnerabilità sismica con metodo VM

4.1 Introduzione

Il metodo VM nasce in seguito agli eventi sismici avvenuti tra Ottobre e Novembre del 2002 che causarono numerose vittime nella scuola di San Giuliano di Puglia. Da qui nacque l'intenzione di attuare un programma quinquennale di verifica della vulnerabilità sismica degli edifici pubblici, azione promossa dal Dipartimento della Protezione Civile. I metodi di valutazione della vulnerabilità sismica conosciuti allora (per grandi patrimoni edilizi) erano basati principalmente su analisi qualitative fondate su rilievi sommari "a vista". Si rese necessario pertanto, l'utilizzo di un metodo quantitativo che fornisse risultati attendibili per analizzare tutti gli edifici pubblici, ed in particolare quelli scolastici. La metodologia utilizzata fu ideata dal professor Dolce, e risulta applicabile per strutture in calcestruzzo armato (metodo VC) e per strutture in muratura (metodo VM) con procedure differenti dovute alle diverse tipologie di resistenza e collasso di queste strutture.

Di seguito verrà descritto ed applicato il metodo VM sulla scuola "De Amicis-Manzoni".

4.2 Metodologia applicata

Come precedentemente descritto, l'obiettivo di tale metodologia è la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico di un determinato edificio.

Il metodo prevede una valutazione basata su due livelli: il livello di operatività, ovvero un danneggiamento tale da non pregiudicare l'uso del manufatto, e nella condizione di collasso incipiente. Chiaramente il rischio sismico è commisurato alla posizione dell'edificio, poiché potrà essere amplificato da effetti locali dovuti all'ubicazione dello stesso.

Il metodo si basa su una analisi semplificata, che permette di analizzare singolarmente ogni piano, e definire le condizioni di resistenza sismica per ognuno. Al fine di ottenere risultati significativi è necessario avere una buona conoscenza della struttura, sia dal punto di vista della geometria di ogni singolo elemento resistente che dal punto di vista delle caratteristiche dei materiali.

La procedura può essere applicata seguendo due strade diverse:

- 1- Nella prima verranno presi in considerazione coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, eseguendo una analisi in linea con la normativa;
- 2- Nella seconda si prescinde da questi coefficienti e si fa riferimento ai valori più probabili delle resistenze dei materiali. Tale analisi è volta alla definizione della più probabile stima della capacità sismica dell'opera. Il risultato sarà sicuramente meno cautelativo ma più verosimile in termini di vulnerabilità e rischio sismico.

Riguardo al comportamento delle strutture in muratura sotto l'azione sismica, questo è piuttosto variabile poiché dipendente dai collegamenti tra le pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti. I meccanismi di collasso in queste strutture sono di due tipi:

- 1- Collasso per ribaltamenti fuori dal piano: si verificano per basse intensità sismiche quando i collegamenti tra le pareti non sono dei migliori e quando i solai risultano eccessivamente deformabili;
- 2- Collasso per taglio e/o presso-flessione per azioni agenti parallelamente al piano medio della parete.

In questa metodologia si prendono in esame unicamente meccanismi di collasso agenti nel piano, poiché mediamente negli edifici pubblici l'ammorsamento tra le pareti e il collegamento parete solaio è di buona qualità.

Queste ipotesi andranno sicuramente verificate per validare la metodologia applicata.

4.3 Applicazione del metodo VM al caso studio

4.3.1 Dati generali piano terra e primo piano

La metodologia parte dalla introduzione dei dati di input, relativi al piano terra e al primo piano. Vengono riportati di seguito i dati di input rispettivamente del piano terra e del primo piano:

Altezza interpiano	5.1	m
peso spec. muratura	1800	Kg/mc
p. solaio	526	Kg/mq
carichi acc. solaio	300	Kg/mq
coeff. riduz. accident.	0.6	
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle tramezzature)	706	Kg/mq

Altezza interpiano	4.6	m
peso spec. muratura	1800	Kg/mc
p. solaio	677	Kg/mq
carichi acc. solaio	0	Kg/mq
coeff. riduz. accident.	0.6	
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle tramezzature)	677	Kg/mq

4.3.2 Dati di input pareti piano terra e primo piano

In questo paragrafo si riassumono tutte le caratteristiche geometriche delle pareti del piano terra e del primo piano

CARATTERISTICHE PARETI MURARIE PIANO TERRA										
<i>dir parete</i>	<i>Pareti murarie</i>	<i>Coeff (% piena)</i>	<i>Lungh. (m)</i>	<i>spess. (m)</i>	τ_k <i>(Kg/cmq)</i>	σ_k <i>(Kg/cmq)</i>	<i>N° aperture</i>	<i>H fascia inf</i>	<i>H fascia sup</i>	<i>A inf. Sol (mq)</i>
X	<i>Parete 1</i>	0.74	59.15	0.62	1.8	45	15	1.6	0.9	113.45
Y	<i>Parete 2</i>	0.72	7.56	0.6	1.8	45	2	1.6	0.9	0
Y	<i>Parete 3</i>	1	5.7	0.67	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 4</i>	0.73	19.31	0.67	1.8	45	5	0	1.8	50.8
Y	<i>Parete 5</i>	1	5.05	0.7	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 6</i>	1	13.5	0.76	1.8	45	0	0	0	24.45
X	<i>Parete 7</i>	1	5.33	0.84	1.8	45	0	0	0	24.45
X	<i>Parete 8</i>	1	6.7	0.49	1.8	45	0	0	0	25.95
X	<i>Parete 9</i>	0.73	30	0.6	1.8	45	7	0	1.8	86.58
Y	<i>Parete 10</i>	0.7	22.66	0.91	1.8	45	6	0	1.8	39.09
Y	<i>Parete 11</i>	0.69	10.11	0.78	1.8	45	3	1.6	0.9	12
X	<i>Parete 12</i>	0.75	33.16	1.01	1.8	45	8	1.6	0.9	48.35
Y	<i>Parete 13</i>	1	8.55	0.84	1.8	45	0	0	0	30.84
Y	<i>Parete 14</i>	1	8.55	0.6	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 15</i>	1	8.55	0.57	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 16</i>	1	8.55	0.57	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 17</i>	1	8.55	0.57	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 18</i>	1	9.81	0.69	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 19</i>	0.93	17.44	0.72	1.8	45	1	0	1.8	12.5
X	<i>Parete 20</i>	0.68	29.6	0.59	1.8	45	9	1.6	0.9	113.45
X	<i>Parete 21</i>	1	9.5	0.85	1.8	45	0	0	0	21.95
Y	<i>Parete 22</i>	0.86	17.34	0.65	1.8	45	2	0	1.8	0
X	<i>Parete 23</i>	1	8.82	0.91	1.8	45	0	0	0	21.84
X	<i>Parete 24</i>	0.64	31.35	0.65	1.8	45	10	1.66	0.6	30
Y	<i>Parete 25</i>	0.94	24.6	0.6	1.8	45	1	0	0	82.35
Y	<i>Parete 26</i>	0.68	28.89	0.69	1.8	45	8	0.72	1	27.85
X	<i>Parete 27</i>	0.7	33.8	0.48	1.8	45	8	1.66	0.6	141.5
Y	<i>Parete 28</i>	1	5.35	0.53	1.8	45	0	0	0	17.5
Y	<i>Parete 29</i>	1	7.64	0.52	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 30</i>	0.65	46.47	0.51	1.8	45	13	1.6	0.9	144.85

<i>dir parete</i>	<i>Pareti murarie</i>	<i>Coeff (% piena)</i>	<i>Lungh. (m)</i>	<i>spess. (m)</i>	τ_k <i>(Kg/cmq)</i>	σ_k <i>(Kg/cmq)</i>	<i>N° aperture</i>	<i>H fascia inf</i>	<i>H fascia sup</i>	<i>A inf. Sol (mq)</i>
Y	<i>Parete 31</i>	0.8	52.11	0.37	1.8	45	8	0	1.8	129.85
Y	<i>Parete 32</i>	0.54	53.58	0.51	1.8	45	16	1.6	0.9	129.85
X	<i>Parete 33</i>	1	6.45	0.33	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 34</i>	1	4.47	0.39	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 35</i>	1	6.5	0.39	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 36</i>	1	6.65	0.36	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 37</i>	1	6.6	0.36	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 38</i>	1	9.7	0.57	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 39</i>	0.94	16.38	0.52	1.8	45	1	1.6	0.9	50.2
Y	<i>Parete 40</i>	1	8.47	0.5	1.8	45	0	0	0	32.75
Y	<i>Parete 41</i>	1	7.65	0.41	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 42</i>	0.84	29.97	0.25	1.8	45	7	2	0.6	30
Y	<i>Parete 43</i>	0.63	9.43	0.7	1.8	45	3	1.6	0.9	35.2
Y	<i>Parete 44</i>	1	4.97	0.5	1.8	45	0	0	0	15.75
Y	<i>Parete 45</i>	1	6.61	0.57	1.8	45	0	0	0	21.95
X	<i>Parete 46</i>	0.54	18.98	0.77	1.8	45	5	1.4	1	46.95
X	<i>Parete 47</i>	0.67	19.41	0.81	1.8	45	5	1.4	1	46.6
Y	<i>Parete 48</i>	0.72	10.38	0.79	1.8	45	3	1.4	1	47
Y	<i>Parete 49</i>	0.69	10.37	0.77	1.8	45	3	1.4	1	22.1
Y	<i>Parete 50</i>	0.71	10.30	0.44	1.8	45	3	1.4	1	21.1
X	<i>Parete 51</i>	0.74	7.18	0.60	1.8	45	3	1.6	0.9	13.5
Y	<i>Parete 52</i>	0.88	4.29	0.58	1.8	45	2	2.1	1.1	7.4
X	<i>Parete 53</i>	1	3.07	0.60	1.8	45	0	0	0	4.6

Tabella 27 Dati input geometrico delle pareti del piano terra

I termini indicati in tabella rappresentano, procedendo da sinistra verso destra:

- Direzione della parete muraria;
- Parete muraria considerata, disponibile sull'allegato n.5
- Coefficiente di riempimento, tiene conto della presenza delle aperture (porte e finestre). Viene calcolato come rapporto tra la lunghezza piena della parete e quella complessiva;
- Lunghezza della parete;
- Spessore della parete;
- Resistenza unitaria a taglio della parete priva di carichi assiali; in assenza di prove sperimentali si assegna un valore compreso tra 1/30 e 1/40 della

resistenza a compressione; per pareti in mattoni pieni si consiglia il valore di 1.8 kg/cm²;

- Resistenza a compressione della muratura; per murature esistenti in mattoni pieni si consiglia il valore di 45 kg/cm²;
- Numero di aperture;
- Altezza della fascia muraria inferiore;
- Altezza della fascia muraria superiore;
- Area di influenza del solaio.

CARATTERISTICHE PARETI MURARIE PRIMO PIANO										
<i>dir parete</i>	<i>Pareti murarie</i>	<i>Coeff (% piena)</i>	<i>Lungh. (m)</i>	<i>spess. (m)</i>	τ_k <i>(Kg/cmq)</i>	σ_k <i>(Kg/cmq)</i>	<i>N° aperture</i>	<i>H fascia inf</i>	<i>H fascia sup</i>	<i>A inf. Sol (mq)</i>
X	<i>Parete 1</i>	0.79	33.6	0.6	1.8	45	8	1.34	1.16	105
Y	<i>Parete 2</i>	0.7	10.33	0.5	1.8	45	3	1.34	1.16	0
X	<i>Parete 3</i>	0.78	23.57	0.6	1.8	45	5	1	1.8	84.73
X	<i>Parete 4</i>	0.72	18.81	0.66	1.8	45	5	1	1.8	21.57
Y	<i>Parete 5</i>	0.85	19.36	0.56	1.8	45	3	1	1.8	21.5
Y	<i>Parete 6</i>	0.71	10.9	0.58	1.8	45	3	1.34	1.16	13.1
X	<i>Parete 7</i>	0.85	23.32	0.56	1.8	45	3	0	1.5	24.45
X	<i>Parete 8</i>	0.74	32.38	0.68	1.8	45	8	1.34	1.16	47.78
Y	<i>Parete 9</i>	1	5.33	0.35	1.8	45	0	0	0	23.57
Y	<i>Parete 10</i>	1	7	0.66	1.8	45	0	0	0	24.6
Y	<i>Parete 11</i>	0.75	22.51	0.41	1.8	45	5	1	1.8	46.37
Y	<i>Parete 12</i>	0.73	27.08	0.64	1.8	45	7	1.34	1.5	27.18
X	<i>Parete 13</i>	1	3.9	0.4	1.8	45	0	0	0	18.55
X	<i>Parete 14</i>	1	5.1	0.33	1.8	45	0	0	0	17.15
X	<i>Parete 15</i>	1	3.72	0.68	1.8	45	0	0	0	8.63
Y	<i>Parete 16</i>	0.72	10.72	0.64	1.8	45	3	1	1.8	36.4
X	<i>Parete 17</i>	0.8	4.5	0.52	1.8	45	1	0	1.5	6.5
X	<i>Parete 18</i>	0.76	12.28	0.6	1.8	45	2	0	1.5	21.1
Y	<i>Parete 19</i>	1	8.57	0.41	1.8	45	0	0	0	29.69
X	<i>Parete 20</i>	0.65	6.9	0.6	1.8	45	2	1.3	1.6	0
X	<i>Parete 21</i>	0.75	37.63	0.43	1.8	45	9	1.3	1.6	0
Y	<i>Parete 22</i>	1	5.77	0.5	1.8	45	0	0	0	57.14
Y	<i>Parete 23</i>	1	5.77	0.61	1.8	45	0	0	0	52.75
Y	<i>Parete 24</i>	1	5.77	0.43	1.8	45	0	0	0	50.75

<i>dir parete</i>	<i>Pareti murarie</i>	<i>Coeff (% piena)</i>	<i>Lungh. (m)</i>	<i>spess. (m)</i>	τ_k <i>(Kg/cmq)</i>	σ_k <i>(Kg/cmq)</i>	<i>N° aperture</i>	<i>H fascia inf</i>	<i>H fascia sup</i>	<i>A inf. Sol (mq)</i>
Y	<i>Parete 25</i>	1	7.1	0.42	1.8	45	0	0	0	51.2
Y	<i>Parete 26</i>	1	9.5	0.39	1.8	45	0	0	0	42.85
X	<i>Parete 27</i>	0.72	25.31	0.37	1.8	45	8	0	1.5	40.1
Y	<i>Parete 28</i>	1	12.25	0.67	1.8	45	0	0	0	55.05
Y	<i>Parete 29</i>	0.74	12.22	0.61	1.8	45	3	1.1	1	37.95
X	<i>Parete 30</i>	1	9.4	0.7	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 31</i>	0.71	28.81	0.51	1.8	45	8	1	1.2	43.5
Y	<i>Parete 32</i>	1	9.3	0.78	1.8	45	0	0	0	32.7
Y	<i>Parete 33</i>	0.71	22.65	0.51	1.8	45	6	1.3	1.5	109.95
X	<i>Parete 34</i>	1	7.62	0.43	1.8	45	0	0	0	45
X	<i>Parete 35</i>	1	3.61	0.38	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 36</i>	1	3.61	0.4	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 37</i>	0.65	49.18	0.51	1.8	45	14	1.2	1.5	92.52
Y	<i>Parete 38</i>	0.74	20	0.52	1.8	45	4	0.9	0.9	23.25
Y	<i>Parete 39</i>	0.58	29.25	0.41	1.8	45	7	0.91	1.5	41.28
Y	<i>Parete 40</i>	0.93	19.2	0.61	1.8	45	1	1	2.1	102.98
Y	<i>Parete 41</i>	0.69	24.17	0.61	1.8	45	7	1	1.2	55.39
X	<i>Parete 42</i>	1	11.61	0.61	1.8	45	0	0	0	14.88
X	<i>Parete 43</i>	1	3.27	0.5	1.8	45	0	0	0	0
X	<i>Parete 44</i>	1	6.67	0.35	1.8	45	0	0	0	33.6
X	<i>Parete 45</i>	1	6.67	0.35	1.8	45	0	0	0	34.9
X	<i>Parete 46</i>	1	6.67	0.38	1.8	45	0	0	0	46.95
X	<i>Parete 47</i>	1	6.7	0.25	1.8	45	0	0	0	46.6
X	<i>Parete 48</i>	1	6.73	0.3	1.8	45	0	0	0	47
X	<i>Parete 49</i>	1	6.46	0.4	1.8	45	0	0	0	22.1
X	<i>Parete 50</i>	1	5.22	0.41	1.8	45	0	0	0	10.1
Y	<i>Parete 51</i>	1	7.6	0.41	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 52</i>	1	7.2	0.38	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 53</i>	0.97	12.57	0.40	1.8	45	1	1.2	1.5	24.15
X	<i>Parete 54</i>	1	2.78	0.29	1.8	45	0	0	0	0
Y	<i>Parete 55</i>	0.72	4.33	0.61	1.8	45	2	1.2	1.5	12.45
X	<i>Parete 56</i>	1	3.06	0.59	1.8	45	0	0	0	12.45
X	<i>Parete 57</i>	0.41	25.25	0.51	1.8	45	16	0	0.9	27.5
Y	<i>Parete 58</i>	0.44	10.31	0.42	1.8	45	9	1.00	0.9	15.42
Y	<i>Parete 59</i>	0.39	10.33	0.35	1.8	45	9	1.00	0.9	15.42

Tabella 28 Dati di input geometrico delle pareti del primo piano

4.3.3 Calcolo delle rigidezze delle pareti

Dopo aver definito i dati geometrici di input delle pareti è possibile definire la rigidezza di ogni singolo setto murario.

Il metodo VM prevede la stima della rigidezza lungo le due direzioni x ed y tramite la formula seguente che tiene conto della deformabilità a taglio e a flessione:

$$K_{i,j} = r \cdot \frac{G \cdot A}{\chi \cdot h_{def}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{G \cdot h_{def}^2}{\chi \cdot E \cdot b^2}} \quad (4.1)$$

Dove:

- $K_{i,j}$ rappresenta la rigidezza del maschio i-esimo nel piano j-esimo;
- G rappresenta il modulo di rigidezza a taglio e viene assunto pari a $1100 \tau_k$;
- E rappresenta il modulo di elasticità del maschio ed è assunto pari a $6G$;
- r rappresenta un fattore riduttivo che tiene conto della rigidezza, è compreso tra 0,5 ed 1;
- h_{def} rappresenta l'altezza deformabile del maschio, tenendo conto della presenza delle aperture adiacenti al maschio, secondo la formulazione data in [Dolce,1991];
- b rappresenta lo spessore del maschio murario;
- A rappresenta l'area orizzontale del maschio

Di seguito si riportano in tabella le rigidezze totali dei maschi murari del piano terra e del primo piano:

RIGIDEZZA TOTALE PIANO TERRA	
K tot X [kg/m]	K tot Y [kg/m]
304317358	357692351

RIGIDEZZA TOTALE PRIMO PIANO	
K tot X [kg/m]	K tot Y [kg/m]
181817925	209000861

4.3.4 Calcolo del taglio resistente delle pareti

La resistenza alle azioni orizzontali dei maschi viene valutata con la formulazione di Turnsek-Cacovic:

$$V_{i,j} = A_{i,j} \cdot \tau_{corr,i,j} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1.5 \cdot \tau_{corr,i,j}}} \quad (4.2)$$

Dove:

- $V_{i,j}$ rappresenta il taglio resistente del maschio i-esimo nel piano j-esimo;
- $A_{i,j}$ rappresenta l'area della sezione orizzontale del maschio resistente i-esimo nel piano j-esimo;
- $\tau_{corr,i,j}$ rappresenta un fattore riduttivo della resistenza specifica tangenziale per tener conto del fatto che la crisi per flessione possa prevenire quella per taglio;
- $\sigma_{0,i,j}$ rappresenta la tensione di compressione media dovuta ai carichi verticali;

È bene ricordare che la $\tau_{corr,i,j}$ viene fornita direttamente dal metodo una volta individuate le caratteristiche geometriche del maschio. Infatti, per determinare la resistenza complessiva dell'edificio bisogna calcolare le aree resistenti della muratura in entrambe le direzioni (al netto delle aperture), considerando per ogni maschio la snellezza media e la tensione media di compressione, così da definire poi il fattore correttivo.

La resistenza totale per ogni direzione è ottenuta dalla somma dei singoli contributi:

$$V_j = \sum_j V_{i,j} \quad (4.3)$$

Vengono riportati i tagli resistenti dei due piani:

TAGLIO RESISTENTE PIANO TERRA	
$V_{RES,x}$ [kg]	2080710
$V_{RES,y}$ [kg]	2377140

TAGLIO RESISTENTE PRIMO PIANO	
$V_{RES,x}$ [kg]	990570
$V_{RES,y}$ [kg]	1175277

Si ricorda inoltre che per ogni maschio è stata verificata l'eventuale rottura per schiacciamento, che tuttavia non è stata riscontrata in nessun elemento.

4.3.5 Calcolo delle forze statiche equivalenti e dei tagli agenti

Le forze statiche equivalenti vengono definite imponendo una accelerazione spettrale di 1g. Per la determinazione di tali forze si ricorre al metodo dell'analisi statica lineare:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^N z_j W_j} \quad (4.4)$$

Dove:

- g rappresenta l'accelerazione di gravità;
- W rappresenta il peso totale della struttura;
- z_i e z_j rappresentano la quota della massa del piano i -esimo e j -esimo rispetto al piano di posa delle fondazioni;
- W_i e W_j rappresentano il peso del piano i -esimo e j -esimo

I valori ottenuti sono i seguenti:

ID	Wi [kg]	H _{interp} [m]	H _{tot} [m]	acc /g [-]	Fi [kg]	Taglio V [kg]
P.Terra	54375211	5.1	5.1	1	50676981	59161945
Primo piano	4786717	4.6	9.7	1	8484946	8484946

Tabella 29 Valori delle forze statiche equivalenti e dei tagli sollecitanti

Nell'ultima colonna sono stati riportati i tagli, ottenuti come somma di tutte le forze taglianti agenti nei piani sovrastanti.

4.3.6 Calcolo delle accelerazioni spettrali

Una volta noti i tagli agenti e quelli resistenti è possibile determinare, tramite il loro rapporto, l'accelerazione spettrale:

Sa=V _{RES} /V _{1g}	Piano Terra	Primo Piano
dir X	0.217	0.175
dir Y	0.248	0.208

4.3.7 Calcolo dell'accelerazione al suolo (PGA)

La *peak ground acceleration* viene definita dall'inversione della formula sottostante, già precedentemente utilizzata nel metodo RE.SIS.TO:

$$S_a = PGA \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} \cdot \frac{1}{\alpha_{DUT}} \quad (4.5)$$

Dove:

- α_{PM} rappresenta il coefficiente di partecipazione modale e viene assunto pari ad 1 per edifici monopiano, 0.9 per edifici a due piani, 0.8 per edifici a più piani;
- α_{AD} rappresenta il coefficiente di amplificazione spettrale ed è pari a 2.5;

- α_{DS} rappresenta il coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed è dipendente dal coefficiente di smorzamento ξ tramite la formula:

$$\alpha_{DS} = \left(\frac{10}{5 + \xi}\right)^{0.5}$$

- α_{DUT} rappresenta un coefficiente che tiene conto della duttilità della struttura. Solitamente per le strutture in muratura viene assunto pari a 2, ma può essere ulteriormente penalizzato per tenere conto delle irregolarità della struttura. Viene pertanto così definito:

$$\alpha_{DUT,j} = 2 \cdot p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3 \geq 1$$

Dove:

- $p_{1,j}$ è il coefficiente riduttivo di piano per irregolarità tra piani successivi ed è:

	PIANO TERRA	PRIMO PIANO
DIR X	0.999	1.000
DIR Y	0.980	1.000

- p_2 è il coefficiente riduttivo globale per irregolarità di rigidezza o di massa in pianta assunto pari a 0.9;
- p_3 coefficiente riduttivo globale per irregolarità di forma geometrica assunto pari a 0.9;
- 2 è il coefficiente di duttilità assegnato ai maschi murari;

Pertanto, il coefficiente ottenuto è il seguente:

$\alpha_{DUT,j}$	PIANO TERRA	PRIMO PIANO
DIR X	1.618	1.620
DIR Y	1.588	1.620

Noti tutti i coefficienti, dall'inversione della (4.5) è possibile calcolare il valore della PGA per ogni direzione e per ogni piano:

PGA	PIANO TERRA	PRIMO PIANO
DIR X	0.156	0.126
DIR Y	0.175	0.150

Quindi l'accelerazione al suolo che manda in crisi la struttura è quella relativa al primo piano in direzione y, che risulta pari a 0.126g, essendo la minore tra le quattro ottenute.

Capitolo 5

Modellazione agli elementi finiti dell'edificio scolastico “De Amicis - Manzoni”

5.1 Introduzione

Il seguente capitolo descrive le scelte adottate nella modellazione agli elementi finiti dell'edificio oggetto di studio.

Il software utilizzato per la realizzazione del modello è CDM DOLMEN, un software commerciale estremamente valido per applicazioni sia di tipo strutturale che geotecnico.

La realizzazione di tale modello parte dalle informazioni reperite durante la fase di conoscenza della struttura, basatasi principalmente su osservazione visiva e analisi storica. Pertanto, il livello di conoscenza acquisito della struttura è di tipo LC1, poiché non è stato possibile eseguire delle prove che certificassero un livello più elevato.

Un livello di conoscenza limitato ha portato in fase di realizzazione del modello ad una serie di ipotesi che andranno verificate qualora questo lavoro voglia essere utilizzato come spunto per futuri interventi sulla struttura.

5.2 Modellazione di una struttura in muratura

Le strutture in muratura portante presentano un comportamento molto difficile da schematizzare dal punto di vista meccanico a causa della loro natura intrinseca di materiale anisotropo, composito e non linearmente elastico oltre che molto spesso già esistente.

Riguardo alle metodologie di modellazione di queste strutture, negli ultimi trent'anni sono stati sviluppati diversi metodi per il calcolo della loro risposta sismica raggiungendo gradi di dettaglio differenti proprio a causa delle notevoli differenze tra le numerose opere murarie, di fatti queste differiscono molto anche tra di loro per la tessitura e per i dettagli costruttivi.

Nel modello in esame è stata eseguita una modellazione a “*telaio equivalente*” in linea con la normativa vigente.

Affinchè la modellazione di una struttura in muratura abbia senso fisico è necessario che questa sia concepita come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti (pareti orizzontamenti e fondazioni) devono essere opportunamente collegati al fine di garantire un buon comportamento della struttura.

In particolare, le pareti svolgono una funzione prevalentemente portante se sollecitate principalmente da azioni verticali ed un ruolo da elementi di controvento se soggette ad azioni orizzontali. Chiaramente queste oppongono una resistenza nettamente maggiore se sollecitata nel loro piano rispetto ad alla resistenza espressa sotto l'azione di forze ortogonali al loro piano, come si può intendere dall'immagine sottostante:

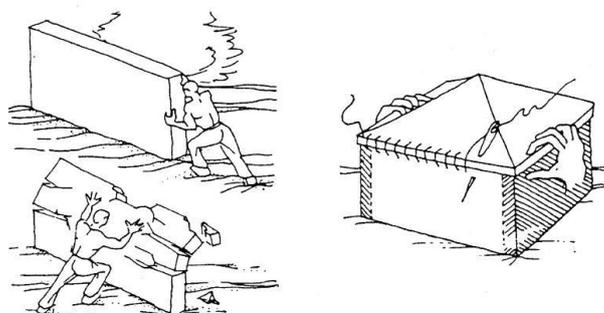


Figura 5.0.1 Comportamento della muratura in zona sismica

La capacità dei pannelli di resistere alle azioni orizzontali è favorita dalla presenza di forze verticali che fungono da elementi stabilizzanti. Sono considerati resistenti alle forze orizzontali quando la lunghezza del pannello è non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano. Gli elementi saranno sempre verificati anche per azioni perpendicolari al loro piano, alle quali rispondono come elementi secondari.

A causa delle notevoli complessità che sono state descritte, molto spesso nella modellazione di questo tipo di strutture si ricorre ad una serie di semplificazioni per poter eseguire delle analisi strutturali dotate di senso fisico.

5.2.1 Modello a telaio equivalente

Il modello a telaio equivalente è fortemente consigliato quando le aperture della struttura sono sufficientemente regolari. Questo tipo di modellazione può sembrare molto semplificativa ma in realtà è stata validata la sua efficacia, di fatti oggi rappresenta uno dei metodi più adottati. Questa si basa sul cosiddetto “meccanismo di piano”, inoltre essendo la muratura un materiale intrinsecamente complesso è preferibile avere dei modelli semplici piuttosto che applicare metodologie molto sofisticate che potrebbero portare problemi in termini di onerosità computazionale.

Il telaio equivalente che viene generato dal software rappresenterà la scatola muraria, e sarà composto da elementi con ben precise proprietà di svincolo interno ed estremi rigidi.

Nello specifico, l'elemento che compone il telaio sarà composto da una parte deformabile con resistenza finita e da parti infinitamente rigide (una se l'apertura in questione è una porta, due se le aperture in questione sono delle finestre), come ben rappresentato di seguito:

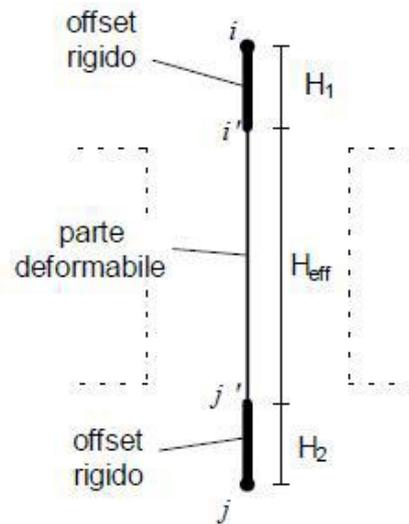
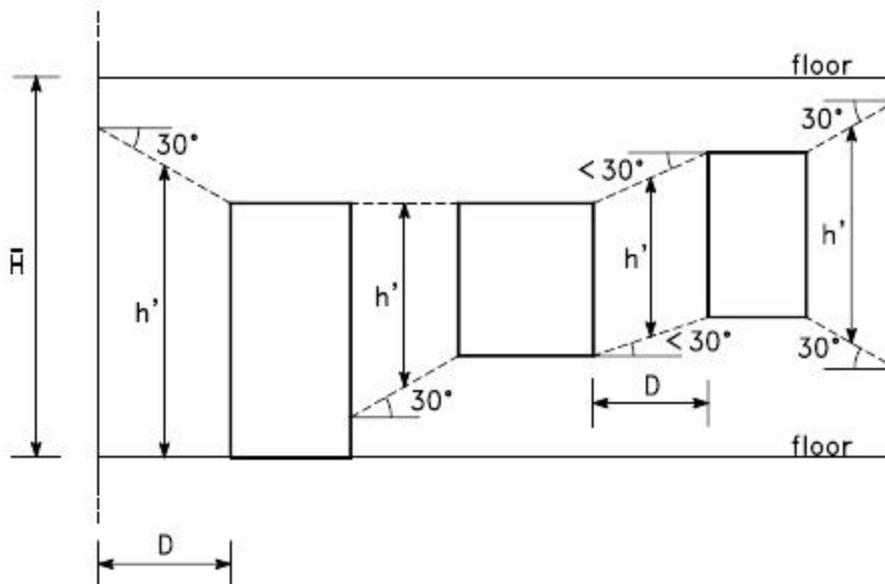


Figura 5.0.2 Schema telaio equivalente

L'estensione della parte deformabile definita anche "altezza efficace", viene valutata facendo riferimento alle prescrizioni proposte dal professor Dolce nel 1989, per tenere conto della deformabilità della muratura nelle zone di nodo:



$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{1}{3}D(\bar{H} - h')/h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

Figura 5.0.3 Schema estensione parte deformabile nel telaio equivalente

Nel software CDM DOLMEN la generazione del modello avviene in automatico sulla base delle descrizioni fornite dall'utente, favorendo una schematizzazione semplice ed efficace.

A titolo di esempio si riporta una parete interna della struttura modellata:

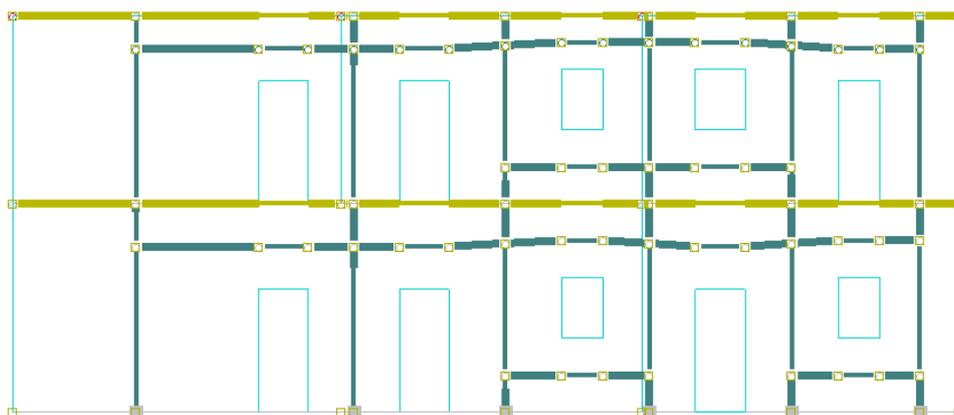


Figura 5.0.4 Schema rappresentativo di una parete modellata con telaio equivalente in DOLMEN

Gli elementi verticali nella foto rappresentano gli elementi *maschio*, mentre quelli orizzontali indicano le *fasce di piano*.

Il maschio viene generato considerandolo come un elemento completamente svincolato alle sue estremità rispetto ai momenti fuori dal piano, che secondo la convenzione del software rappresentano i momenti M_{yy} .

5.3 Modello della scuola De Amicis Manzoni

Dopo le premesse teoriche eseguite nei paragrafi precedenti si passa alla definizione del modello dell'edificio scolastico in questione.

Di seguito è riportata una vista del modello con gli ingombri solidi attivati.

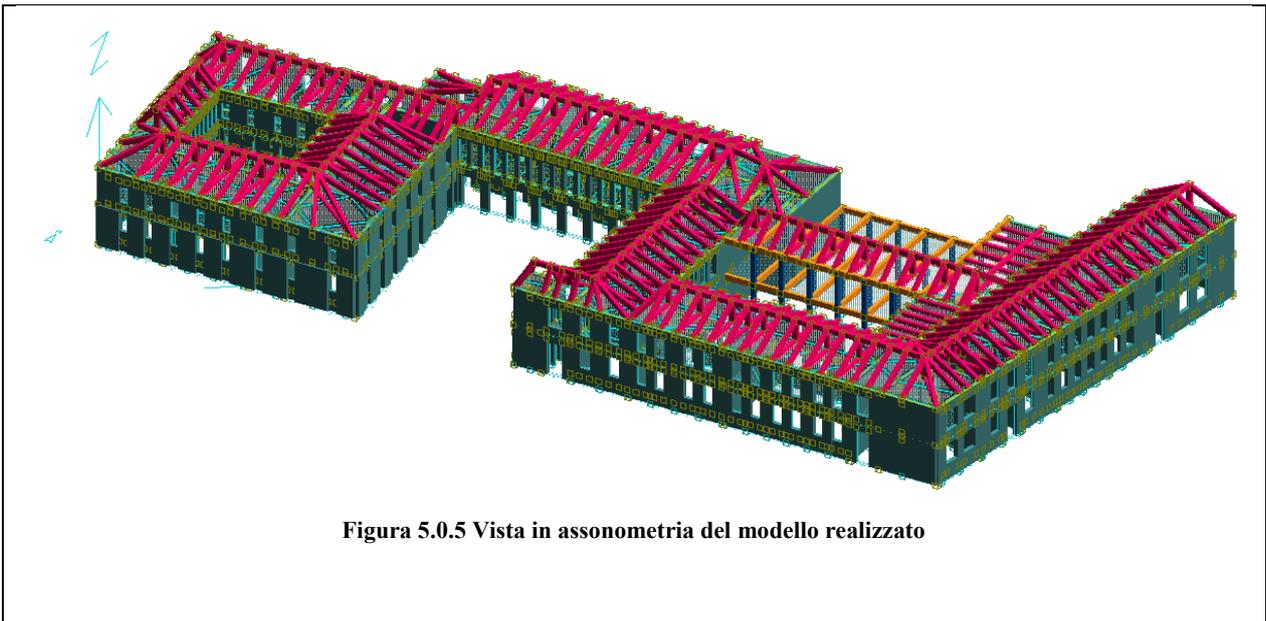


Figura 5.0.5 Vista in assonometria del modello realizzato

La struttura è realizzata da elementi con diversi materiali, pertanto si è deciso di rappresentarli con colorazioni differenti in modo da garantire una più semplice operabilità in fase di realizzazione del modello, e allo stesso tempo, una migliore visione del manufatto a modello realizzato.

Le colorazioni rappresentano:

- Elementi in grigio scuro: pareti in muratura
- Elementi in rosso: aste in legno della copertura;
- Elementi in azzurro: pilastri in calcestruzzo armato della palestra;
- Elementi in arancione: travi in calcestruzzo armato della palestra.

5.3.1 Ipotesi e condizioni di realizzazione

Come già detto nei capitoli precedenti, il livello di conoscenza della struttura è limitato, e di conseguenza la realizzazione del modello è stata fondata su una serie di ipotesi.

La prima incertezza riguarda la presenza dei cordoli di piano, che nelle strutture in muratura vengono inseriti per garantire un miglior comportamento scatolare e una migliore ripartizione delle azioni. Nella struttura in esame non è stato possibile determinare con certezza la presenza o meno di questi su tutta l'estensione della struttura, pertanto si è ipotizzato che i cordoli fossero assenti ovunque.

Riguardo la modellazione delle pareti sono state prese in considerazione soltanto quelle portanti, andando a trascurare il contributo dei tramezzi dello spessore compreso tra 10 e 15 cm. Di conseguenza, nella modellazione, questi sono stati realizzati come elementi fittizi dotati degli stessi parametri meccanici della muratura, con lo spessore della parete e altezza di 1 cm.

Riguardo agli orizzontamenti, la struttura è composta da due tipi di solai, con volte in muratura e solai latero cemento. Per la modellazione dei primi si è deciso di rappresentarli come elementi orizzontali poiché questi dal punto di vista sismico hanno un comportamento molto variabile. Per simulare la rigidità di piano sono stati inseriti degli elementi guscio dotati solo di spessore di membrana. In aggiunta, si fa notare come la struttura non sia stata definita infinitamente rigida nel piano, a causa dell'irregolarità in pianta.

Per quanto concerne il sistema di fondazioni, non avendo molte informazioni, su di esso e sul terreno su cui giace, si è deciso di non modellarlo e di incastrare interamente la struttura a terra.

Nella modellazione della struttura si è tralasciata la presenza del piano interrato poiché non vulnerabile nei confronti dell'azione sismica vista la sua presenza al di sotto del piano di campagna.

La presenza degli edifici confinanti è stata simulata con l'inserimento di molle di rigidità elevata in direzione Y.

5.3.2 Analisi dei carichi

Le indagini endoscopiche hanno permesso di individuare la tipologia di orizzontamenti. Di seguito si riporta l'analisi dei carichi riferita a questi elementi

- **Solai latero cemento:**

la tipologia riscontrata tramite l'indagine endoscopica è quella di un solaio latero cemento con altezza di 22 cm e privo di soletta collaborante.

TIPOLOGIA	MATERIALE	PESO [kN/m ²]
	Solaio SAP h=22 cm	2.90
	Sottofondo h=7cm	1.26
	Pavimentazione h=2 cm	0.3
	Controsoffitto	1
	Intonaco h=1 cm	0.27
	Totale	5.73

Tabella 30 Analisi carichi solaio latero cemento

- **Volte**

Riguardo alle volte, non avendo possibilità di eseguire indagini su ognuna di esse, si è estesa la stratigrafia di quella analizzata a tutte le altre. Per definirne il peso si è sommato il contributo del riempimento a quello dell'elemento portante. Lo spessore del riempimento è stato definito come spessore equivalente necessario per livellare la volta in chiave, al quale è stato sommato il riempimento in chiave. Per la definizione dello spessore equivalente si divide il volume compreso tra l'intradosso di questa e il piano tangente in chiave per l'area della proiezione della volta. Lo schema seguente fornisce un'idea delle quantità sopra enunciate:

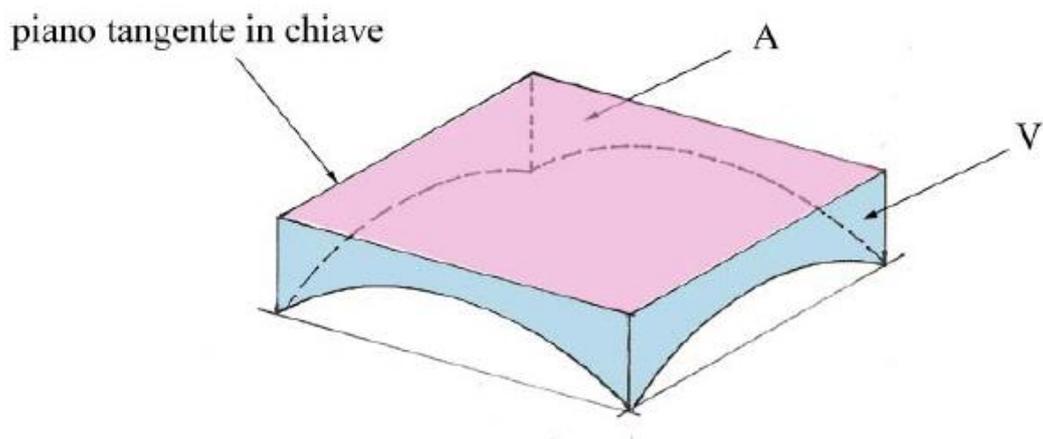


Figura 5.0.6 Determinazione dello spessore equivalente

Il peso delle volte varia tra quelle poste tra piano terra e primo piano e quelle relative al piano superiore. Nella tabella sottostante si riportano i pesi dei diversi elementi:

TIPOLOGIA	MATERIALE	PESO [kN/m ²]
Volta solaio piano terra	Laterizio	2.20
	Riempimento	2.00
	Pavimentazione h=2 cm	0.30
	Totale	4.50

Tabella 31 Analisi dei carichi volta piano terra

TIPOLOGIA	MATERIALE	PESO [kN/m ²]
Volta solaio primo piano	Laterizio	2.20
	Riempimento	0.70
	Pavimentazione h=2 cm	0.30
	Totale	3.20

Tabella 32 Analisi dei carichi volta del primo piano

5.3.3 Parametri sismici inseriti

La definizione dello spettro elastico è funzione della posizione della struttura e delle sue caratteristiche. I parametri inseriti nel software per la determinazione dello spettro sono gli stessi riportati nel paragrafo 3.3.1 pertanto non verranno ripetuti. Di seguito si riportano soltanto i fattori relativi alla determinazione del fattore di comportamento e gli spettri di risposta ottenuti.

Le NTC18 definiscono il fattore di comportamento q come segue:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

- q rappresenta il fattore di comportamento;
- q_0 rappresenta un coefficiente che tiene conto della tipologia di struttura e della sua duttilità
- K_R tiene conto della regolarità in altezza dell'edificio

I valori di q_0 sono definiti nel par. 7.8.1.3 come segue:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_d/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_d/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_d/\alpha_1$

Tabella 33 Valori di riferimento del coefficiente q_0

Il valore di α_d definisce il moltiplicatore di calcolo che porta alla formazione dell'ultima cerniera plastica prima del collasso, mentre α_1 definisce il moltiplicatore di collasso che porta alla formazione della prima cerniera plastica.

Per le murature ordinarie tale valore è pari ad 1.7 come definito nel par. 7.8.1.3.

Riguardo al fattore K_R questo viene definito al par.7.3.1 ed è assunto pari a 1 per le strutture regolari in altezza e 0.8 per le strutture irregolari.

Si otterrà quindi:

$$q = 2 \cdot 1.7 \cdot 0.8 = 2.72$$

Si riportano di seguito gli spettri elastici e di progetto:

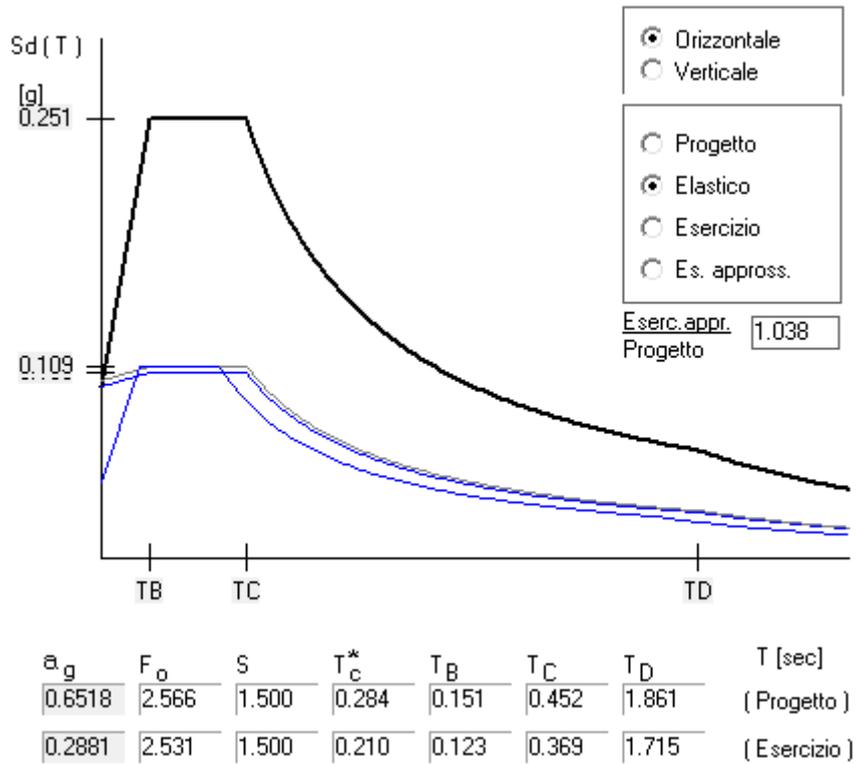


Figura 5.0.7 In nero si riporta lo spettro elastico generato da DOLMEN

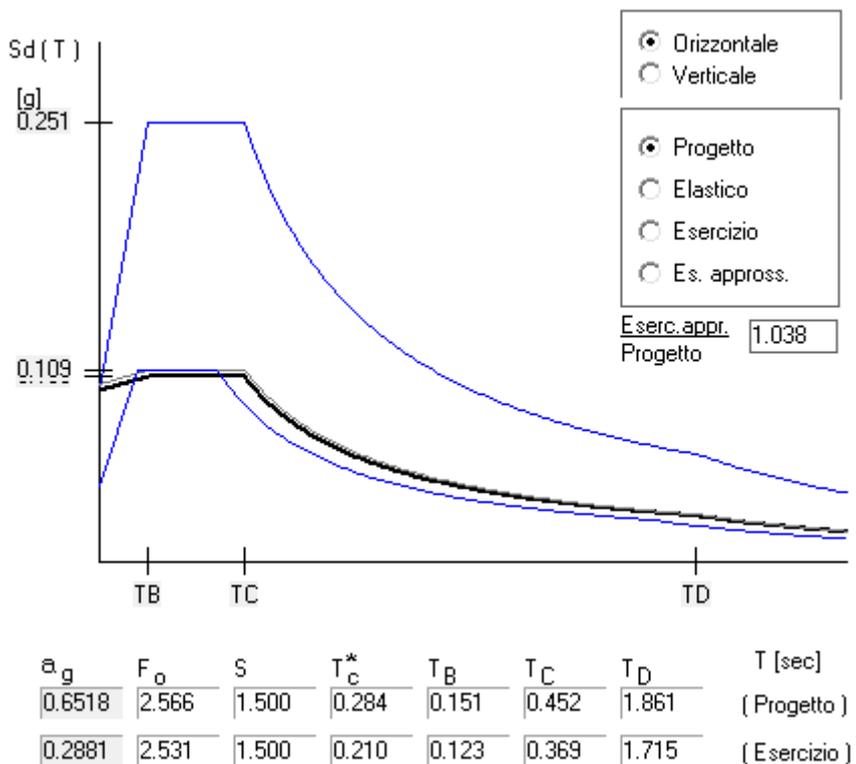


Figura 5.0.8 In nero si evidenzia lo spettro di progetto generato da DOLMEN

5.3.4. Analisi statica lineare

La struttura è stata sottoposta ad una analisi statica lineare attraverso la quale è stato possibile individuare le forze statiche equivalenti che vengono applicate ad ogni piano, seguendo le indicazioni descritte nel par.1.4.1. Il software permette inoltre, anche il calcolo della posizione del baricentro delle rigidezze e del baricentro delle masse. Tanto più questi discosteranno tra loro e tanto maggiore sarà l'effetto torcente che verrà a generarsi. Di seguito si riportano i valori dei baricentri delle masse e delle rigidezze relativi ad entrambi i piani:

	PIANO TERRA	PRIMO PIANO
X _G [m]	55.09	53.95
Y _G [m]	21.60	21.00

Tabella 34 Coordinate baricentro del piano terra e del primo piano

	PIANO TERRA	PRIMO PIANO
X _k [m]	54.52	55.03
Y _k [m]	24.19	20.90

Tabella 35 Coordinate baricentro delle rigidezze del piano terra e del primo piano

Di seguito si riportano invece i valori delle forze statiche equivalenti calcolate dal software:

PIANI	PESI [kN]	C.DISTR.	FORZE DI PIANO [kN]
PIANO TERRA	48537.05	0.0641	3113.15
PRIMO PIANO	33739.21	0.120	4047.92

Tabella 36 Risultati analisi statica lineare

5.3.5 Analisi modale

Successivamente si è eseguita una analisi modale per definirne i modi di vibrare, ovvero quelle particolari configurazioni deformate che assume la struttura quando è

posta in condizione di oscillazione libera. Attraverso questa analisi è possibile inoltre ottenere i periodi propri associati ad ogni modo di vibrare con le relative masse eccitate. La Normativa impone che debbano essere presi in considerazione tutti i modi di vibrare che eccitano almeno il 5% della massa e un numero di modi tale da eccitare almeno l'85% della massa sismica totale, in modo da rendere significativa l'analisi. Nell'analisi in questione sono stati presi in considerazione 50 modi di vibrare. Di seguito si riporta la tabella con i periodi e le masse eccitate dei modi principali e poi, a seguire, gli screen delle deformate dei modi più significativi.

AUTOVETTORE	PERIODO [s]	MX [%]	MY [%]
3	0.253961	67.273	1.673
4	0.233644	21.772	6.844
8	0.154862	0.340	18.510

Tabella 37 Sintesi degli autovettori principali con periodi e masse relative

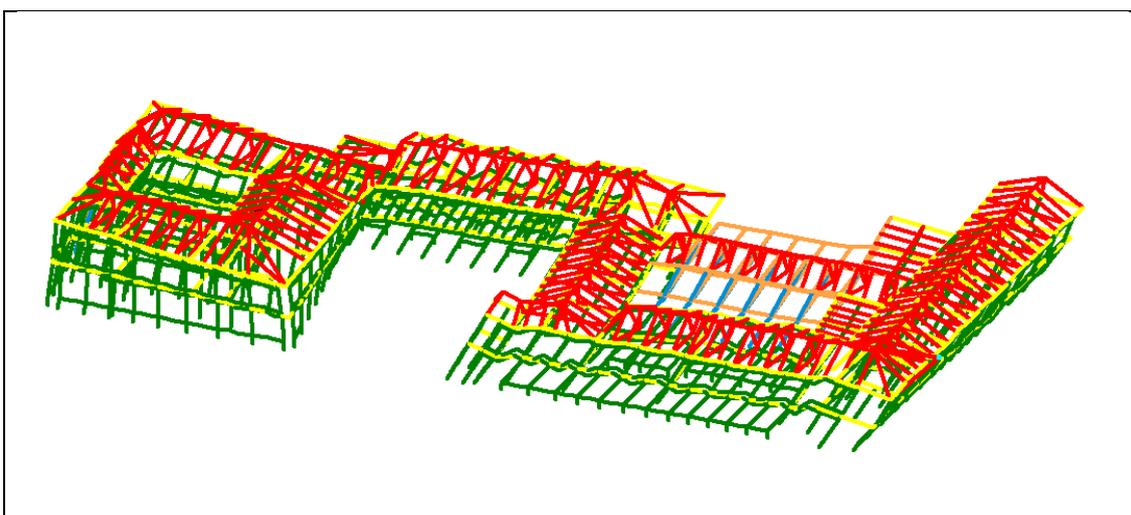


Figura 5.0.9 Rappresentazione grafica dell'autovettore 3

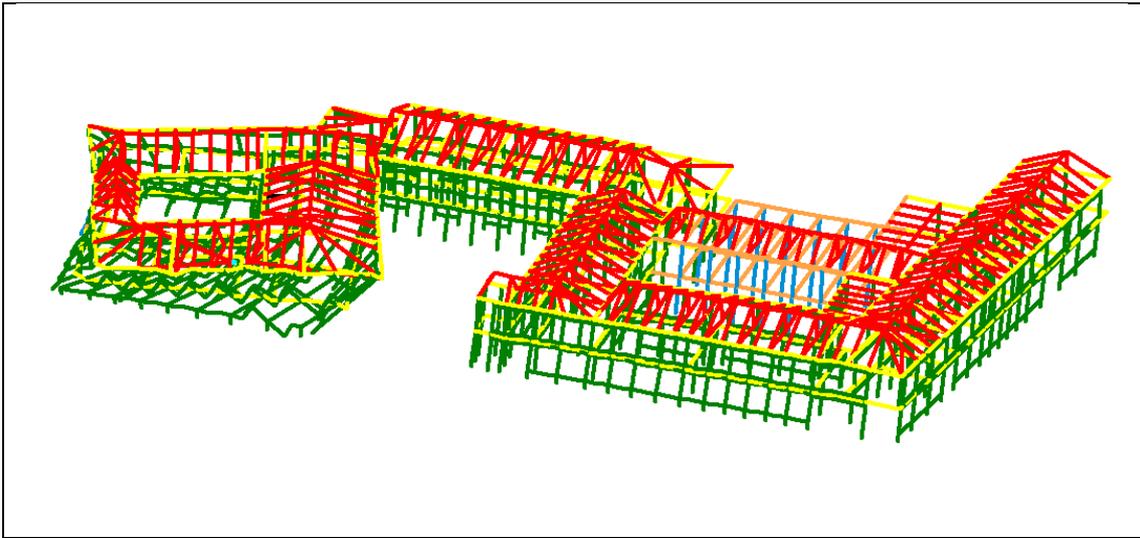


Figura 5.0.10 Rappresentazione grafica dell'autovettore 4

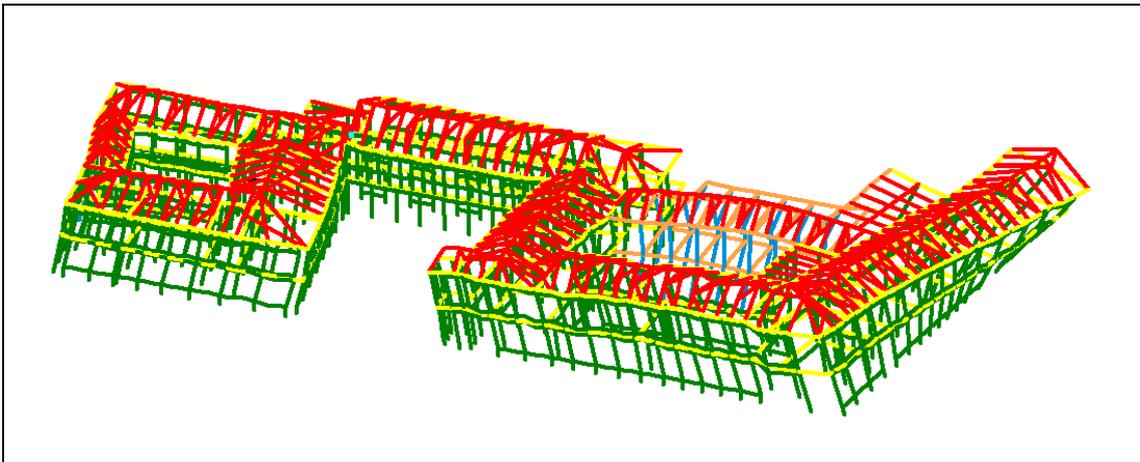


Figura 5.0.11 Rappresentazione grafica dell'autovettore 8

5.3.6 Verifiche di sicurezza

Come da imposizione delle NTC18 al par.7.8.2.2, le strutture in muratura devono essere soggette alle seguenti verifiche:

- Pressoflessione nel piano;
- Taglio;
- Pressoflessione fuori dal piano;

Per la realizzazione di tali verifiche ci si è avvalsi dell'aiuto del software che permette di eseguire le verifiche in automatico. Di seguito verranno esplicitate le formulazioni e verranno riportati i risultati per ogni singola parete.

Al fine di verificare l'effettiva capacità della struttura si è dapprima eseguito un controllo con la condizione di carico quasi permanente, ovvero una condizione statica, per accertarsi che tutti gli elementi fossero verificati, poiché qualora questo controllo non fosse stato superato sarebbe stato sintomo di errore di modellazione o di sottostima delle caratteristiche meccaniche del materiale. Una volta eseguito questo controllo, con esito positivo, si è partiti con le verifiche per gli elementi soggetti alla combinazione di carico sismica definita nel par. 2.5.3 delle NTC18:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Dove:

- E rappresenta l'azione sismica;
- G_1 rappresenta il peso proprio;
- G_2 rappresenta il peso permanente portato;
- P rappresenta la precompressione;
- Q_k rappresenta l'azione variabile

Nello specifico le combinazioni di carico saranno due, poiché in una si considererà il 100% dell'azione sismica in direzione X e il 30% dell'azione sismica in direzione Y, e viceversa. Queste combinazioni verranno chiamate rispettivamente:

- SLU con SISMAX PRINCIPALE;
- SLU con SISMAY PRINCIPALE

5.3.6.1 Verifica a pressoflessione nel piano

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

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Dove:

- M_u rappresenta il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l rappresenta la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- t rappresenta lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 rappresenta la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione; se N è di trazione, $M_u=0$;
- $f_d = f_k/\gamma_m$ rappresenta la resistenza a compressione di progetto della muratura

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche ottenuti. Per avere un'idea degli elementi non verificati il software restituisce un'immagine con variazioni cromatiche: in verde saranno rappresentati gli elementi verificati e in viola quelli non verificati (la tonalità varierà in funzione del rapporto tra momento resistente e momento sollecitante, come evidenziato nella scala). Di seguito si riporta l'output fornito dal software e i valori numerici degli elementi non verificati

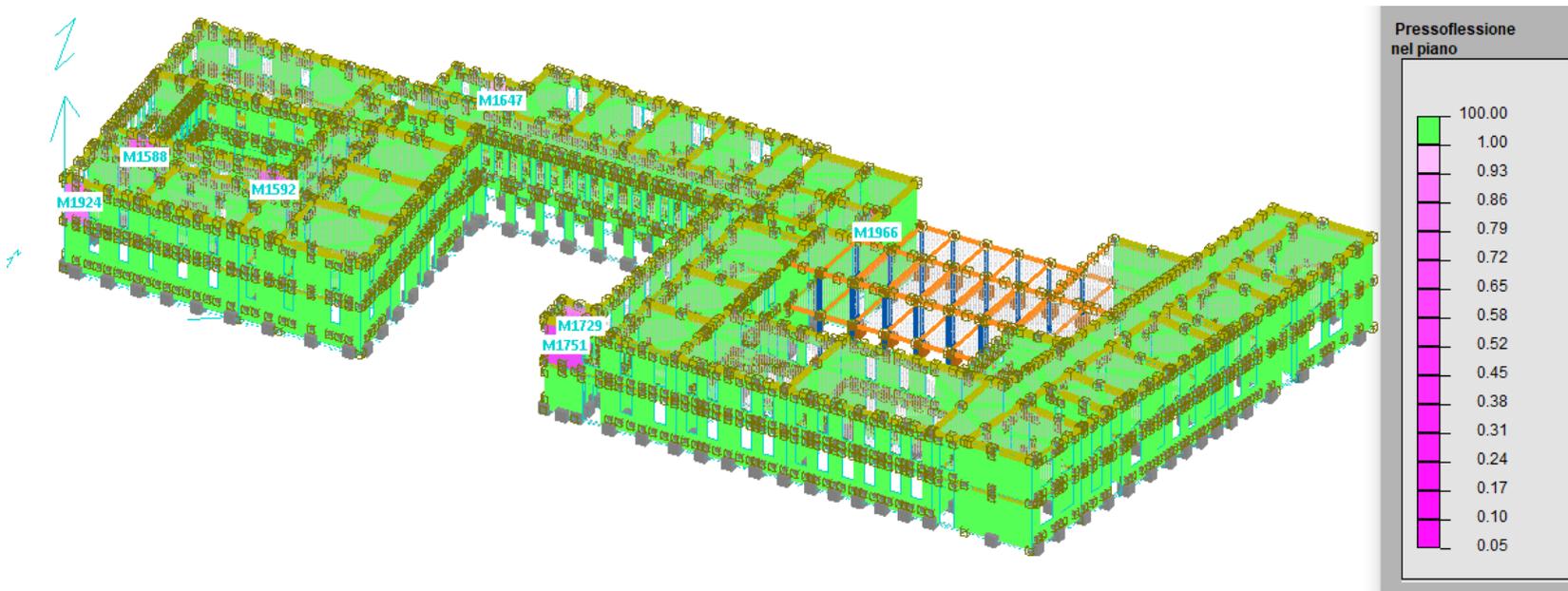


Figura 5.0.12 Vista in assonometria dell'output grafico della verifica a pressoflessione

	M_D [kNm]	C_{RED} [-]	M_{RED} [kNm]	N_D [kN]	M_{RD} [kN]	M_{RD}/M_{RED} [-]
M1588	132.8	0.028	112.50	29.81	61.70	0.548
M1592	150.6	0.023	134.50	53.95	87.30	0.649
M1647	94.2	0.000	94.20	71.65	89.40	0.948
M1729	109.3	0.000	109.30	50.73	91.70	0.839
M1751	132.8	0.023	112.50	29.81	61.70	0.548
M1924	83.8	0.012	71.50	50.39	65.20	0.912
M1966	12.9	0.096	8.20	8.60	6.20	0.747

Tabella 38 Risultati numerici dei maschi non verificati

5.3.6.2 Verifica a taglio

La capacità a taglio di ogni singolo elemento verrà così definita:

$$V_R = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

Dove:

- l' rappresenta la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;
- t rappresenta lo spessore della parete;
- $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_m$ è la resistenza di progetto a taglio, ottenuta con un valore di $\gamma_m = 2$

Si riporta di seguito l'output grafico fornito dal software per la verifica a taglio. In giallo sono indicati gli elementi non verificati. In tabella sono riportati i valori numerici degli elementi che non soddisfano la verifica.

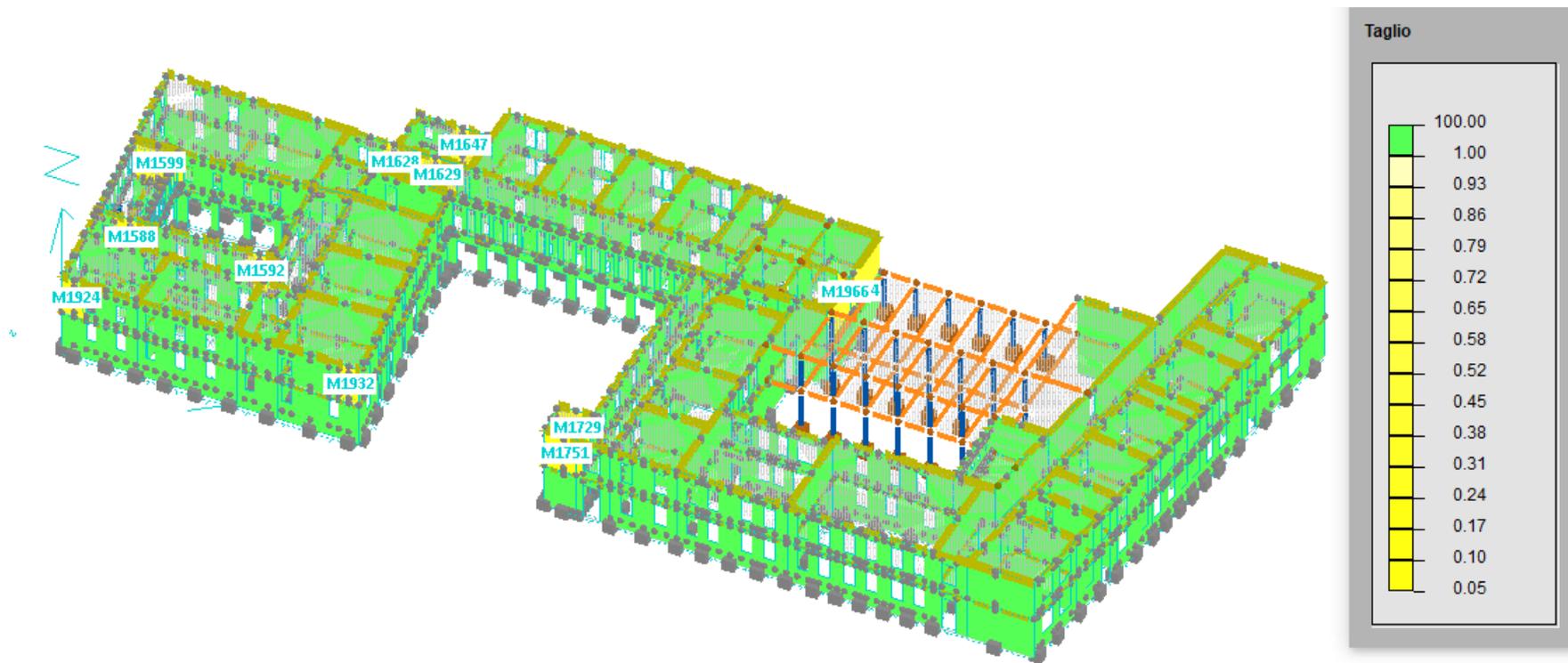


Figura 5.0.13 Vista in assometria dell'output della verifica a taglio

5.3.6.3 Verifica a pressoflessione fuori dal piano

La Normativa suggerisce di definire il momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore di resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la formula di verifica ci si attiene alla stessa utilizzata per la pressoflessione nel piano:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Per il significato dei singoli termini si rimanda al par.5.3.4.1.

Di seguito si riportano i risultati della verifica a pressoflessione fuori dal piano dove in azzurro si rappresentano gli elementi non verificati.

Si noti come la struttura risulta interamente verificata a pressoflessione fuori dal piano.

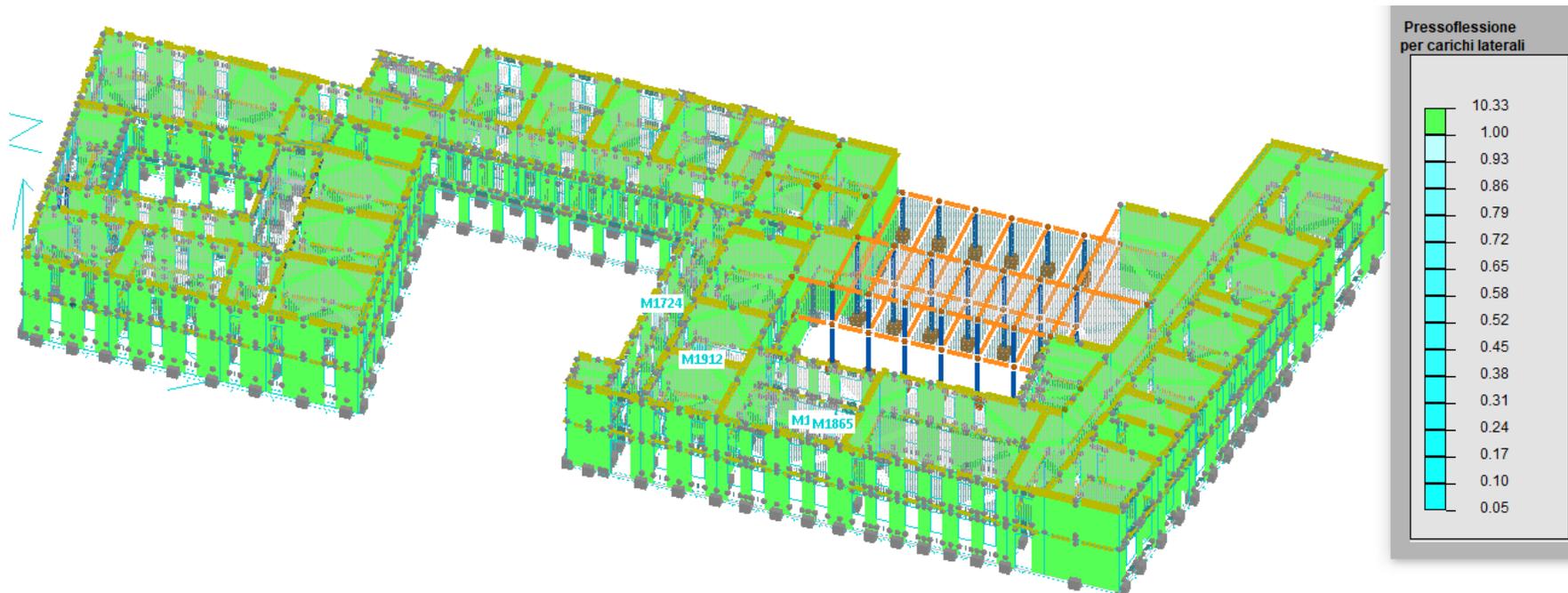


Figura 5.0.14 Vista in assonometria dell'output grafico della verifica a pressoflessione fuori dal piano

5.3.7 Calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica

Come evidenziato nei precedenti paragrafi, la struttura non è in grado di sopportare l'azione sismica prevista da normativa. Per questo motivo si procede alla definizione dell'*indice di vulnerabilità sismica* che può essere espresso sia in termini di accelerazione che in termini di periodo di ritorno.

Questo parametro ci indica la percentuale di azione sismica (riferita alla domanda) che la struttura è in grado di sopportare.

Sostanzialmente per la sua definizione si procede iterativamente, ovvero considerando come azione sismica una percentuale di quella prevista dallo spettro, incrementandola di volta in volta, fino a raggiungere il massimo valore che porta la struttura a non essere interamente verificata.

Nel caso in esame si è evidenziato come la struttura sia in grado di sopportare fino ad un massimo del 14% dell'accelerazione prevista dallo spettro, ovvero:

$$\frac{a_{g,SOPPORTABILE}}{a_{g,NTC2018}} = 0.14$$

Si è successivamente passati alla definizione dell'indice di vulnerabilità sismica in termini di periodo di ritorno.

Per farlo è necessario calcolare il valore di vita nominale riconducibile ad un valore di a_g che è pari al 14% di quello fornito da normativa.

$$a_{g,SOPPORTABILE} = 0.14 \cdot 0.065g = 0.0091g = 0.91g/10$$

Si procede per tentativi abbassando la vita nominale dell'opera fino ad ottenere il valore di a_g corrispondente, ottenendo un valore pari a:

$$V_N = 1.5 \text{ anni}$$

Si può definire pertanto il valore dell'indice di vulnerabilità sismica in funzione del periodo di ritorno con la formula seguente:

$$I_{VS} = \left(\frac{T_{R,sopportabile}}{T_{R,NTC2018}} \right)^{0.41} = \left(\frac{V_{N,sopp} \cdot C_U \cdot 9.5}{V_{N,NTC2018} \cdot C_U \cdot 9.5} \right)^{0.41} = \left(\frac{1.5}{50} \right)^{0.41} = 0.24$$

È facile evincere che essendo l'indice di vulnerabilità sismica inferiore ad 1 il livello di sicurezza della struttura non è conforme ai limiti stabiliti da normativa.

Questo significa che la struttura dovrà essere sottoposta ad un intervento di adeguamento o di miglioramento sismico al fine di incrementarne la resistenza sismica. La normativa impone che qualora si eseguisse un intervento di miglioramento sismico la vita nominale dovrà essere portata almeno a 20 anni.

5.3.8 Meccanismi di collasso locali

Le costruzioni esistenti in muratura possono essere soggette a fenomeni di tipo locale. Quando si effettuano le verifiche previste dalla normativa si suppone che la scatola muraria funzioni correttamente, e che quindi i pannelli lavorino adeguatamente nel loro piano. Tuttavia, non è detto che ciò accada, e quindi in queste costruzioni le forze di inerzia legate al sisma possono essere causa di meccanismi di rottura locali. Queste verifiche riguarderanno soltanto delle porzioni isolate della struttura, individuate sulla base di sconnessioni presenti o potenziali.

Dall'edificio viene quindi isolata una porzione della muratura, viene considerata come un *corpo rigido*, e se ne determina il moltiplicatore delle forze che attiva il meccanismo di collasso ipotizzato: questo fattore viene poi confrontato con quello dovuto all'azione sismica.

La determinazione del moltiplicatore di collasso λ viene eseguita con il principio dei lavori virtuali. Per poterlo determinare i corpi rigidi saranno soggetti alle seguenti azioni:

- Peso proprio dei blocchi, applicato nei baricentri;
- I carichi verticali portati dagli stessi;

- Un sistema di forze orizzontali, proporzionale ai carichi verticali portati, che rappresenta l'azione dovuta al sisma, con massimo coefficiente di proporzionalità l'incognita λ della verifica;

Si tratta quindi di risolvere un'equazione di questo tipo:

$$M_S - M_R - \lambda M(I) = 0$$

Dove:

- M_S rappresenta il momento stabilizzante;
- M_R rappresenta il momento ribaltante;
- $M(I)$ rappresenta il momento delle forze di inerzia dovute al sisma

Di seguito verrà riportata la verifica a ribaltamento eseguita sulla parete perimetrale che affaccia su via Marsala poiché è la parete sulla quale insistono le volte di maggior luce. Dall'immagine è possibile comprendere la parete studiata.

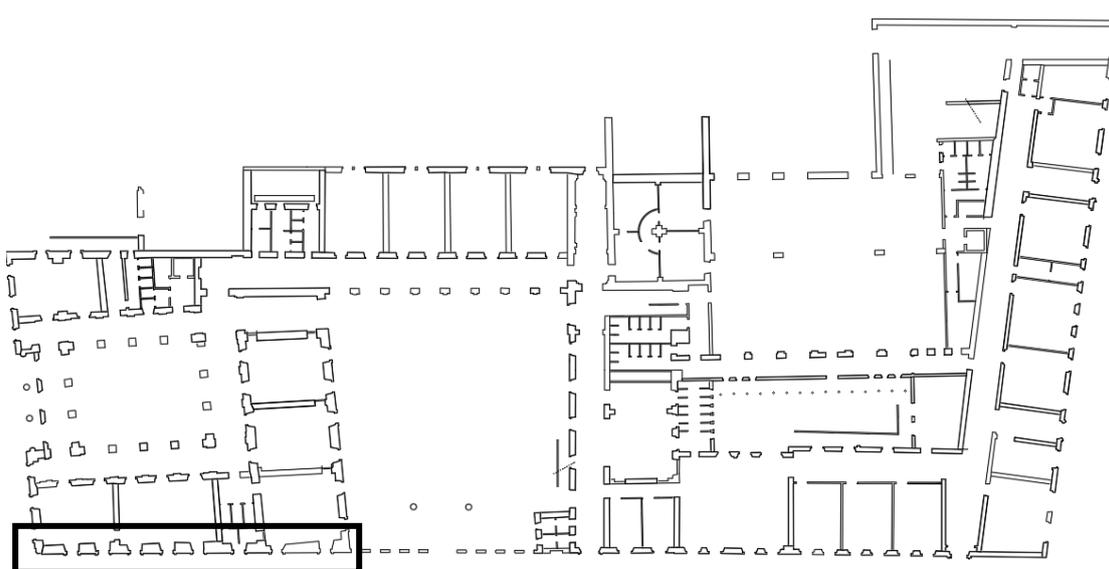


Figura 5.0.15 Segnalazione della parete studiata

Sulla parete in questione insistono tre solai realizzati con volte a botte come si evidenzia dall'immagine seguente:

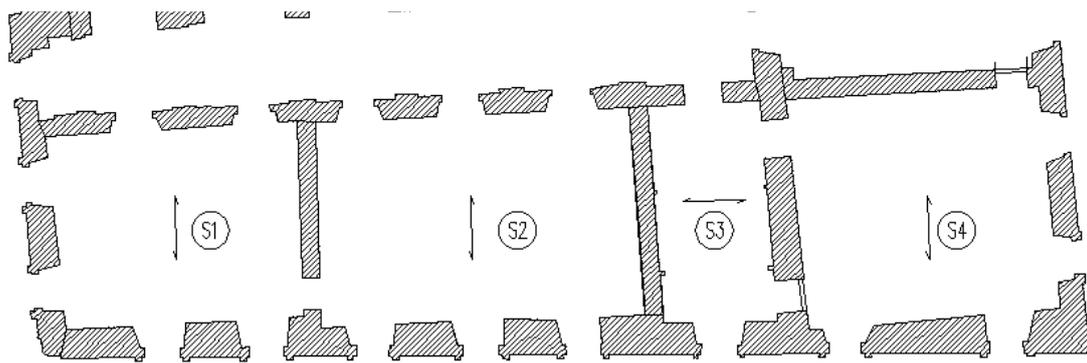


Figura 5.0.16 Rappresentazione della parete studiata con indicazione dell'orditura dei solai

Pertanto, per definire la spinta esercitata dalle volte sulle pareti, si è realizzato un modello a parte di queste ultime, calcolandone le reazioni vincolari che saranno utilizzate come spinta sulla parete studiata.

5.3.8.1 Modellazione dei solai con volte a botte

Come si evidenzia dalla figura 5.20 i solai S1, S2 ed S4 scaricano il loro peso sulla parete analizzata. I modelli delle volte sono stati eseguiti con il software CDM DOLMEN. Poiché la geometria delle tre volte è uguale nel solaio del piano terra e in quello del primo piano, sono stati realizzati soltanto tre modelli, variando i carichi applicati tra piano terra e primo piano. A titolo di esempio si riporta di seguito uno screen della volta:

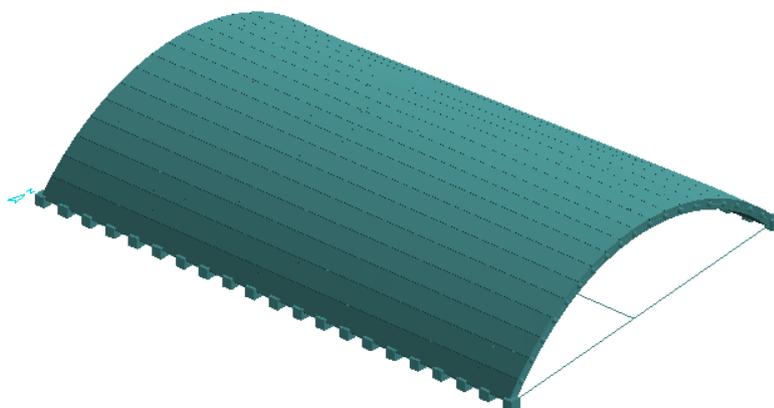


Figura 5.0.17 Modello della volta a botte del solaio S2

Per la modellazione di tali elementi si è fatto ricorso ad elementi guscio dotati di comportamento a piastra e membranale. Sono stati realizzati con una muratura dotata delle seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE	
E [Mpa]	1200
ν [-]	0.2
G [Mpa]	400
γ [kN/m ³]	18

Tabella 39 Parametri meccanici della muratura utilizzata

La volta è stata interamente incastrata alla base e soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio;
- Sovraccarico accidentale (soltanto per i solai del piano terra);
- Peso permanente

Dopo l'applicazione di questi ultimi si sono calcolate le sollecitazioni e le reazioni vincolari.

Nell'immagine sottostante si riporta l'abbassamento della volta in direzione verticale dovuto alla combinazione all'SLU:

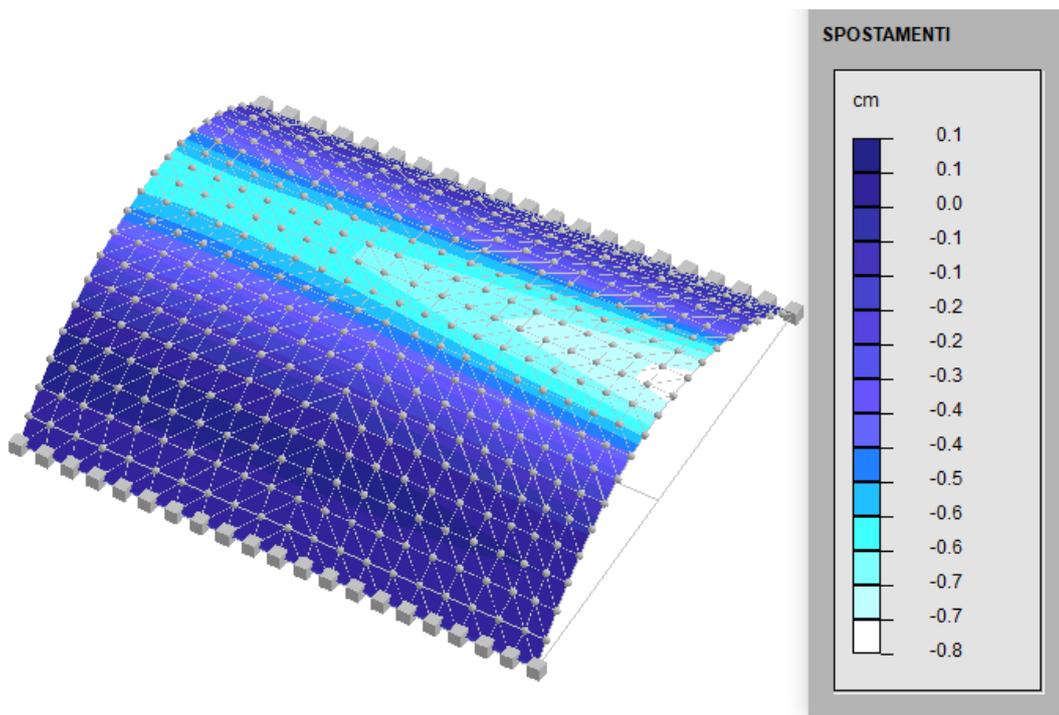


Figura 5.0.18 Spostamenti volta dovuti alla combinazione all'SLU senza sisma

In allegato sono presenti i valori delle reazioni vincolari ottenuti con la condizione di carico quasi permanente che verrà usata per calcolare il moltiplicatore dei carichi.

5.3.8.2 Calcolo del moltiplicatore di collasso λ

Note le reazioni vincolari è possibile implementarle nel modello globale della struttura, completando così le azioni che agiscono sulla parete.

Lo schema della parete isolata è riportato nell'immagine sottostante:

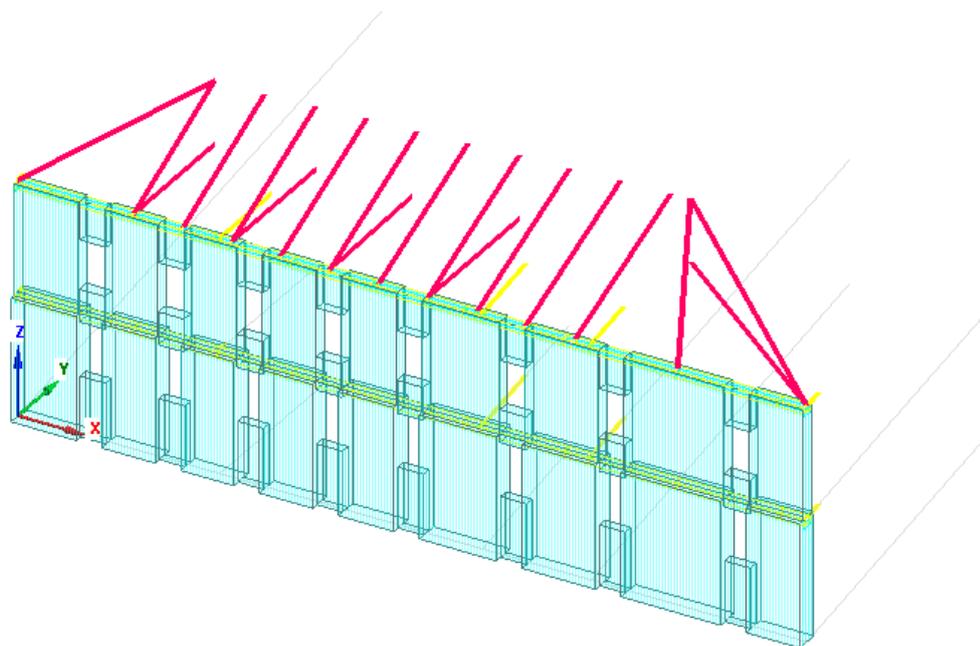


Figura 5.0.19 Schema della parete isolata

Tramite il software è stato possibile definire il moltiplicatore dei carichi λ che genera il collasso, ed è stato confrontato poi con l'accelerazione dovuta al sisma (domanda sismica).

La verifica è stata realizzata ipotizzando due meccanismi di collasso:

- 1- un meccanismo di ribaltamento del solo primo piano in direzione Y (formazione di una cerniera cilindrica tra piano terra e primo piano);
- 2- un meccanismo di ribaltamento dell'intera parete in direzione Y (formazione di una cerniera di cilindrica a terra)

Nella tabella sottostante si riportano i risultati ottenuti:

Meccanismo ribaltamento	Condiz. Carico	λ [g]	ag (SLV) [g]	ESITO
Ribaltamento ultimo piano	Quasi perm.	0.0201	0.0924	NON VERIFICATO
Ribaltamento intera parete	Quasi perm.	0.0189	0.0489	NON VERIFICATO

Tabella 40 Verifiche di ribaltamento della parete

Capitolo 6

Conclusioni

La sicurezza degli edifici esistenti rappresenta oggi una delle tematiche più importanti nel campo dell'ingegneria civile. L'Italia rappresenta, dal punto di vista del patrimonio edilizio esistente, uno dei paesi più ricchi al mondo per numero e qualità delle opere esistenti. Alla luce di ciò, risulta doveroso, sia per motivi prettamente legati alla sicurezza delle persone che per la tutela del patrimonio esistente, definire un piano di controllo di queste strutture.

Pianificare, mantenere, prevenire, sono tutti termini che devono essere visti con un'ottica differente da quella odierna. L'idea trasmessa non deve essere collegata ad uno sperpero di denaro, bensì ad un investimento lungimirante fatto per il bene della società e del nostro patrimonio. Al centro di questo discorso ci sono sicuramente edifici che svolgono un ruolo strategico fondamentale ogni giorno, quali scuole, ospedali o edifici pubblici.

Proprio da questo concetto è nato il presente lavoro di tesi che si è proposto come obiettivo quello di definire la vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico "De Amicis-Manzoni" di Alessandria sfruttando metodologie differenti, basate su ipotesi diverse tra loro, al fine di confrontarne i risultati.

È evidente che, a causa delle basse disponibilità economiche, non è stato possibile incrementare il livello di conoscenza acquisito (LC1), che ha sicuramente penalizzato i risultati ottenuti. Bisogna inoltre aggiungere che tale lavoro risulta fondato su una serie di ipotesi che andranno verificate qualora l'amministrazione alessandrina intendesse utilizzare tale lavoro come spunto per futuri interventi di adeguamento alla struttura.

In questo lavoro di tesi la valutazione della vulnerabilità sismica è stata definita con tre metodologie:

- 1- Metodo RE.SIS.TO;
- 2- Metodo VM;
- 3- Modellazione globale agli elementi finiti con il software DOLMEN.

I primi due metodi sono di tipo speditivo e rappresentano delle metodologie basate su ipotesi semplificative che definiscono il livello di sicurezza della struttura come il rapporto tra la peak ground acceleration che è in grado di sopportare la struttura (capacità) e quella prevista dallo spettro di normativa (domanda).

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti con i due metodi:

	PGAc / PGAd
METODO RE.SIS.TO.	1.46
METODO VM	1.25

Con queste due metodologie la struttura risulta ampiamente verificata poiché il rapporto è superiore all'unità.

Riferendoci invece all'analisi eseguita sul modello agli elementi finiti si è proceduto in maniera differente. Sono state eseguite sulla muratura tutte le verifiche previste dalla normativa considerando come azione sismica quella prevista dallo spettro. Da queste è emerso che diversi elementi non sono risultati verificati, pertanto si è definita la percentuale di azione sismica che la struttura è in grado di sopportare, ovvero quella azione che permette di verificare tutti gli elementi. Il risultato ottenuto è il seguente:

$$\frac{a_{g,sopportabile}}{a_{g,NTC2018}} = 0.14$$

Da questa percentuale si è calcolato il corrispondente valore di vita nominale che ammonta a $V_N=1.5$ anni. Come ulteriore analisi si è calcolato il meccanismo di ribaltamento locale di una parete perimetrale, dalla quale si può evincere come il fattore di sicurezza sia inferiore all'unità.

È evidente quindi che in strutture di questo tipo la presenza dei meccanismi locali sia di primaria importanza, pertanto non è possibile trascurarli come nelle metodologie LV1.

Bibliografia

- *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica, 2008.* Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome.
- *Analisi di vulnerabilità sismica sulle strutture esistenti, 2016.* Daniel Meloni, Fabio Gillone.
- *Norme tecniche per le costruzioni, 2008.* Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008.
- *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, 2009.* Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2 Febbraio 2019
- *Nuove norme tecniche per le costruzioni, 2018.* Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018.
- *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, 2019.* Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 21 Gennaio 2019.
- *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, 2003.* O.P.C.M. n.3274/2003.
- *Modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 Marzo 2003, 2003.* O.P.C.M. n.3316/2003.
- *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, 2005.* O.P.C.M. n.3431/2005.
- *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, 2006.* O.P.C.M. n.3519/2006.
- *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle*

- norme tecniche per le costruzioni*,2007. Presidente del Consiglio dei Ministri,12 Ottobre 2007.
- *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 2008*, 2011. Presidente del Consiglio dei Ministri, 09 Febbraio 2011.
 - *Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza di Edifici Esistenti*,2014. Consiglio Nazionale delle Ricerche, 14 Maggio 2014.
 - *Valutazione della sicurezza sismica in edifici storici - Il caso della scuola "E. De Amicis – A. Manzoni" in Alessandria*, 2019. Tesi di laurea magistrale di Paolo Motrassini.
 - *RE.SIS.TO: una metodologia per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato*. Chinni, Mazzotti, Savoia.
 - *Analisi comparativa di metodi per la valutazione sismica di edifici scolastici*,2013. Tesi di laurea magistrale di Roberto Secchi.
 - *La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)*,2005. Dolce, Moroni.
 - *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, 2000. G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti-Roma.
 - *Capitolo 6, Murature*. Manuale CDM DOLMEN.

Sitografia

- http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20
- <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>
- https://emidius.mi.ingv.it/GNDT2/Pubblicazioni/Lsu_96/vol_1/schede.pdf
- <http://www.uc-mugello.fi.it/sites/www.uc-mugello.fi.it/files/mnualegndt.pdf>
- http://www.reluis.it/index.php?option=com_content&view=article&id=320&Itemid=170&lang=it
- http://www.reluis.it/index.php?option=com_mada&Itemid=160