

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FERRARA

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE

**Analisi di vulnerabilità e ipotesi di intervento su due edifici in
muratura nel centro di Ferrara**

RELATORE

Prof. Ing. Tralli Antonio Michele

LAUREANDO

Antonio Del Grosso

CORRELATORE:

Ing. Simoni Michele

Anno accademico 2012/2013

INDICE

INTRODUZIONE	9
CAPITOLO 1: I MATERIALI	11
1.1 Il materiale “muratura”	11
1.2 La malta	15
1.3 La tessitura	16
1.3.1 L’indice di qualità muraria (IQM).....	17
1.3.2 Classificazione della muratura in base all’analisi del paramento esterno	20
1.4 Le caratteristiche meccaniche	27
1.5 Quadro Normativo.....	32
BIBLIOGRAFIA	44
CAPITOLO 2: METODO DI ANALISI NON LINEARE	45
2.1 L’analisi statica non lineare.....	45
2.1.1 Che cos’è ed in cosa consiste l’analisi di pushover	46
2.1.2 Curva di capacità	49
2.1.3 Prescrizioni normative	53
2.1.3.1 L’azione sismica	55
2.2 Il software di calcolo 3Muri	67
2.2.1 Il programma – schema generale	68
2.2.2 Il macroelemento muratura.....	70
2.2.2.1 Rottura per pressoflessione.....	72
2.2.2.2 Rottura per taglio	73
2.2.2.3 Travi in muratura	78
BIBLIOGRAFIA	79
CAPITOLO 3: ANALISI DI VULNERABILITA’ E IPOTESI DI INTERVENTO PER L’EDIFICIO SITO IN VIA MENATANA 3.	80
Introduzione.....	80
3.1 Descrizione dell’edificio	82
3.1.1 Analisi storico critica.....	82
3.1.2 Rilievo.....	83
3.1.2.1 Indagini e sondaggi.....	89
3.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali	92
3.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	93

3.1.5 Azioni	93
3.1.5.1 Carichi permanenti.....	93
3.1.5.2 Carichi accidentali	94
3.1.5.3 Combinazione di carico	95
3.1.5.4 Azione sismica.....	95
3.1.6 Materiali.....	97
3.2. Stato di fatto	98
3.2.1 Piano terra.....	98
3.2.2 Piano primo.....	99
3.2.3 Sottotetto.....	100
3.2.3.1 Risultati resistograph e individuazione delle travi analizzate.....	103
3.3 Analisi globale (stato di fatto)	108
3.3.1 Modellazione	108
3.3.1.1 Modello 1	109
3.3.1.2 Modello 2.....	110
3.3.1.3 Modello 3.....	110
3.3.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali	111
3.3.3 Criteri di verifica.....	112
3.3.4 Risultati.....	113
3.3.4.1 Modello 1 (traslazione in direzione x).....	113
3.3.4.2 Modello 2 (traslazione in direzione y).....	116
3.3.4.3 Modello 3 (torsione)	118
3.3.5 Verifica ai carichi verticali	120
3.3.5.1 Verifica a taglio del solaio del primo impalcato.....	122
3.4 Analisi locali (stato di fatto).....	126
3.4.1 Analisi cinematica lineare.....	127
3.4.2 Analisi cinematica non lineare.....	129
3.4.3 Risultati.....	130
3.4.3.1 Ribaltamento semplice della facciata – FRONTE STRADA.....	131
3.4.3.2 Ribaltamento semplice dei timpani murari interni	132
3.4.3.3 Ribaltamento semplice del timpano esterno con formazione del cuneo di 30°	133
3.4.4 Analisi cinematica lineare di un paramento murario semplice, soggetto al ribaltamento fuori dal piano.....	134
3.4.4.1 Verifica SLD e SLU con analisi lineare	136

3.5 Interventi proposti	140
3.5.1 Intervento 1 - Sostituzione delle travi di copertura e rifacimento del solaio di copertura	140
3.5.1.1 Carichi agenti.....	141
3.5.1.2 Azioni agenti.....	142
3.5.1.3 Predimensionamento.....	146
3.5.1.4 Verifica a flessione	146
3.5.1.5 Verifica a taglio	147
3.5.1.6 Verifica agli stati limite d'esercizio: calcolo della freccia	148
3.5.2 Intervento 2 - Irrigidimento delle falde di copertura	151
3.5.3 Intervento 3 – Irrigidimento del solaio del primo impalcato	151
3.5.4 Intervento 4 – Consolidamento delle pareti interne del primo piano mediante intonaco armato	152
3.5.4.1 Intonaco armato con rete elettrosaldata	154
3.5.4.2 Intonaco armato con rete e connessioni in FRP.....	156
3.5.5 Intervento 5 - Cordolo metallico.....	157
3.5.6 Intervento 6 - Riquadratura nicchie	158
3.6 Analisi globale (stato di progetto).....	159
3.6.1 Modello 1 (Traslazione direzione x).....	159
3.6.2 Modello 2 (Traslazione direzione y).....	161
3.6.3 Modello 3 (Torsione).....	164
3.6.4 Risultati.....	167
3.6.5 Valutazione del reale contributo fornito dall'intonaco armato.....	168
3.6.5.1 Modello 2 con pareti equivalenti (traslazione in direzione y)	172
3.6.5.2 Modello 3 con pareti equivalenti (torsione).....	175
3.6.5.3 Confronto dei risultati ottenuti.....	177
3.7 Analisi locali (stato di progetto).....	179
3.7.1 Ribaltamento articolato della facciata – FRONTE STRADA	180
3.7.1.1 Verifica a trazione del cordolo sommitale.....	181
3.7.2 Ribaltamento articolato dei timpani murari interni	184
3.7.3 Ribaltamento semplice del frontone	185
3.7.3 Confronto dei risultati ottenuti.....	186
BIBLIOGRAFIA	187

CAPITOLO 4: ANALISI DI VULNERABILITA' E IPOTESI DI INTERVENTO PER L'EDIFICIO SITO IN VIA MENATANA 7.	188
Introduzione.....	188
4.1 Descrizione dell'edificio	190
4.1.1 Analisi storico critica.....	190
4.1.2 Rilievo.....	191
4.1.2.1 Indagini e sondaggi.....	201
4.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali	206
4.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	207
4.1.5 Azioni	207
4.1.5.1 Carichi permanenti.....	207
4.1.5.2 Carichi accidentali	209
4.1.5.3 Combinazioni di carico.....	209
4.1.5.4 Azione sismica.....	209
4.1.6 Materiali.....	210
4.2 Stato di fatto	211
4.2.1 Piano terra.....	211
4.2.2 Piano primo.....	212
4.2.3 Piano secondo	213
4.2.4 Sottotetto.....	213
4.3 Analisi globale (stato di fatto).....	215
4.3.1 Modellazione	215
4.3.2 Caratteristiche dei materiali	216
4.3.3 Risultati.....	217
4.3.3.1 Modello globale – DIREZIONE X.....	218
4.3.3.2 Modello globale – DIREZIONE Y	220
4.4 Analisi locali (stato di fatto).....	222
4.4.1 Ribaltamento semplice dei timpani murari.....	225
4.4.1.1 Timpano 1	225
4.4.1.2 Timpano 2	226
4.4.2 Ribaltamento semplice della facciata con cuneo di distacco di 30°	227
4.4.3 Meccanismi articolati in corrispondenza del mezzanino.....	228
4.4.3.1 Fronte strada	228
4.4.3.2 Parete caricata dal mezzanino.....	229

4.4.3.3 Parete non caricata (1)	230
4.4.3.4 Parete non caricata (2)	231
4.4.4 Ribaltamento articolato parete snella a piano terra.....	232
4.4.5 Ribaltamento semplice di alcune porzioni di facciata	233
4.3.3.1 Fronte strada (1).....	233
4.3.3.2 Fronte strada (2).....	234
4.3.3.1 Retro	235
4.5 Interventi proposti	237
4.5.1 Intervento 1 - Cordolo metallico	237
4.5.2 Intervento 2 – Ripristino dello spessore del muro snello a piano terra	238
4.6 Analisi globale (stato di progetto)	240
4.6.1 Modello con cordolo in acciaio	240
4.6.1 Modello con cordolo in acciaio, direzione X.....	241
4.6.1 Modello con cordolo in acciaio, direzione Y.....	243
4.6.2 Modello con cordolo in cls	245
4.6.2.1 Modello con cordolo in cls, direzione X	246
4.6.2.2 Modello con cordolo in cls, direzione Y	248
4.6.3 Modello con rimozione archivi nel sottotetto.....	250
4.6.3.1 Modello con rimozione archivi nel sottotetto, direzione X.....	250
4.6.3.2 Modello con rimozione archivi nel sottotetto, direzione Y	252
4.6.4 Risultati.....	255
4.7 Analisi locali (stato di progetto).....	257
4.7.1 Ribaltamento articolato dei timpani murari.....	258
4.7.1.1 Timpano 1	258
4.7.1.2 Timpano 2.....	259
4.7.2 Risultati.....	260
4.8 Analisi del corpo scala	262
Introduzione.....	262
4.8.1 Descrizione	263
4.8.1.1 Rilievo.....	263
4.8.1.1.1 Piano terra	264
4.8.1.1.2 Piano primo.....	265
4.8.1.1.3 Piano secondo	268
4.8.1.3 Caratteristiche dei materiali	269

4.8.1.3 Azioni	271
4.8.2 Modellazione e analisi	272
4.8.2.1 Modello FEM.....	272
4.8.2.2 Calcolo della rigidezza	274
4.8.2.3 Rigidezza direzione x	277
4.8.2.4 Rigidezza direzione y	287
4.8.2.5 Conclusioni.....	299
BIBLIOGRAFIA	301
CONCLUSIONI.....	302
APPENDICE	305
CAPITOLO 1: VULNERABILITA' SISMICA E MECCANISMI DI COLLASSO	306
1.1 Le tipologie strutturali	306
1.1.1 Edifici della prima classe.....	306
1.1.2 Edifici della seconda classe	308
1.1.3 Edifici della terza classe	309
1.2 La vulnerabilità sismica.....	311
1.2.1 Forme di vulnerabilità specifica legate alle modalità costruttive iniziali	313
1.2.2 Forme di vulnerabilità specifica legate a processi di trasformazione edilizia	313
1.2.3 Forme di vulnerabilità specifica legate a carenza di connessioni strutturali e difetti degli elementi di presidio esistenti	313
1.2.4 Forme di vulnerabilità specifica legate a degrado strutturale e debito manutentivo	314
1.2.5 Forme di vulnerabilità specifica legate a dissesti pregressi non sufficientemente riparati	314
1.2.6 Forme di vulnerabilità specifica legate a interventi strutturali recenti eseguiti con tecniche moderne.	314
1.3 Tipologie di danno.....	315
1.3.1 Danno nullo	316
1.3.2 Danno leggero.....	316
1.3.3 Danno medio – grave.....	318
1.3.4 Danno gravissimo	319
1.4 I meccanismi di collasso.....	320
1.4.1 Meccanismi globali.....	321
1.4.2 Meccanismi locali	331
1.5 Correlazione tra i danni rilevati e i corrispondenti meccanismi	338
1.6 Il sisma del 20 e 29 maggio del 2012 in Emilia.	344

BIBLIOGRAFIA.....	350
BIBLIOGRAFIA COMPLETA.....	352

Introduzione

Il patrimonio edilizio italiano è caratterizzato dalla presenza di un grande numero di edifici in muratura, oltre il 70% del patrimonio edilizio complessivo. A causa degli eventi sismici, degli interventi antropici e del naturale invecchiamento, questi manufatti sono soggetti ad elevata vulnerabilità e necessitano, perciò, di adottare soluzioni efficaci ai fini della conservazione e del recupero di questa immensa ricchezza culturale a volte poco considerata.

La seguente tesi si inserisce in questo ambito e descrive lo studio effettuato su due edifici storici in muratura, costruiti all'inizio del Novecento, situati in via Mentana a Ferrara. Lo scopo di tale studio è quello di individuare la vulnerabilità sismica e i meccanismi di collasso locali e globali degli edifici, al fine di determinare gli interventi costruttivi necessari al miglioramento della risposta strutturale degli stessi, nei confronti dell'azione sismica.

La scelta dell'intervento più appropriato, ossia della giusta combinazione tecnica-materiali, è strettamente legata alle caratteristiche proprie della muratura oggetto del consolidamento. È necessario raggiungere una accurata conoscenza non solo del materiale di supporto (morfologia, tipologia) e del suo comportamento meccanico (problema strutturale specifico), ma anche dei materiali impiegati negli interventi e della compatibilità chimico-fisica degli stessi con il supporto originario, al fine di migliorare le condizioni e la resistenza del manufatto e di assicurarne sufficiente durabilità e compatibilità. Uno studio poco approfondito potrebbe diventare, infatti, causa di un intervento inefficace o addirittura dannoso. In tale ambito, il Governo Italiano e il Dipartimento Italiano della Protezione Civile hanno finanziato l'istituzione del consorzio nazionale ReLUIS (Rete Laboratori Università Ingegneria Sismica), al fine di approfondire la conoscenza della valutazione e riduzione della vulnerabilità del rischio sismico. Uno degli obiettivi principali di tale organismo è quello di migliorare ulteriormente le attuali linee guida e normative ed individuare degli interventi specifici, in base alla tipologia e all'entità del danno subito, per tutte le categorie di edifici colpiti dal sisma. Per questo motivo, gli interventi strutturali proposti all'interno della tesi per le strutture in esame seguono le indicazioni fornite dal ReLUIS.

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura rappresenta uno degli aspetti maggiormente critici che i progettisti sono tenuti ad affrontare. Le ragioni di tale difficoltà sono collegate sia all'ampia diffusione di tale tipologia costruttiva in aree a elevata pericolosità sismica, sia alla rilevanza culturale storica o artistica che tali manufatti spesso rivestono, come nel caso in esame. Quest'ultima caratteristica necessita degli approcci che siano in grado di cogliere il

reale comportamento strutturale; inoltre la rilevanza artistica e/o storica arriva ad influenzare anche gli interventi costruttivi atti a migliorare il comportamento dell'edificio. La criticità dello studio non nasce dalla maggiore o minore vulnerabilità intrinseca della muratura, ma dalla difficoltà di comprenderne in pieno il reale comportamento strutturale, che dovrà essere analizzato attraverso un processo che parta dalla conoscenza del manufatto (dettagli costruttivi, tipologia muraria, parametri meccanici della muratura, ecc.), fino a individuare gli strumenti di analisi più idonei, in relazione al livello di conoscenza che si è potuto ottenere.

A seguito delle indagini conoscitive svolte sugli edifici analizzati all'interno della tesi, è stata effettuata la modellazione degli stessi, mediante i programmi di calcolo "3Muri" e "MC4Lock", attraverso i quali sono state determinate le vulnerabilità locali e globali delle due strutture. Gli interventi di miglioramento strutturali effettuati sono in accordo con le tutte le normativa vigenti (NTC 2008, Direttiva PCM 9/02/2011, Circolare 02/02/2009 n.617).

CAPITOLO 1: I MATERIALI

1.1 Il materiale “muratura”

Il termine generico “muratura” definisce, nella pratica comune, l’aggregato di malta ed elementi (naturali o artificiali) di grosse dimensioni, con forma più o meno regolare. Questo tipo di materiale, noto fin dall’antichità, presenta numerose varietà di forme e natura degli elementi costituenti. È chiaro che un’indicazione così ampia inglobi un’innumerabile varietà di sistemi e tecniche costruttive. La variabilità non risiede unicamente nei tipi di muratura impiegati, ma anche nelle numerosissime morfologie murarie che differenziano i fabbricati storici: archi, cupole, volte, pareti, ponti, case.

Nonostante presenti caratteristiche specifiche e particolari per ciascun paese, questa tipologia di costruzioni è ampiamente diffusa in tutto il bacino del Mediterraneo. Dal punto di vista geografico, le modalità di realizzazione sono fortemente influenzate dalla reperibilità e dalla tipologia degli elementi costituenti. Considerando la sola Italia, la natura degli elementi di base si differenzia da regione a regione: nelle zone alpine prevale la muratura a secco, nella zona dell’Emilia Romagna, Toscana e Lazio il laterizio o il travertino, nelle regioni meridionali sono, invece, molto diffusi il tufo e la pietra calcarea.

Un’accurata classificazione delle possibili tipologie di muratura viene fornita all’interno dell’OPCM 3431/05, nella Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2):

A	Muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Pietrame non lavorato	PIETRE NATURALI
B	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Pietra sbozzata	
C	Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	Pietra a spacco	
D	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, etc.)	Pietra da taglio	
E	Muratura a blocchi lapidei squadriati	Pietra da taglio	
F	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Mattoni pieni	LATERIZI
G	Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia (es.: doppio UNI)	Mattoni semipieni	
H	Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale foratura < 45%)	Blocchi semipieni	
I	Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (percentuale foratura < 45%)	Blocchi semipieni	

L	Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale foratura tra 45% e 65%)	Blocchi semipieni	BLOCCHI IN CLS
M	Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	Blocchi semipieni	

Tabella I.1 - Classificazione delle tipologie di muratura (OPCM 3431/05)

Le murature dal tipo A al tipo F sono tipiche delle murature antiche, mentre le murature dal tipo G fino al tipo M sono murature di “tipo moderno”.

Passando dal primo all’ultimo tipo, migliorano le qualità della muratura e, conseguentemente, le sue caratteristiche meccaniche.

Tale considerevole variabilità ha, naturalmente, anche una notevole influenza sui parametri meccanici: ciò introduce notevoli incertezze, tali da mettere a rischio anche il più rigoroso e sofisticato dei calcoli che si riuscirebbe a svolgere. Soltanto con l’esecuzione di prove di laboratorio si possono avere valori relativamente attendibili, anche se, già nel caso di uno stesso fabbricato, risulta palese la coesistenza di materiali molto eterogenei, realizzati a volte in epoche differenti, con stati di conservazione e malte diverse tra loro.

Si riporta, di seguito, una breve descrizione delle tre tipologie di “materiale di base” usati per la muratura: pietre naturali, laterizi ed elementi in calcestruzzo.

- *Pietre naturali*

Presentano peculiarità che variano entro limiti molto ampi, anche per materiali della stessa natura. Con caratteristiche meccaniche via via crescenti, si possono enumerare rocce molto tenere, come, ad esempio, calcareniti e tufi; rocce semidure, quali arenarie, calcari e travertini; rocce dure, come dolomie, porfidi, serpentini, graniti, marmi.

Più che dalla resistenza delle pietre stesse, però, nella muratura realizzata in pietra naturale, la resistenza dell’elemento è particolarmente influenzata dalla forma, dalle dimensioni e dalla tessitura degli elementi e dalla lavorazione. Si può notare, inoltre, un’estrema variabilità anche nelle caratteristiche meccaniche degli elementi: la resistenza a compressione può variare da circa 2 MPa per pietre molto tenere, come calcareniti e tufi, fino ad oltre i 100 MPa per rocce molto dure, tra cui graniti e marmi.

- *I laterizi*

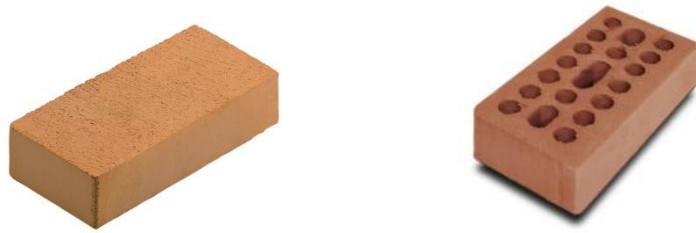


Figura I.1: Blocchi in laterizio squadrato, pieno e forato

Possono essere di laterizio normale o alleggerito, per migliorarne le qualità isolanti, e possono presentare, in alcuni casi, dei fori in direzione perpendicolare o parallela al piano di posa, la cui percentuale è regolamentata, come si vedrà di seguito, dalla normativa tecnica.

I fori possono talvolta servire anche per la successiva messa in opera di tondini da calcestruzzo armato (muratura armata).

La resistenza a compressione dei laterizi può essere estremamente elevata, fino a oltre 100 MPa, anche se i valori comunemente riscontrabili sono di circa 5 MPa per elementi in laterizio alleggerito e raggiungere circa 40 MPa per blocchi pieni.

- *Elementi in calcestruzzo*



Figura I.2: Blocchi in calcestruzzo forati

Le tipologie più frequenti di elementi in calcestruzzo sono quelli in aggregato denso, ottenuti miscelando aggregati, cemento ed additivi sotto pressione o per vibrazione, e quelli in calcestruzzo

in aggregato leggero, dove l'aggregato principale è a bassa densità, come argilla espansa o materiali simili.

Un'altra tipologia, attualmente non molto diffusa nelle strutture portanti è quella dei calcestruzzi aerati autoclavati, in cui tra gli additivi compare un agente aerante e sono trattati con processo in autoclave.

Per i blocchi in calcestruzzo, come per i laterizi, sono, a volte, previsti dei fori da utilizzare come alloggiamenti per barre di armatura o come casseri a perdere per getti di calcestruzzo armato.

Con riferimento alle resistenze a compressione, tali elementi esibiscono un range di variazione molto prossimo a quello riportato per i suddetti laterizi.

1.2 La malta

Gli elementi di base delle murature, ossia mattoni in laterizio oppure pietra naturale, sono assemblati a costituire il solido murario o a secco o, come capita attualmente nella quasi totalità dei casi, utilizzando malta.

La malta per murature è una miscela di sabbia, leganti, acqua ed eventualmente additivi. La malta può essere prodotta sia direttamente in cantiere, sia in fabbrica. In stabilimento, il dosaggio dei vari elementi avviene in modo più controllato e sicuro e garantisce prestazioni meccaniche più omogenee. I leganti solitamente utilizzati per il confezionamento delle malte sono: il cemento, la calce idraulica (naturale o artificiale), la calce pozzolanica (miscela di calce aerea e pozzolana), la calce aerea.

Per garantire un suo impiego ottimale, una malta deve soddisfare alcuni requisiti fondamentali, come una buona lavorabilità, un indurimento relativamente rapido, una resistenza adeguata agli elementi che unisce e una buona aderenza, in modo da permettere la composizione di un solido murario il più possibile omogeneo.

La resistenza a compressione della malta, come si vedrà nel paragrafo dedicato al quadro normativo, varia notevolmente in base alla miscela utilizzata, da circa 3 MPa fino a circa 10 MPa.

1.3 La tessitura

La tessitura, ossia l'assemblaggio dei vari blocchi per formare un continuo, è l'aspetto più rilevante per fissare la bontà di un manufatto murario. Nella muratura, i blocchi sono collocati su filari successivi, alternati da letti di malta. Questa caratteristica comporta, inevitabilmente, l'esistenza di giunti principali (orizzontali, tra due successive stese di mattoni) e secondari (verticali, tra due elementi contigui).

Per quanto riguarda la tessitura della muratura, è possibile effettuare una classificazione in due tipologie principali, come suggerito all'interno delle schede "AeDES" fornite dalla Protezione Civile. Tali schede, analizzando il materiale utilizzato e la sua tessitura nel paramento, la qualità del legante e le modalità costruttive, predispongono una distinzione delle strutture in due classi:

Muratura di tipo I: *a tessitura irregolare e di cattiva qualità.*

Questo tipo di muratura di pietra naturale rivela un comportamento sfavorevole caratterizzato da:

- elevata vulnerabilità per azioni fuori dal piano, con propensione allo scompaginamento ed allo sfaldamento dell'apparecchio murario, anche per instabilità, sotto carichi verticali, dei singoli paramenti mal collegati o non collegati; tale circostanza si verifica in genere anche in condizioni di vincolo ottimale agli orizzontamenti;
- scarsa resistenza per azioni nel piano, imputabile sia alla scarsa resistenza intrinseca dei materiali, ed in particolare della malta, sia allo scarso attrito che può crearsi tra gli elementi lapidei, in relazione alla configurazione dell'apparecchio murario.

Muratura di tipo II: *a tessitura regolare e di buona qualità.*

Tale tipo di muratura di pietra naturale o artificiale manifesta un comportamento favorevole caratterizzato da:

- bassa vulnerabilità per azioni fuori dal piano, sempre che la parete sia correttamente vincolata superiormente e inferiormente a solai rigidi o semirigidi, in grado di ridistribuire le azioni sismiche alle pareti parallele all'azione, con comportamento monolitico della parete;
- media o elevata resistenza per azioni nel piano della parete, grazie alla resistenza intrinseca dei materiali e in particolare della malta. Infatti è quest'ultima, a influenzare maggiormente, in base alla sua qualità e alle sue caratteristiche meccaniche, la resistenza della parete, per azioni agenti nel piano della parete stessa.

1.3.1 L'indice di qualità muraria (IQM)

Al fine di individuare la qualità di una data tipologia muraria, può risultare utile ricorrere al metodo IQM (Indice di Qualità Muraria) definito da A. Borri e A. De Maria nel 2001 all'interno del manuale *"IQM (indice di qualità muraria): definizione e linee guida per la compilazione della scheda."*

Tale indice è distinto in base alla possibile direzione dell'azione sollecitante il generico pannello murario. Dunque, per ciascuna tipologia di sollecitazione, si avranno tre indici di qualità muraria:

- IQM per azioni verticali;
- IQM per azioni orizzontali fuori piano;
- IQM per azioni orizzontali nel piano.

Nella valutazione dell'IQM entrano in gioco alcuni parametri caratteristici della corretta ed efficace messa in opera della muratura: i cosiddetti parametri della "regola dell'arte".

La "regola dell'arte" è l'insieme degli accorgimenti costruttivi che, se eseguiti durante la costruzione di un muro, ne garantiscono il buon comportamento e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo. Il risultato finale delle analisi svolte per la determinazione dell'IQM, è costituito da tre valori, variabili fra 0 e 10, associati alla tipologia muraria ed dipendenti dalla direzione dell'azione sollecitante. A ciascuno di questi valori verrà poi associata una "categoria" di appartenenza della muratura: A, B o C. Ad una muratura di categoria A corrisponde un buon comportamento strutturale; ad una muratura di categoria B corrisponde un comportamento di media qualità; una muratura in categoria C manifesta un comportamento insoddisfacente di fronte alle sollecitazioni ipotizzate.

Gli accorgimenti costruttivi che saranno presi in considerazione, e che nel loro insieme costituiscono la regola dell'arte, sono i seguenti:

1. Malta di buona qualità, efficace contatto fra elementi, zeppe;
2. Ingranamento trasversale, presenza di diatoni;
3. Elementi resistenti di forma squadrata;
4. Elementi resistenti di grande dimensione rispetto allo spessore del muro;
5. Presenza di sfalsamento fra i giunti verticali;
6. Presenza di filari orizzontali;
7. Buona qualità degli elementi resistenti.

Esprimere un giudizio sul rispetto o meno di uno dei fattori sopraelencati può risultare difficile, principalmente a causa di due motivi. In primo luogo esiste la problematica, che per conoscere determinati parametri, necessari alla valutazione dell'indice IQM, è necessario effettuare indagini o saggi, che spesso a causa dei costi o della rilevanza storica del fabbricato non possono essere eseguiti. Un secondo problema è il seguente: è semplice riconoscere le due situazioni limite, di rispetto e di non rispetto di un dato parametro della regola dell'arte; tuttavia le osservazioni sul campo delle murature presenti in casi reali hanno mostrato che esistono anche situazioni intermedie, non riferibili né al rispetto né al mancato rispetto della regola dell'arte. Per questo è stata introdotta, per ogni parametro considerato, una categoria di giudizio denominata "parziale rispetto" della regola dell'arte.

Si riporta di seguito la *Tabella I.2: Pesì dei parametri per la determinazione dell'IQM, suddivisi in base alla sollecitazione di riferimento*, relativa ai valori numerici necessari per determinare IQM, ricavati da una lunga ed approfondita serie di osservazioni casi e di successive "tarature".

In tabella sono riportati i punteggi da attribuire ad ogni parametro, in funzione del suo rispetto (**R**), parziale rispetto (**PR**) o non rispetto (**NR**) ed in funzione del tipo di azione sollecitante presa in considerazione (azione verticale, azione ortogonale al piano della parete, azione orizzontale complanare alla parete).

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

Tabella I.2: Pesì dei parametri per la determinazione dell'IQM, suddivisi in base alla sollecitazione di riferimento

I punteggi ottenuti dalla tabella sono poi inseriti nella formula riportata di seguito, ottenendo un punteggio globale, chiamato **IQM** (Indice di Qualità Muraria) per ogni tipo di azione sollecitante.

$$IQM = RE.EL. \times (OR. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA.) \quad (1.1)$$

Ciò che distingue i tre valori di IQM è il diverso peso attribuito ai parametri della regola dell'arte per le tre situazioni di sollecitazione. I pesi attribuiti indicano l'importanza di un dato parametro per una buona risposta della parete nei confronti del tipo di azione sollecitante considerata.

Ad esempio per le azioni verticali, che causano una crisi della parete per instabilità o per rottura a compressione, è stato attribuito un peso elevato ai parametri F.EL (forma degli elementi resistenti), OR (orizzontalità dei filari) e MA (qualità della malta). Invece per le azioni orizzontali fuori dal piano, che tendono a deformare la parete fuori dal piano con il conseguente ribaltamento della stessa, il parametro che ha maggiore peso è P.D. ovvero la presenza di diatoni.

Definito l'IQM è quindi possibile determinare grazie alla *Tabella I.3 : Categorie della muratura, in base all'IQM e alla tipologia di azione sollecitante*, la categoria della muratura per ogni tipologia di azione sollecitante.

Metodo dei punteggi			
TIPO DI AZIONE	CATEGORIA MURATURA		
	C	B	A
Azioni verticali	$0 \leq IQ \leq 2.5$	$2.5 \leq IQ \leq 5$	$5 \leq IQ \leq 10$
Azioni ortogonali	$0 \leq IQ \leq 4$	$4 \leq IQ \leq 7$	$7 \leq IQ \leq 10$
Azioni orizzontali complanari	$0 \leq IQ \leq 3$	$3 \leq IQ \leq 5$	$5 \leq IQ \leq 10$

Tabella I.3 : Categorie della muratura, in base all'IQM e alla tipologia di azione sollecitante

Nel seguito si caratterizzano le categorie murarie in base alla tipologia di azione sollecitante.

Per azioni verticali:

- una muratura di categoria A difficilmente subisce lesioni e può essere considerata di buona qualità;
- una muratura di categoria B ha bassa probabilità di collassare ma essa può lesionarsi; può quindi considerarsi di media qualità;
- una muratura di categoria C ha elevata probabilità di subire lesioni o di andare fuori piombo per il fenomeno dell'instabilità, specie se di spessore limitato e se molto caricata e specialmente in corrispondenza di carichi concentrati. In condizioni estreme risulta possibile il collasso. Tale categoria di murature va considerata di scarsa qualità.

Per azioni orizzontali fuori piano:

- una muratura di categoria A è in grado di mantenere un comportamento monolitico. Essa ha una probabilità molto bassa di lesionarsi o di collassare per azioni fuori piano se le pareti sono ben collegate fra loro e ai solai; la muratura di categoria A è da ritenersi di buona qualità. Le verifiche per meccanismi di collasso possono essere svolte ipotizzando uncomportamento monolitico delle pareti.
- una muratura di categoria B non è in grado di mantenere un comportamento monolitico ma comunque neanche si disgrega se sottoposta ad azioni orizzontali fuori piano. Per tale categoria di murature è probabile avere lesioni o spancamenti in caso di sisma, ma è difficile che esse collassino se sono ben collegate agli orizzontamenti ed ai muri di spina; tali murature sono di media qualità. Le verifiche per meccanismi di collasso possono essere svolte, in favore di sicurezza, ipotizzando che la muratura sia formata da due paramentidistinti e non efficacemente connessi.
- una muratura di categoria C si disgrega in caso di sisma; per essa è molto probabile il collasso, anche in presenza di efficaci collegamenti. Tali murature sono da ritenersi di scarsa qualità. Le verifiche per meccanismi di collasso sono sostanzialmente non indicative inquanto non sono rispettate le ipotesi di sufficiente coesione degli elementi murari.

Per azioni orizzontali nel piano:

- una muratura di categoria A ha basse probabilità di lesionarsi; essa può definirsi come unamuratura di buona qualità;
- una muratura di categoria B, in caso di sisma, ha buone probabilità di lesionarsi, specialmente se le pareti sono sottili o se sono poche rispetto all'area coperta dall'edificio; tuttavia tali lesioni saranno di scarsa entità; tale categoria definisce le murature di mediaqualità;
- una muratura di categoria C ha molte probabilità di lesionarsi nel piano delle pareti e le lesioni che subirà saranno ampie; pertanto nella categoria C rientrano le murature di scarsaqualità.

1.3.2 Classificazione della muratura in base all'analisi del paramento esterno

Un'ulteriore classificazione viene fornita in base all'*analisi del paramento esterno*, che è quanto di più facilmente rilevabile ad una prima analisi visiva della superficie interna o esterna non intonacata. Su tali basi la muratura viene classificata in tre grandi famiglie:

1. *Muratura irregolare* (cod A), costituita da elementi informi, tra cui ciottoli di fiume, di piccole o medie dimensioni, levigati e con spigoli dalla forma decisamente arrotondata (provenienti dalle alluvioni o da letti di torrenti o fiumi), o scapoli di cava, scaglie, ecc., ovvero elementi di diversa pezzatura a spigoli vivi, generalmente in calcare o pietra lavica;

A1: PIETRA ARROTONDATA Senza ricorsi (SR)

Descrizione: costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata o da ciottoli di fiume di piccole e medie dimensioni, può avere sia tessitura disordinata, sia ordinata.

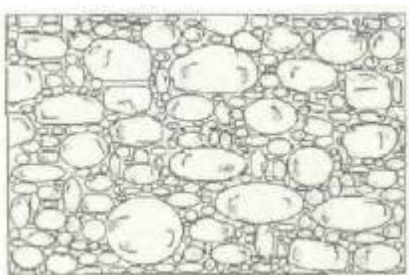


Figura I.3 : Medea (Zuccaro – Papa): ciottoli con tessitura disordinata (Senise, PZ)

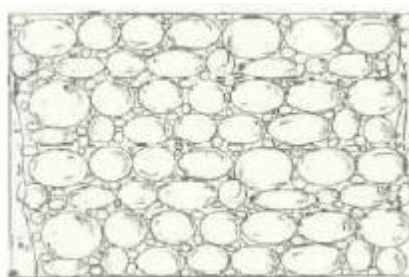


Figura I.4: Medea (Zuccaro – Papa): ciottoli di varia natura con tessitura ordinata (Assisi,PG)

Con ricorsi (CR)

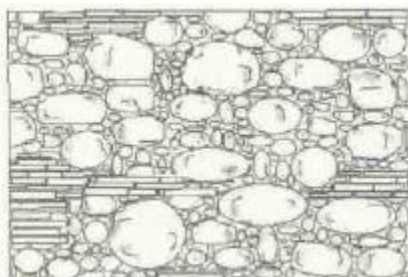


Figura I.5 :Medea (Zuccaro – Papa): ciottoli e mattoni (Sassuolo, MO)

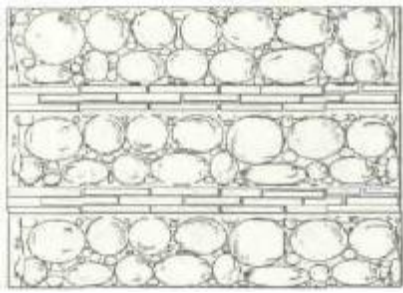


Figura I.6 : Medea (Zuccaro – Papa): muratura di pietrame con ricorsi laterizi (Cast. Dei Sauri, FG)

A2: PIETRA GREZZA **Senza ricorsi (SR)**

Descrizione: costituita prevalentemente da pietra grezza generalmente non lavorata o di difficile lavorazione, presenta elementi di forma irregolare di varie dimensioni, tra cui scapoli di cava e spezzoni di pietre.



Figura I.7 : Medea (Zuccaro – Papa): pietrame a tessitura piuttosto ordinata (Benevento)

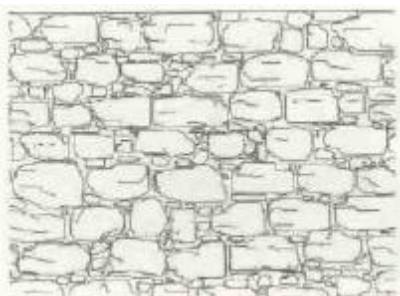


Figura I.8 : Medea (Zuccaro – Papa): pietrame con tessitura disordinata (San Angelo Limosano, CB)

Con ricorsi (CR)

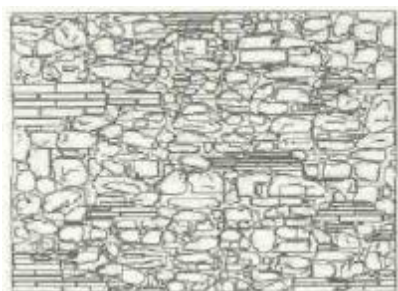


Figura I.9: Medea (Zuccaro – Papa): muratura disordinata con embrici e calcare (Alia, PA)

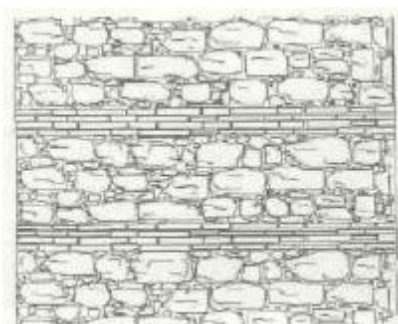


Figura I.10: Medea (Zuccaro – Papa): muratura di pietrame con ricorsi laterizi (Benevento)

2. *Muratura sbozzata* (cod B), costituita da elementi sommariamente lavorati, dal taglio non perfettamente squadrato, che si presentano in forma pseudo-regolare o con orditura nastriforme di pietra detta a soletti;

B1: PIETRA LASTRIFORME Senza ricorsi (SR)

Descrizione: costituita generalmente da elementi semilavorati, lastriformi che tendono a sfaldarsi lungo il loro piano orizzontale. La forma tendenzialmente regolare degli elementi esclude quasi sempre la tessitura disordinata.

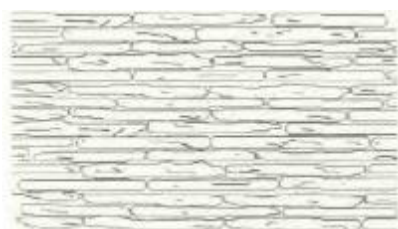


Figura I.11: Medea (Zuccaro – Papa): pietra lastriforme (Nocera Umbra, PG)

Con ricorsi (CR)

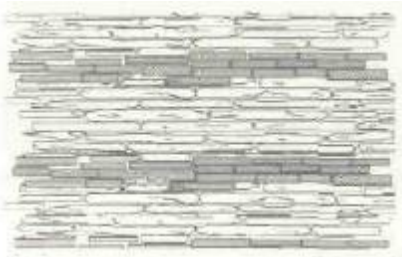


Figura I.12: Medea (Zuccaro – Papa): pietra lastriforme (Isola del Piano, PS)

B2: PIETRA PSEUDO REGOLARE Senza ricorsi (SR)

Descrizione: costituita da pietra semilavorata quasi regolare e di dimensioni maggiori rispetto alla precedente. La pseudo-regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.



Figura I.13: Medea (Zuccaro – Papa): pietra calcarea semilavorata (Cerchiara, CS)

Con ricorsi (CR)

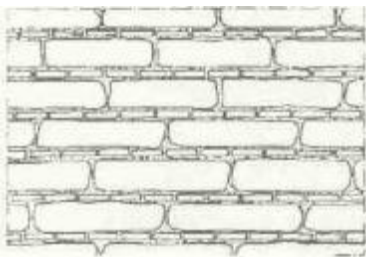


Figura I.14: Medea (Zuccaro – Papa): pietra calcarea semilavorata con ricorsi laterizi (Cerchiara, CS)

3. *Muratura regolare* (cod C), realizzata con elementi dal taglio regolare o perfettamente squadrati, quale viene consentito dal tufo e da talune pietre, nonché naturalmente dal laterizio.

C1: PIETRA SQUADRATA
Senza ricorsi (SR)

Descrizione: costituita da pietra squadrata di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

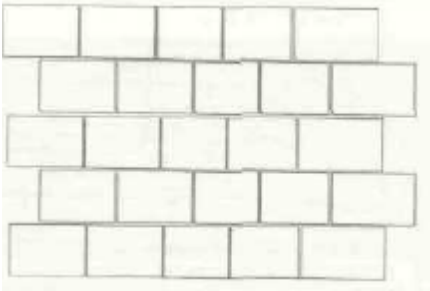


Figura I.15: Medea (Zuccaro – Papa): tufo vulcanico (Benevento)

Con ricorsi (CR)

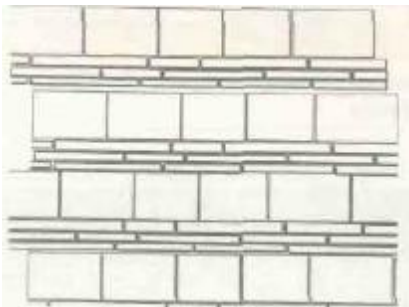


Figura I.16: Medea (Zuccaro – Papa): tufo vulcanico e mattoni (Napoli)

C2: MATTONI
Senza ricorsi (SR)

Descrizione: costituita da elementi laterizi che, per la loro regolarità, escludono la tessitura irregolare.

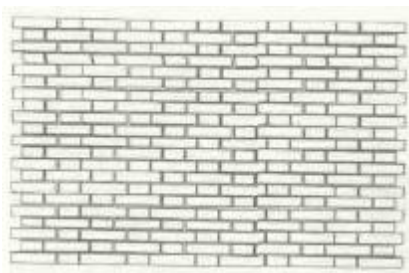


Figura I.17: Medea (Zuccaro – Papa): mattoni (Nocera umbra, PG)

In tutti i casi la tessitura può essere (codice CR) o non essere (codice SR) rinforzata con ricorsi di mattoni o pietre regolari, con passo abbastanza costante (dello stesso ordine di grandezza dello spessore).

La sola analisi del paramento esterno non è sufficiente per distinguere una muratura di cattiva qualità (tipo I) da una di buona qualità (tipo II). È necessario, quindi, acquisire ulteriori informazioni sulla qualità della malta e sulla sezione muraria (muratura con paramenti ben collegati e paramenti scollegati o mal collegati).

1.4 Le caratteristiche meccaniche

Soffermandosi sulla muratura assemblata con malta, risulta che le sue proprietà meccaniche dipendano da quelle dei singoli componenti, ossia blocchi (o mattoni) e malta e dalla geometria e tessitura dell'organismo murario. La resistenza a compressione dei singoli mattoni è molto più elevata di quella della malta e il legame costitutivo degli elementi è elasto-fragile, mentre quello della malta è fortemente non lineare, con notevoli plasticizzazioni già a bassi valori di tensione.

Il comportamento non lineare della muratura nel suo complesso è causato, però, dall'interazione, nei giunti, tra elementi e malta: l'interpretazione ormai universalmente accolta della rottura a compressione uniassiale della muratura è quella di crisi per trazione dei blocchi in prossimità dei giunti di malta. Questo particolare fenomeno è originato dalla diversa deformabilità dei due materiali, che comportano tensioni di trazione nei blocchi. Infatti, sottoponendo la muratura a compressione perpendicolare al piano dei giunti principali, mattoni e malta si dilatano lateralmente in ragione dei rispettivi moduli di Poisson. Suddetta deformazione risulta maggiore nella malta, per cui, nella zona di interfaccia, si sviluppano delle tensioni tangenziali che inducono trazione nei blocchi e compressione nella malta. Le trazioni sui blocchi sono quelle che determinano la rottura del composito murario.

Le pareti in muratura sono soggette anche a taglio, oltre che alle forze di compressione, ad esempio per l'azione di forze orizzontali dovute ad un evento sismico, ragion per cui, la resistenza a taglio di una muratura rappresenta un'altra delle proprietà fondamentali da conoscere. Essa risulta, però, di difficile determinazione, per cui le stesse normative suggeriscono correlazioni semplificate con la resistenza dei materiali di base. Il collasso di un pannello murario per taglio avviene, generalmente, per trazione lungo una delle diagonali. Di seguito si riportano i tre possibili meccanismi di rottura per trazione, di un pannello murario:

1) Scorrimento dei giunti

Questa rottura è frequente nelle murature di mattoni resistenti e giunti relativamente deboli. In genere si verifica se il valore della componente P_v risulta limitata.

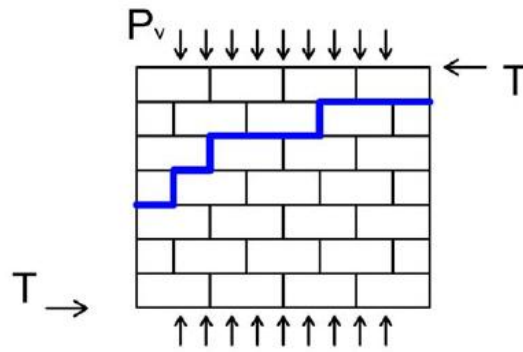


Figura I.18 : Rottura a taglio per scorrimento dei giunti

2) Fessurazione dei blocchi

Questa rottura è causata dal cedimento per trazione del blocco. Generalmente coinvolge la parte centrale del pannello. L'inclinazione α dipende dal rapporto tra le componenti verticali ed orizzontali dei carichi applicati. Interessa in genere i laterizi forati con l'uso di malte ad alta resistenza.

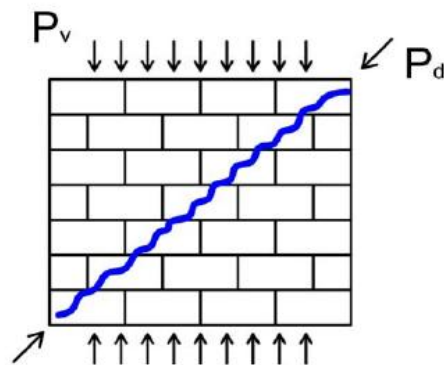


Figura I.19 : Rottura a taglio per fessurazione dei blocchi

3) Meccanismo combinato

La lesione segue in generale la diagonale del pannello. Essa interessa sia il giunto che il mattone. È un collasso che in genere si verifica quando la malta ed il mattone hanno resistenze paragonabili. È un tipo di rottura che interessa in genere le murature per un'ampia variabilità di combinazioni di carico.

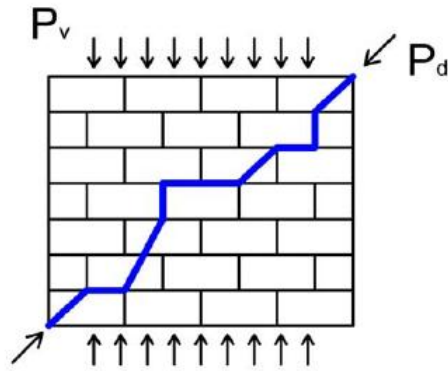


Figura I.20: Rottura a taglio attraverso la combinazione dei due precedenti meccanismi

La normativa fornisce due diverse verifiche a taglio, una per edifici di nuova costruzione e una per edifici esistenti.

La verifica a taglio, per un edificio recente, va eseguita confrontando il taglio di calcolo con il valore limite ottenuto attraverso l'equazione 7.8.3 (§7.8.2.2.2) del DM 14/01/2008:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (1.2)$$

Dove:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n \quad (1.3)$$

l' è la lunghezza della parte compressa di parete, t è lo spessore della parete ed f_{vd} viene calcolato come al punto 4.5.6.1 riferendo la tensione media σ_n alla sola parte compressa di sezione. In particolare, dunque, f_{vk} è valutato attraverso un criterio di tipo attritivo, nella Circolare detto di “scorrimento”.

Quindi, una parete tesa, non solo non contribuisce a sostenere i carichi verticali ma non sopporta neppure forze orizzontali perché ha resistenza a taglio nulla. Per valutare l' , qualora la risultante cada fuori del nocciolo centrale di inerzia, si potrà assumere in modo convenzionale un diagramma di pressioni triangolare ed una lunghezza l' pari a tre volte la distanza della risultante dal bordo più compresso della sezione.

Per edifici esistenti, ai fini della verifica a taglio, la Circolare n.617 (§ C 8.7.1.5) oltre al criterio di tipo attritivo ammette un “criterio di rottura per fessurazione diagonale” e, “per muratura irregolare

o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti”, consente di valutare la resistenza a taglio del pannello con la relazione 8.7.1.1 (§C8.7.1.5):

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (1.4)$$

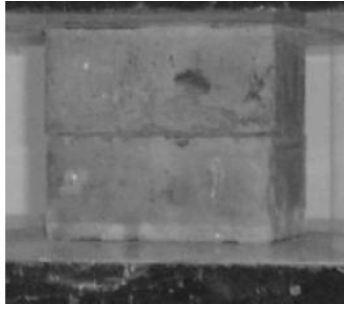
dove si è indicato con l la lunghezza del pannello, con t lo spessore, con σ_0 la pressione media sull’area totale, con f_{td} il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale. In particolare, b dipende dalla snellezza della parete ed è compreso fra 1 ed 1.5. Entro tali limiti, si può assumere $b = h/l$ dove h è l’altezza del pannello

Fissando l’attenzione sul modulo di Young in compressione, i codici normativi consigliano spesso una determinazione indiretta, a partire, solitamente, dal valore della resistenza a compressione della muratura. Secondo quanto stabilito da diversi studi e ricerche, infatti, esso avrebbe un valore compreso tra le 400 e le 1000 volte la resistenza a compressione della muratura.

Relativamente al modulo di elasticità tangenziale G , esso viene fissato (in accordo con la normativa), quando non ci sono riscontri sperimentali diretti, pari a circa il 40% di quello di Young. In realtà il modulo G proposto, potrebbe a rigore essere considerato solo un valore convenzionale, in quanto riferirsi ad un unico valore di G , per quanto permesso dalla normativa, risulta erroneo poichè la muratura è un materiale ortotropo, e di conseguenza G varierà al variare dalla direzione considerata. Inoltre da prove sperimentali è possibile verificare che in molti casi il valore di G si attesta su valori più bassi da quello proposto nella norma, arrivando a valori pari a circa 0,2 E.

Dato che il coefficiente di Poisson tende a crescere all’aumentare dei carichi verticali, esso è fortemente variabile ed è compreso tra 0,15 e 0,30.

Da quanto esposto fin ora, si evince che, in base alla natura dei materiali impiegati, le qualità meccaniche del solido murario presentano un range di variabilità decisamente ampio, ragion per cui è spesso indispensabile la caratterizzazione meccanica attraverso prove di laboratorio. Le prove sperimentali più comunemente utilizzate per conoscere il comportamento dei componenti sono, in ordine crescente di complessità operativa, le prove di compressione e di trazione per flessione sugli elementi e sulla malta, prove di compressione e taglio su campioni di muretti, fino ad arrivare a prove di pannelli in scala reale o in situ.



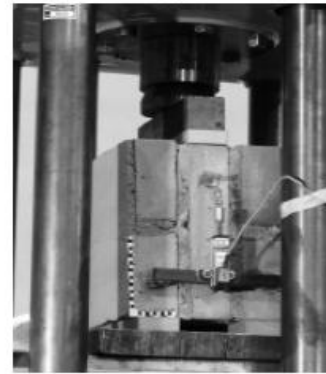
(a)



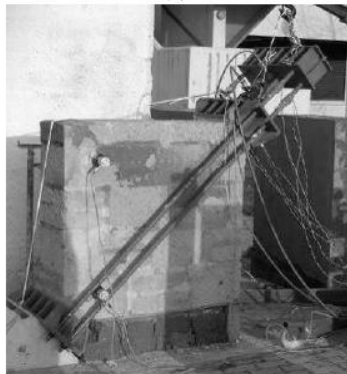
(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura I.21: Prove di caratterizzazione delle proprietà meccaniche della muratura: (a) prova di compressione uni assiale su laterizio; (b) prova di compressione su campione di muro; (c) prova di trazione per flessione su singolo elemento; (d) prova

Ovviamente data la complessità e, nel caso di fabbricati esistenti, l'invasività di prove da eseguire in situ, con martinetti piatti e prove di compressione diagonale, è possibile ricavare le proprietà meccaniche della muratura secondo la formulazione prevista, dalle norme di riferimento, come spiegato nel paragrafo successivo.

1.5 Quadro Normativo

Il riferimento normativo principale è costituito dal Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 *Norme tecniche per le costruzioni* e relativi allegati *A* e *B* (G.U. n. 29 del 4.02.2008, suppl. ord. n° 30, entrato in vigore il 30 Giugno 2009) e dalla Circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2 Febbraio 2009. Essendo gli edifici in esame tutelati dai Beni Culturali si farà riferimento, inoltre, anche alla Direttiva PCM 9/02/2011.

Le nuove Norme Tecniche nell'ambito della riabilitazione strutturale delimitano tre livelli distinti di intervento, indipendentemente dalla tipologia del fabbricato in esame. In particolare nel paragrafo 8.4 della Circolare n.617, vengono distinti:

1) Intervento di “adeguamento” (§ 8.4.1), che pone l'edificio in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza previsto dalle norme e per il quale è obbligatoria l'analisi dell'intera struttura.

2) Intervento di “miglioramento”(§ 8.4.2), volto ad aumentare l'entità massima delle azioni (corrispondenti alle combinazioni di carico previste) alle quali la struttura resiste con il grado di sicurezza previsto dalle norme. La nozione di “miglioramento” è rilevante perché prevede interventi favorevoli anche nei casi in cui l'adeguamento sismico risulta impossibile da conseguire nel rispetto dell'esistente, come potrebbe verificarsi, in particolare, nel caso di edifici storici. Il D.M. 2008 ribadisce l'obbligo di dimostrare il miglioramento conseguito. Anche in questo caso è obbligatoria l'analisi dell'intera struttura.

3) “Riparazione” o “intervento locale”(§ 8.4.3), predisposti per rinforzare singoli componenti strutturali senza modificare il comportamento globale dell'edificio e senza introdurre variazioni significative di rigidità e di peso. Sono principalmente interventi (ivi inclusa la riabilitazione dei solai) volti a migliorare le connessioni fra i componenti strutturali, che non necessitano di una analisi globale del manufatto.

Per gli edifici oggetti dello studio della seguente tesi, si interverrà attraverso un “miglioramento” dei fabbricati, con degli interventi che consentano di eliminare le vulnerabilità individuate. Verrà, quindi, svolta l'analisi dell'intera costruzione, prima e dopo gli interventi di riabilitazione, per quantificare il miglioramento ottenuto.

Per la misura del miglioramento conseguito, si potrà fare riferimento a quanto riportato nella già citata Direttiva PCM 9/02/2011 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali. In tale testo, infatti, con maggiore dettaglio vengono proposti:

l'indice di sicurezza sismico $I_{S,SLV}$ definito nella relazione 2.3 delle linee guida, come:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (1.5)$$

dove T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta il manufatto allo stato limite di salvaguardia della vita, mentre $T_{R,SLV}$ è il periodo di ritorno dell'azione di riferimento.

Pertanto, l'indice di sicurezza sismico fornisce una valutazione temporale della vulnerabilità sismica del manufatto.

Ed inoltre, il fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$, relazione 2.5 delle linee guida, riferito alle accelerazioni e dunque alle forze, nella forma:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (1.6)$$

dove a_{SLV} è l'accelerazione al suolo che porta il manufatto al raggiungimento dello SLV, mentre $a_{g,SLV}$ è l'accelerazione al suolo corrispondente al periodo di ritorno di riferimento.

Come si sarà notato, in questo caso si vuole fornire un indice più prossimo alle tradizionali valutazioni di sicurezza espresse in termini di rapporto di resistenze piuttosto che in termini di rapporti temporali. Tuttavia, a fronte di valutazioni di ordine statistico, è più razionale un confronto fra dati temporali che permetta di porre il risultato in relazione alla Vita Nominale attesa dell'edificio.

Un altro indice su cui occorre soffermarsi è il T_{INT} , ovvero il tempo di intervento, introdotto dal Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna, con L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009.

$$(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = - \ln (1 - 0,1) = 0.105 \quad (1.7)$$

oppure

$$(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = - \ln (1 - 0,05) = 0.051 \quad (1.8)$$

essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Esso definisce il periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, e risulta strettamente legato al concetto di vita nominale restante. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali.

All'interno Circolare n. 617 02/02/2009, particolare attenzione viene riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della “regola dell'arte”. L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come scopo primario quello di stabilire se la muratura in esame sia capace di *“un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto”*(§ C8A.1.A.3). Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e la consistenza della malta. Vengono distinte diversi tipi di indagini, a cui corrispondono dei *“livelli di conoscenza”*, con i quali si correggono opportunamente i valori delle resistenze e dei parametri meccanici della muratura forniti dalla norma.

All'interno del paragrafo C8A.1.A.3 vengono distinte:

- *Indagini in-situ limitate*: 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. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Questi 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. Tale rimozione è eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche stimare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni,

determinando la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- *Indagini in-situ estese*: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.) e, eventualmente, di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura. È appropriato effettuare una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere adoperati a complemento delle verifiche richieste. Qualora esista una palese, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio, possono essere sfruttate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire specifiche zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- *Indagini in-situ esaustive*: servono per acquisire informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. Tale misura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Esse possono includere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Anche in questo caso, qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza (§ C8A.1.A.4), secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza **LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$;

- il livello di conoscenza **LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.2$;

- il livello di conoscenza **LC1** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- LC1

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC2

- Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC3 (caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza

- Resistenze: media dei risultati delle prove
- Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione

- LC3 (caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 (caso a).

- LC3 (caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza

- Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 (caso a).

Nel caso in esame, essendo state svolte indagini in situ limitate, non avendo effettuato prove sui materiali e avendo limitate conoscenze sui dettagli costruttivi, si considera un livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,35.

Si riporta di seguito la tabella C8A.2.1 (§ C8A.2), dalla quale è possibile ricavare i parametri meccanici della muratura.

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

Figura I.22 : tabella C8A.2.1 circolare n.ro 617

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

All'interno della Tabella C8A.2.1, vengono forniti i 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.

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.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2

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 paramento di limitato spessore e	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 squadriati	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

Figura I.23: Tabella C8A.2.2 circolare n.ro 617

Moltiplicando i valori delle caratteristiche meccaniche per i coefficienti migliorativi della precedente tabella, si ottengono i valori delle resistenze e dei moduli elastici per la muratura in esame.

Nota la tipologia di muratura e il livello di conoscenza della struttura e i relativi parametri meccanici associati, per determinare la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k è necessario conoscere le caratteristiche meccaniche della malta utilizzata.

Il DM 14/02/2008, relativamente alle malte, nella Tabella 11.10.II (§ 11.10.2), impone che la malta per muratura portante debba garantire prestazioni adeguate al suo impiego, sia in termini di durabilità, sia di prestazioni meccaniche e che debba essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità.

Specificativa Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

Figura I.24 :Tabella 11.10.II NTC 2008, Sistema di attestazione della conformità della malta

Per garantire la durabilità richiesta, i componenti la miscela non devono contenere sostanze organiche o grassi o terrose o argillose. Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite dalla resistenza media a compressione f_m . La categoria della malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M, seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in MPa, come presentato nella Tabella 11.10.III (§ 11.10.2.1).

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm^2 dichiarata dal produttore						

Figura I.25: 11.10.III NTC 2008, Resistenza a compressione della malta

Nelle murature portanti non è utilizzabile una malta con $f_m < 2,5$

Sono previste malte a composizione prescritta e riportate nella Tabella 11.10.IV (§ 11.10.2.2).

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Figura I.26: 11.10.VINTC 2008, Tipologia delle malte a composizione prescritta

Possono essere utilizzate malte di diverse proporzioni nellacomposizione, purché rispettino i requisiti di resistenza.

Per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni, il valore della resistenza caratteristica a compressione f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della maltatramite la Tabella 11.10.V (§ 11.10.3.1.2). Va evidenziato che la validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella, è ammessa l'interpolazione lineare. Non sono ammesse in nessun caso estrapolazioni.

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Figura I.27: Tabella 11.10.V NTC 2008, Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} , per murature formate da elementi artificiali pieni e semipieni

Nel caso di murature costituite da elementi naturali, le norme (§ 11.10.3.1.2) suggeriscono di assumere convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm} \quad (1.9)$$

in cui f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_{bk} può essere dedotto, anche in questo caso, dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi f_{bk} e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tabella 11.10.VI (§ 11.10.3.1.2).

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
$\geq 40,0$	14,3	12,0	10,4	--

Figura I.28: Tabella 11.10.VI NTC 2008, Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} , per murature formate da elementi naturali

Anche in questo caso la norma ammette interpolazioni ma non estrapolazioni.

La stima della resistenza a taglio f_{vk0} , per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni ovvero in pietra naturale squadrata, può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi tramite la Tabella 11.10.VII (§ 11.10.3.2.2)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm ²)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

Figura I.29: Tabella 11.10.VII NTC 2008, Resistenza a taglio f_{vk0} , per i vari tipi di muratura

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk0} , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la seguente relazione (§ 11.10.3.3 NTC 2008):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n \quad (1.10)$$

dove:

f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Individuati i valori caratteristici delle resistenze a compressione e a taglio della muratura, è possibile passare ai valori delle resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}), attraverso le seguenti relazioni (§ 4.5.6.1):

$$f_d = f_k / (\gamma_M * FC) \quad (1.11)$$

$$f_{vd} = f_{vk0} / (\gamma_M * FC) \quad (1.12)$$

dove:

FC è il fattore di confidenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tabella 4.5.II (§ 4.5.6.1)

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Figura I.30 :Tabella 4.5.II NTC 2008, Valori del coefficiente γ_M , in base alla categoria della muratura e alla classe di esecuzione

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto viene indicato nel § 4.5.6.1.

La classe 2 viene attribuita qualora si abbia:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe I è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta “a volume” con l’uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore

Non avendo effettuato delle prove in sito si considera per gli edifici in esame la voce relativa alla muratura con elementi resistenti aventi classe di esecuzione 1.

La categoria della muratura viene invece definita in Tabella 11.10.I (§ 11.10.1), nella quale si specifica che gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità.

Specifiche Tecniche Europee di riferimento	Categoria	Sistema di Attestazione della Conformità
Specifiche per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	CATEGORIA I	2+
	CATEGORIA II	4

Figura I.31: Tabella 11.10.I NTC 2008, Sistema di attestazione della conformità della muratura

BIBLIOGRAFIA

- Antonucci R. (2005) – Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria – Maggioli editore
- Calderoni B. (2012) – Appunti del corso per la Protezione Civile su “La gestione tecnica dell’emergenza sismica – rilievo del danno e valutazione dell’agibilità post sismica”
- Camorani G. (2010) – Un contributo alla progettazione di interventi di rinforzo di strutture in muratura: indagini sperimentali e modelli teorici – Tesi di Dottorato, Università degli studi di Salerno, dipartimento di Ingegneria Civile
- Laudiero F. (2011) – Appunti del corso di “Riabilitazione strutturale” – Università degli studi di Ferrara
- Papa F., Zuccaro G. (2009) – Manuale per la compilazione della scheda di 1°livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell’emergenza post-sismica (AeDES)

Normative e documenti tecnici

- Circolare 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al DM 14/01/2008
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9/02/2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008
- IQM (indice di qualità muraria): definizione e linee guida per la compilazione della scheda (A: Borri, A. De Maria)
- Nuove norme tecniche per la costruzioni – DM Infrastrutture 14/01/2008
- Protocollo interno n.6 del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna - L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009

CAPITOLO 2: METODO DI ANALISI NON LINEARE

2.1 L'analisi statica non lineare

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura, è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo. L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace (assumendo ovviamente che il modello strutturale riproduca con accuratezza il sistema reale). La risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questo metodo presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- il comportamento dinamico della muratura è assai difficile da modellare, e non esistono codici di calcolo commerciali;
- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza sensibilmente i risultati dell'analisi stessa;
- sono necessarie numerose analisi, ottenute impiegando differenti accelerogrammi opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa;
- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- l'interpretazione dei risultati è complessa ed onerosa.

Un'alternativa all'analisi dinamica lineare, è l'analisi statica non lineare che, conservando una notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consente stime realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

1) La determinazione di un legame forza-spostamento (*curva di capacità* o *curva di pushover*), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di *pushover*;

2) La valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*), raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

In letteratura sono presenti vari approcci all'analisi statica non lineare, ma i caratteri essenziali possono essere così sintetizzati:

DOMANDA	✓ definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito.
CAPACITA'	✓ definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità ed esecuzione di una analisi di pushover.
RISPOSTA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ definizione di un sistema SDOF equivalente; ✓ definizione di un criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura; ✓ determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente; ✓ conversione delle risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF.
VERIFICA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità; ✓ verifica della accettabilità della risposta globale e locale.

Tabella II.1: Caratteristiche fondamentali dell'analisi statica non lineare

2.1.1 Che cos'è ed in cosa consiste l'analisi di pushover

L'analisi di *pushover* o analisi di spinta (letteralmente *pushover* significa "spingere oltre") è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa, o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. Essa è in sostanza una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità (definita nel successivo paragrafo), che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza k , collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento.

La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale D_t in Figura II.1: Sistema ad un solo grado di libertà (SDOF)).

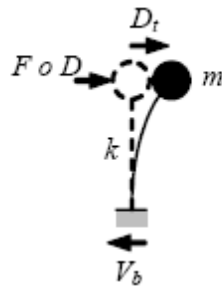


Figura II.1: Sistema ad un solo grado di libertà (SDOF)

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci ossia oscillatori semplici in cui la totalità della massa (impalcato, pulvino e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidezza del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa).

Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha d \quad (2.1)$$

$$F = \beta f \quad (2.2)$$

Fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F , che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m):

$$V_b = F \quad (2.3)$$

$$D_t = D \quad (2.4)$$

essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;

- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m):

$$D_t = D \quad (2.5)$$

$$V_b = F \quad (2.6)$$

essendo F la reazione vincolare risultante.

Nel caso di *sistemi MDOF*, l'approccio è simile, con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

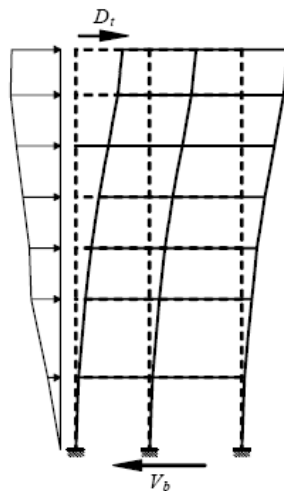


Figura II.2: Sistema a più gradi di libertà (MDOF)

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità.

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando un sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterato (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura "libera" di deformarsi a fronte dell'evento sismico e quindi andando incontro a risultati che potrebbero essere fuorvianti.

L'approccio basato sulle forze, è tuttavia quello che ha attirato maggiormente l'interesse tra ricercatori ed ingegneri professionisti anche perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo. Infatti l'analisi di pushover, originariamente formulata per sistemi ad un grado di libertà (e.g. Freeman et al., 1975; Shibata and Sozen, 1976; Saiidi and Sozen, 1981; Fajfar and Fischinger), è attualmente estensivamente utilizzata per il calcolo di edifici multipiano regolari ed irregolari nonché per strutture di ponti (e.g. Kappos et al., 2004; Aydinoglu, 2004; Kappos et al., 2005).

2.1.2 Curva di capacità

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura, ossia della curva forza-spostamento espressa in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema, che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche

geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(D) \text{ oppure } V_b = k(D_t) \quad (2.7)$$

$$D = k^{-1}(F) \text{ oppure } D_t = k^{-1}(V_b) \quad (2.8)$$

In Figura II.3: Possibili curve di capacità di un sistema reale, sono diagrammati i legami forza-spostamento rappresentativi di tre possibili comportamenti, caratterizzati da un iniziale tratto elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incurdente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*).

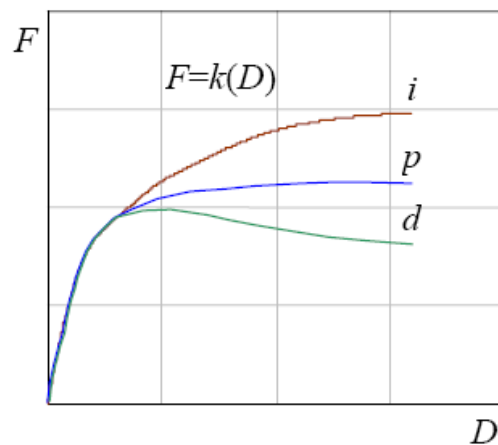


Figura II.3: Possibili curve di capacità di un sistema reale

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF, la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente, può essere quindi considerato come una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi

equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato a titolo di esempio in Figura II.4: Linearizzazioni bilineari (a) e trilineari (b) della curva di capacità di un sistema reale.

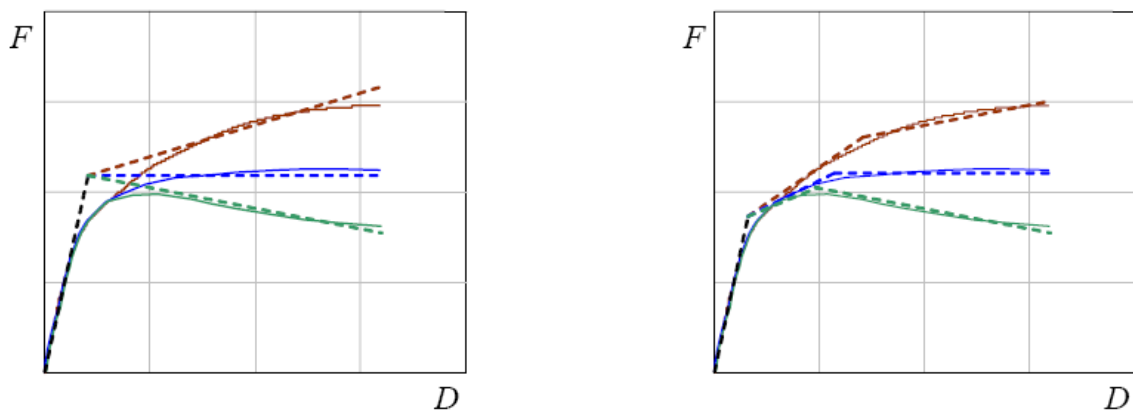


Figura II.4: Linearizzazioni bilineari (a) e trilineari (b) della curva di capacità di un sistema reale

Si osservi che le linearizzazioni mostrate in Figura II.4: Linearizzazioni bilineari (a) e trilineari (b) della curva di capacità di un sistema reale, presentano lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento. Questo è solo un modo scelto per presentare alcune possibili linearizzazioni e non una condizione necessariamente da rispettare. Infatti non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità. In linea di principio la curva è tanto più accurata quanto più il tratto lineare approssima il reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che rappresenta la risposta attesa. Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*).

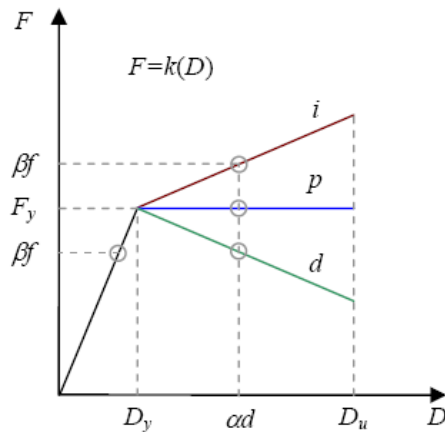


Figura II.5: Sistema ad un grado di libertà: comportamento elasto-plastico incrudente (i), degradante(d) e perfetto (p).

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura. In particolare è possibile individuare la resistenza di snervamento F_y , la rigidezza elastica efficace k_e e la rigidezza post-elastica $k_p = p k_e$ (il rapporto di incrudimento p risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto).

Come già accennato, sono disponibili numerosi criteri per linearizzare la curva di capacità, si riporta di seguito, a titolo esemplificativo il metodo CSM (*Capacity Spectrum Method*) proposto da Freeman nel 1975. Nel metodo CSM, la rappresentazione bilineare è relativa ad un punto di presunto funzionamento (PP) del sistema e si fonda su un criterio di equivalenza energetica (principio di uguale energia): il primo tratto della bilineare è una linea passante per l'origine con pendenza definita dalla rigidezza iniziale del sistema ed il secondo è una linea passante per PP e pendenza tale che l'area sottesa dalla bilineare sia equivalente a quella sottesa dalla curva di capacità ($A_1 = A_2$ in Figura II.6: Rappresentazione bilineare della curva di capacità usata nel CSM.).

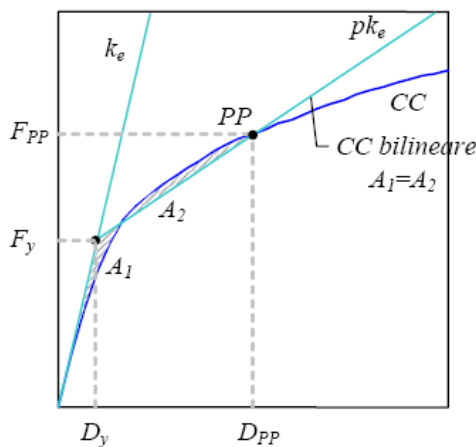


Figura II.6: Rappresentazione bilineare della curva di capacità usata nel CSM.

In questo modo la curva di capacità bilineare, per un certo spostamento D , risulta completamente definita da tre parametri:

- la rigidità elastica iniziale k_e che risulta proporzionale alla tangente all'origine alla curva di capacità;
- la forza di snervamento F_y ;
- il fattore d'incrudimento p , pari al rapporto tra la rigidità post-elastica e quella elastica;

$$F = k_e D \quad \text{se } D \leq D_y \quad (2.9)$$

$$F = F_y + p k_e (D - D_y) = F_y (1 + p\mu - p) \quad \text{se } D > D_y \quad (2.10)$$

2.1.3 Prescrizioni normative

All'interno del paragrafo 7.3.4.1 delle NTC viene precisato che: *“L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.”*

L'analisi, effettuata in controllo di spostamento, deve essere eseguita fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola in corrispondenza di tale valore lo spostamento massimo (d_c) alla base dell'edificio generato dalla distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento dell'edificio.

Nel paragrafo 7.8.1.6 la norma richiede che la curva di capacità bi-lineare del sistema equivalente (SDOF) sia costituita da due rette:

la prima retta è passante per l'origine e interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta dovrà essere parallela all'asse degli spostamenti e tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente (come si

evince dalla Figura II.6: Rappresentazione bilineare della curva di capacità usata nel CSM.). La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

Per quanto riguarda le forze da utilizzare all'interno dell'analisi, la norma precisa che si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)

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 particolare per le costruzioni in muratura la norma precisa al paragrafo 7.8.1.5.4 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%.”*.

Inoltre per le costruzioni esistenti in muratura, all'interno della Circolare nel paragrafo 8.7.1.4 viene consentito l'utilizzo dell'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e

secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Queste ulteriori prescrizioni presenti nella norma, relativamente alla percentuale della massa partecipante al primo modo di vibrare della struttura per gli edifici in muratura, e in particolare per quelli esistenti, vengono fornite in quanto per questa particolare categoria di edifici risulta difficile far attivare una percentuale di massa partecipante significativa anche per il modo di vibrare fondamentale della struttura. Tali difficoltà sono prevalentemente legate alla mancanza in molti edifici di orizzontamenti rigidi in grado di generare un comportamento “scatolare ed omogeneo” della struttura quando questa è sottoposta all’azione sismica.

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, si applica quanto prescritto ai paragrafi 7.8.1.6, 7.8.2 e 7.8.3 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.7.1.5 delle NTC. Nel caso in cui sia richiesta la verifica per lo Stato limite di esercizio, i valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica allo Stato limite di danno sono quelli forniti al § 7.3.7.2 delle NTC, riportati di seguito:

- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria 0,003 h;
- per costruzioni con struttura portante in muratura armata 0,004 h.

I valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica allo Stato limite di operatività sono i 2/3 di quelli per lo Stato limite di danno.

Nella verifica allo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,8%, nel caso di rottura per pressoflessione. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base), e si incrementano di un’aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che esibiscono un comportamento a mensola.

In presenza di edifici in aggregato, caso tipico nei centri storici, e di edifici a struttura mista, frutto di sistemi costruttivi relativamente moderni o di trasformazioni successive recenti, gli usuali metodi non sempre sono adeguati ed è opportuno seguire appropriati criteri di modellazione e di verifica.

2.1.3.1 L’azione sismica

Come già detto in precedenza l'analisi statica non lineare è indipendente dall'azione sismica, tuttavia dalla curva Forza-Spostamento è possibile risalire ai corrispondenti valori del Tempo di ritorno (T_R) e di accelerazione di picco (a_g) al fine di confrontare i dati ottenuti dall'analisi con lo spettro fornito dalla norma. Si riportano di seguito i passaggi necessari alla determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica indicati all'interno della normativa.

Vita nominale

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 poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

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

Figura II.7: vita nominale V_N per diversi tipi di opere (tabella 2.4.1 NTC 2008).

Nei casi studio viene assunta una V_N pari a 50 anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività

particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al 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.

Si considera una classe II, essendo gli edifici in esame delle costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.11)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come definito nella tabella 2.4.II delle NTC:

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

Figura II.8: tabella 2.4.II delle NTC, valori del coefficiente d'uso C_U .

Valutazione dell'azione sismica

Per la trattazione si fa riferimento al Cap. 3, § 3.2 del D.M. 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

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

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Stati limite e relative probabilità di superamento

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

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tabella 3.2.I delle NTC.

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

Figura 11.9: Tabella 3.2.I delle NTC, probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, sarebbe necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica è possibile fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come indicato nella Tabella 3.2.II delle NTC.

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>Depositi 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>Depositi 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).

Figura II.10: Tabella 3.2.II delle NTC, categorie di sottosuolo.

Nel caso in esame si considera un terreno di categoria C.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

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

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration test) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione 3.2.1:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} [m/s] \quad (2.12)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione 3.2.2:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (2.13)$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione 3.2.3:

$$C_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{C_{u,i}}} \quad (2.14)$$

dove si indica con:

- h_i spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- $N_{SPT,i}$ numero di colpi NSPT nell' i -esimo strato;
- $c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;
- N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici, come in questo caso, si adotta la seguente classificazione, fornita nella tabella 3.2.IV delle NTC:

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 $i > 30^\circ$

Figura II.11: tabella 3.2.IV delle NTC, categorie topografiche.

Nel caso in esame si considera una categoria topografica T1.

Spettri di risposta

L'azione sismica può essere descritta mediante accelerogrammi o mediante spettri di risposta per tre diversi stati limite: lo stato limite ultimo, lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività. Il modello di riferimento qui utilizzato per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è costituito dallo spettro di risposta elastico, dal quale vengono ricavati poi gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo, di danno e di operatività in accordo con la normativa vigente.

Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti (espressioni 3.2.4 NTC 2008):

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (2.15)$$

$$T_B \leq T < T_{CB} \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \quad (2.16)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (2.17)$$

$$T_D < T \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2.18)$$

nelle quali:

T periodo di vibrazione;

S_e accelerazione spettrale orizzontale;

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad (2.19)$$

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente di amplificazione topografica;

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (2.20)$$

dove :

- ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (2.21)$$

dove:

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (2.22)$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_R}{g} + 1.6 \quad (2.23)$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

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

Figura II.12: tabella 3.2.V delle NTC, espressioni di S_s e di C_c .

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

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

Figura II.13: tabella 3.2.VI delle NTC, valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

2.2 Il software di calcolo 3Muri

Il programma di calcolo 3Muri nasce al fine di studiare il comportamento delle strutture in muratura in presenza dell'azione sismica. Attraverso 3Muri è possibile esaminare grandi e piccole strutture completamente in muratura o miste, cioè con elementi in c.a., acciaio o legno, sia di nuova costruzione che esistenti.

Punto di forza di 3Muri è il metodo di calcolo innovativo FME (Frame by Macro Element), che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento. Il macroelemento consente di cogliere al meglio il comportamento sismico delle strutture in muratura e fornire tutte le informazioni necessarie al progettista per un esame accurato della struttura stessa.

Dall'esame del reale comportamento della struttura è possibile quindi prevedere interventi di adeguamento sismico mediante il rinforzo delle murature esistenti, l'inserimento di nuovi elementi in muratura, muratura armata, FRP o elementi lineari in c.a., acciaio e legno.

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

3Muri nasce dalla collaborazione tra S.T.A. DATA e un'equipe di specialisti, che hanno sviluppato il motore di calcolo, guidata dal prof. Sergio Lagomarsino (Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Genova) e l'ing. Andrea Penna, l'ing. Alessandro Galasco, l'ing. Serena Cattari.

Ogni programma di calcolo automatico è la concretizzazione di un modello matematico che interpreta la realtà fornendo una soluzione più o meno approssimata. Per formulare un modello teorico in grado di cogliere tutti gli aspetti del comportamento strutturale delle murature è necessario considerare:

- un legame che descriva in modo corretto il comportamento dei materiali (muratura, calcestruzzo, acciaio) sottoposti ad azioni sismiche e che tenga conto delle specifiche modalità di rottura;
- un modello che schematizzi l'intera struttura cogliendone le caratteristiche globali e l'interazione dei vari elementi (pareti e solai);
- le richieste imposte dalla Normativa.

Nella letteratura tecnica sono stati proposti diversi metodi per il calcolo sismico di strutture in muratura (metodo POR, metodo ad elementi finiti, metodo a telaio equivalente con macroelementi) sempre più raffinati e precisi. 3Muri adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements), cioè quanto di più avanzato ci sia oggi nel settore del calcolo delle murature che si ispira sul metodo a telaio equivalente con macroelementi. Il Metodo FME deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno.

2.2.1 Il programma – schema generale

Il programma 3Muri è un programma ideato per eseguire l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura. Il processo da seguire nella verifica della struttura da esaminare si compone delle seguenti fasi:

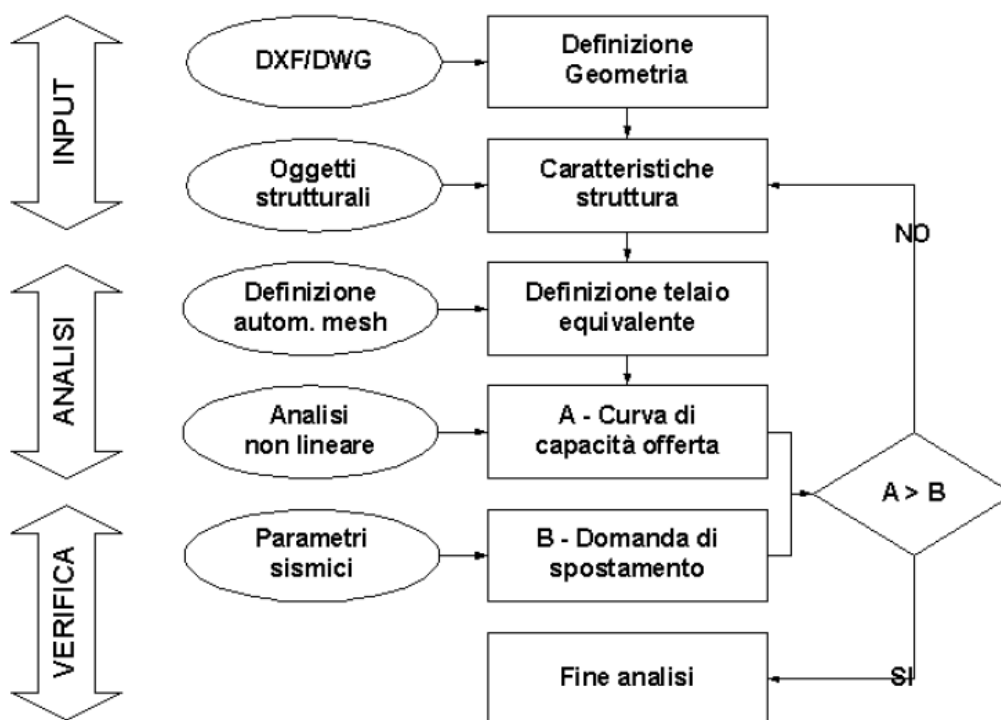


Figura II.14: Schema generale adottato dal programma di calcolo 3Muri

- FASE 1 – INPUT

In questa fase sono introdotti dall'utente i dati necessari per il seguito dell'analisi.

Definizione geometria

Le caratteristiche geometriche della struttura, cioè la disposizione in pianta delle pareti e le altezze dei piani costituiscono un supporto di base per l'inserimento degli "oggetti strutturali" trattati nella fase seguente. I dati geometrici, sono introdotti in modo grafico direttamente o lucidando un file in formato DXF o DWG.

Caratteristiche struttura

La struttura è costituita da "oggetti strutturali" che costituiscono gli elementi resistenti. Gli oggetti previsti sono principalmente pannelli di muratura verticali con eventuali rinforzi (catene, cordoli, pilastri), solai per la ripartizione delle azioni orizzontali, elementi lineari (travi, pilastri) nelle varie tipologie di materiali (c.a., acciaio, legno).

Ogni oggetto è caratterizzato dal materiale e da ulteriori parametri geometrici (spessore, caratteristiche d'inerzia, proprietà resistenti). Per le strutture in c.a. sono richiesti i parametri di armatura, in quanto il programma esegue l'analisi non lineare anche di questi elementi.

Una particolare attenzione va rivolta ai solai; infatti il programma consente unicamente l'inserimento di solai che poggiano su nodi aventi le stesse quote. Questo rende di fatto impossibile inserire solai di copertura di un tetto a falde inclinate (caso che riguarda entrambi gli edifici studiati all'), eliminando di fatto gli effetti generati da coperture spingenti e i carichi trasmessi dalla copertura alla muratura su cui questa è appoggiata. Per rimediare a questa "limitazione" si valuteranno all'interno della tesi gli effetti appena citati effettuando delle verifiche locali sugli elementi interessati.

- FASE 2 – ANALISI

L'analisi della struttura è suddivisa in due fasi: nella prima è generato automaticamente il modello a telaio equivalente, a cui segue l'analisi statica non lineare (push-over) da cui è possibile ricavare la curva di capacità della struttura

Definizione telaio equivalente

A partire da geometria ed oggetti strutturali inseriti vengono ricavati i dati per l'analisi. Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi, fasce, travi, tiranti e

pilastri. Questi elementi possono ancora essere modificati manualmente per tener conto di situazioni particolari.

Analisi non lineare

Quest'analisi è condotta aumentando in modo monotono i carichi e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura. Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva forza orizzontale spostamento orizzontale, che rappresenta la curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali. *Da notare che questa curva è indipendente dal terremoto, in quanto si tratta di una caratteristica intrinseca della struttura, funzione solo di geometria e caratteristiche di resistenza del materiale.*

- FASE 3 – VERIFICA

La verifica consiste nel confronto tra lo spostamento offerto dalla struttura e quello richiesto dalla normativa.

Parametri sismici

La definizione dei parametri sismici e la valutazione dei parametri ricavati dalla curva di capacità della struttura consentono di determinare la domanda in termini di spostamento dallo spettro di progetto relativo. La verifica consiste quindi nel confronto tra i due spostamenti, quello offerto dalla struttura e quello richiesto dalla normativa.

Se il primo supera il secondo la struttura risulta verificata, diversamente è necessario modificare la struttura, se si è in fase di progetto, modificando i parametri necessari.

2.2.2 Il macroelemento muratura

Nel solutore è implementato un elemento trave non lineare tale da recepire i requisiti richiesti dalle vigenti normative. Le caratteristiche principali di tale elemento sono:

1. Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;

2. Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori distato limite ultimo;
3. Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
4. Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
5. Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
6. Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello (taglio o pressoflessione);
7. Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento dello s.l.u. senza interruzione dell'analisi.

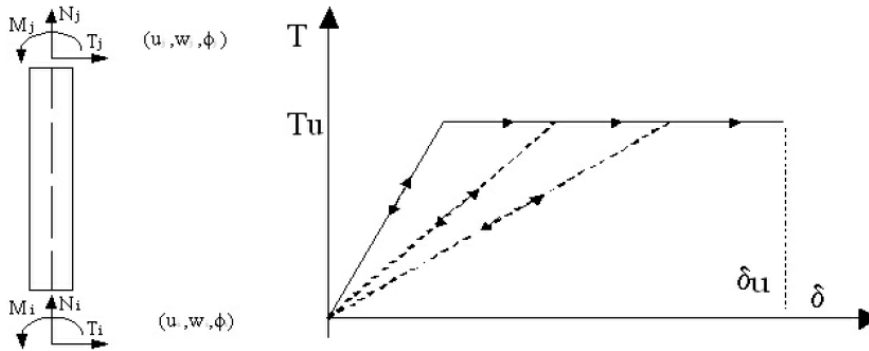


Figura II.15: Gradi di libertà (e corrispondenti caratteristiche di sollecitazione generalizzate) e comportamento non lineare dell'elemento trave non lineare

Il comportamento elastico di questo elemento è governato dalla seguente matrice:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

dove:

$$\psi = 1.2 \frac{Eb^2}{Gh^2} \quad (2.24)$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale.

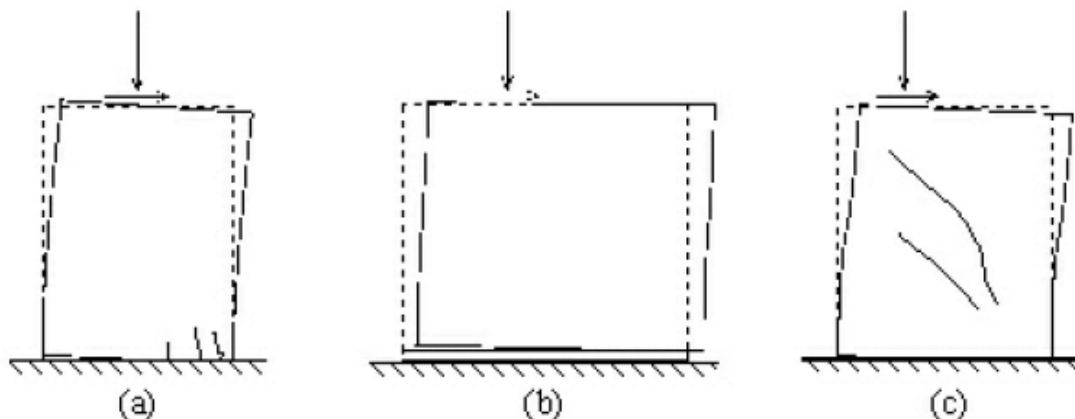


Figura II.16: Meccanismi di danno nel piano delle murature: pressoflessione (a), taglio scorrimento (b) e taglio fessurazione diagonale (c) (Magenes et al., 2000)

2.2.2.1 Rottura per pressoflessione

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione sforzo normale e momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche nell'espressione 7.8.2 (già presente nell'O.P.C.M nell'espressione 8.2)

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right) \quad (2.25)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, ovvero $\sigma_0 = P/l t$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_a pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

Negli edifici esistenti la resistenza media a compressione deve essere divisa per il fattore di confidenza FC in accordo con il livello di conoscenza.

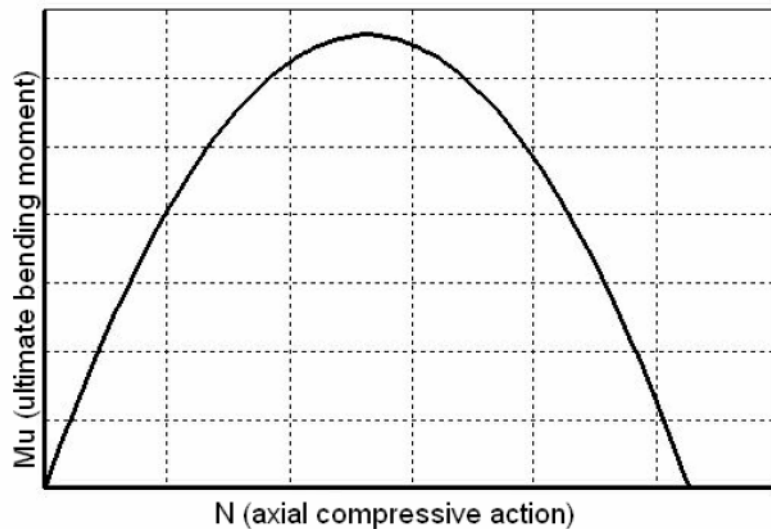


Figura II.17: Dominio di resistenza Mu - N

2.2.2.2 Rottura per taglio

Nel caso in cui la rottura avvenga per taglio, il programma effettua due differenti verifiche, la prima nel caso in cui l'edificio sia di nuova costruzione mentre la seconda viene utilizzata per edifici esistenti, come nel caso in esame.

1) Nuovi edifici -Criterio di Mohr-Coulomb

La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb è definita mediante la seguente relazione:

$$V_u = l'tf_v = l't(f_{v0} + \mu\sigma_n) = l'tf_{v0} + \mu N \quad (2.26)$$

Dove l' è la lunghezza della sezione di compressione del pannello, t è lo spessore del pannello, f_v è la resistenza a taglio della muratura, f_{v0} è la resistenza della muratura senza compressione, μ è il coefficiente di attrito (solitamente 0.4) e σ_n è lo sforzo normale di compressione, riferito all'area

efficace. Nell'analisi non lineare in accordo con le norme vigenti, la resistenza a taglio f_v deve essere divisa per il "fattore di confidenza" FC che deriva dal livello di conoscenza della struttura.

Nell'ipotesi di parzializzazione della sezione si deve assumere un'eccentricità $e = |M|/N$, superiore al valore di $l/6$.

La lunghezza compressa l' vale dunque:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{|M|}{N} \right) \quad (2.27)$$

Lo stato di sollecitazione del pannello lega il momento agente su un'estremità allo sforzo di taglio agente T, secondo l'espressione:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V h}{N} \right) \quad (2.28)$$

in cui α è il rapporto di taglio che può dipendere dallo schema statico ($\alpha = 1$ nel caso di schema a mensola; $\alpha = 0.5$ nel caso di doppio incastro) oppure può essere valutato in funzione dei momenti flettenti agenti alle estremità dell'elemento.

Assumendo che ogni eventuale riduzione dei momenti, conseguente alla riduzione del taglio, non comporti mutamento dello schema di vincolo, ovvero che sia mantenuto costante il rapporto fra i momenti presenti agli estremi prima della riduzione, si ottiene che anche il valore di α resta costante e pari a:

$$\alpha = \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}} \quad (2.29)$$

dove M_{max} è il momento più elevato in valore assoluto fra M_i e M_j .

La resistenza a taglio del pannello è dunque valutata tramite l'espressione:

$$V_R = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + 0.4 N \quad (2.30)$$

Sostituendo il valore di l' precedentemente determinato nell'espressione 2.28 si ottiene:

$$V_R = 0.5 N \frac{3 l t f_{v0} + 0.8 N}{3 \alpha h t f_{v0} + N} \quad (2.31)$$

E' inoltre possibile determinare l'_R , sostituendo il valore di V_R appena calcolato ottenendo:

$$l'_R = \frac{3}{2} \left(l - \frac{3\alpha t f_{v0} + 0.8\alpha N}{3\alpha h t f_{v0} + N} h \right) \quad (2.32)$$

Questo valore rappresenta la lunghezza effettivamente compressa corrispondente alla condizione di rottura per taglio-scorrimento.

Deve poi essere verificato che la tensione tagliante f_v non ecceda il valore limite di $f_{v,lim}$:

$$f_v = \frac{V}{l'_t} \leq f_{v,lim} \quad (2.33)$$

La lunghezza efficace deve risultare coerente con il valore di taglio resistente V_{lim} e pertanto può risultare differente da l'_R ; ovvero se la sezione entra in crisi per superamento della tensione limite, il valore del taglio sarà ridotto a V_{lim} , i momenti saranno ridotti per garantire l'equilibrio in ragione del coefficiente di vincolo α e si avrà un l'_{lim} coerente con questa configurazione. Considerando il caso di $V = V_{lim}$ si ottiene:

$$V_{lim} = 1.5N \frac{t f_{v,lim}}{3\alpha h t f_{v,lim} + N} \quad (2.34)$$

A cui corrisponde l'_{lim} :

$$l'_{lim} = \frac{3}{2} \left(l - \frac{3\alpha t f_{v,lim}}{3\alpha h t f_{v,lim} + N} h \right) \quad (2.35)$$

Il taglio agente V sarà confrontato con il minimo fra V_{lim} e V_R :

$$V \leq V_u = \min(V_R; V_{lim}) \quad (2.36)$$

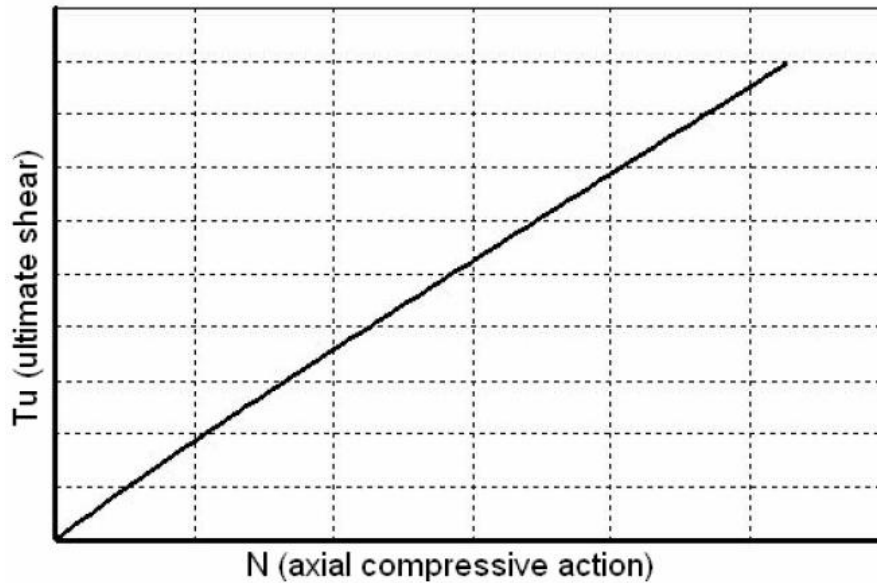


Figura II.18: Dominio di resistenza $T_u - N$ (murature di nuova costruzione)

2) Edifici esistenti -Criterio di Turnsec-Cacovic

Un pannello di muratura ordinaria esistente, soggetto ad azioni nel proprio piano, è regolato da meccanismi di resistenza di presso-flessione e taglio secondo quanto indicato nel capitolo C8.7.1.5. 7 della Circolare applicativa delle Norme Tecniche (analogamente a quanto riportato nel cap. 11 dell'Allegato 2 dell'O.P.C.M. 3274); ovvero è possibile (e consigliabile) far riferimento ad una rottura del pannello per taglio-fessurazione diagonale. Come in precedenza nell'ambito di una procedura di analisi non lineare si assume un comportamento elastico sino al raggiungimento di un valore limite (per taglio o per pressoflessione) nel pannello, assumendo poi un successivo ramo plastico a resistenza costante.

La resistenza a pressoflessione è ancora espressa dalla (2.25) mentre la resistenza a taglio secondo fessurazione diagonale risulta (secondo il punto 11.5.8.1 dell'ordinanza ed analogamente nell'equazione 8.7.1.1 delle NTC'08):

$$V_u = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (2.37)$$

Dove f_t è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione diagonale (τ_0 è la resistenza a taglio di riferimento della muratura e vale $f_t = 1.5 \tau_0$) mentre b è un coefficiente che dipende dalla snellezza del pannello:

$$b = \begin{cases} 1.5 & h/l > 1.5 \\ h/l & 1 \leq h/l \leq 1.5 \\ 1 & h/l < 1 \end{cases} \quad (2.38)$$

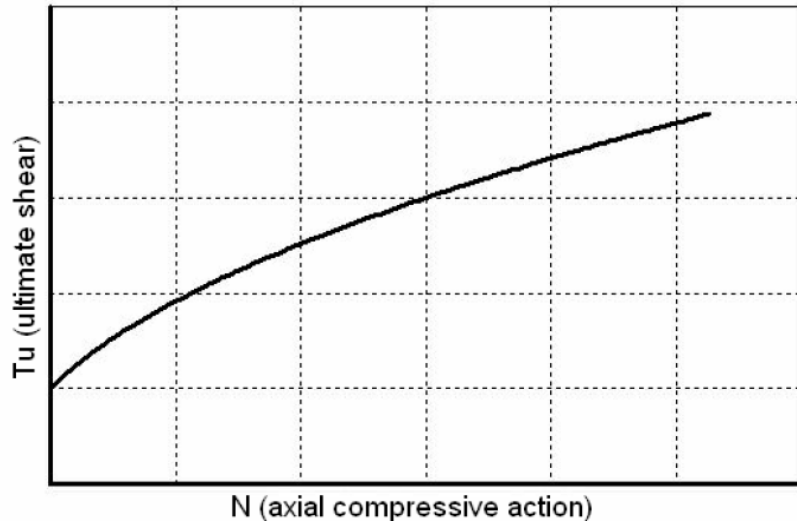


Figura II.19: Dominio di resistenza $T_u - N$ (murature esistenti)

In questo caso non vi è mutua interazione fra il criterio di resistenza a pressoflessione e quello a taglio poiché non entra in gioco la lunghezza compressa. È pertanto sufficiente, nel caso risulti un taglio resistente inferiore a quello agente, limitare quest'ultimo e ridurre i momenti. Nel caso vi sia un momento resistente inferiore al momento agente basterà limitare quest'ultimo e ridurre il taglio.

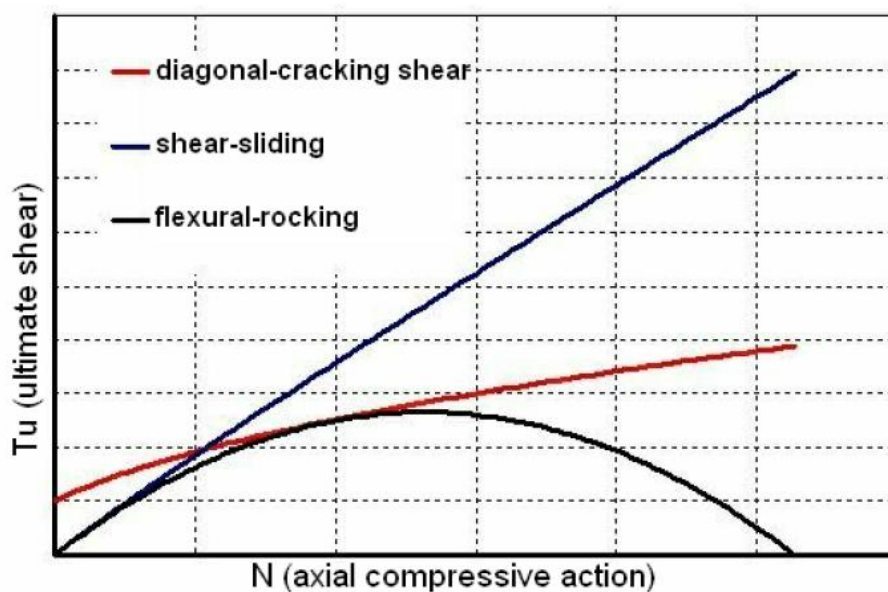


Figura II.20: Confronto tra i domini di resistenza

2.2.2.3 Travi in muratura

I criteri di resistenza precedenti si basano sulla valutazione dell'effettivo stato di compressione nei pannelli. Ciò è solitamente garantito nei maschi murari mentre può non essere correttamente valutabile nelle fasce di piano (sarebbe necessario, ad esempio, un modello numerico di legame che consideri il reale accoppiamento fra rotazione e schiacciamento a seguito della parzializzazione). Nel caso non sia valutabile la compressione effettiva nelle fasce, la resistenza di quest'ultime può essere valutata come (punto 8.2.2.4 dell'ordinanza e 7.8.4 nelle norme tecniche):

$$V_t = ht f_{v,d0} \quad (2.39)$$

Dove h è l'altezza del pannello, t lo spessore e $f_{v,d0}$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione. Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = \frac{H_p h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{hd} h t} \right) \quad (2.40)$$

Dove:

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = 2 \frac{M_u}{l} \quad (2.41)$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

BIBLIOGRAFIA

- Albanesi T e Nuti C. (2007) – Dispensa su “Analisi statica non lineare (pushover) – Università degli studi di Roma Tre – Dipartimento di Strutture
- Lovisetto R. (2010) - Valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio monumentale in muratura. Il caso del Palazzo Comunale di Forlì – Tesi di laurea, Università degli studi di Ferrara

Normative e documenti tecnici

- Circolare 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al DM 14/01/2008
- Nuove norme tecniche per la costruzioni – DM Infrastrutture 14/01/2008
- 3Muri, manuale d’uso versione 5.0.315 – S.T.A. Data

CAPITOLO 3: ANALISI DI VULNERABILITA' E IPOTESI DI INTERVENTO PER L'EDIFICIO SITO IN VIA MENATANA 3.

Introduzione

Oggetto del seguente capitolo, è lo studio di vulnerabilità sismica, effettuata secondo le norme tecniche vigenti, del palazzo di via Mentana 3, sede di uffici del *Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara*. Il Palazzo è soggetto a vincolo conservativo della Soprintendenza ai beni Architettonici e Paesaggistici ed è sottoposto a tutela ai sensi degli artt. 10, 12 e 13 del D. Lgs. 42/2004.

La presente Tesi è incentrata sulle analisi legate allo studio di vulnerabilità sismica di due edifici storici in muratura, danneggiati dal sisma del 20/05/2012 e successivamente dal sisma del 29/05/2012. Pertanto la finalità di tale studio è quella di esaminare il comportamento globale e locale degli edifici sottoposti a sollecitazioni sismiche.

Lo studio sarà suddiviso in tre parti:

- 1) Individuazione delle prime vulnerabilità dell'edificio e analisi globali e locali della struttura, con riferimento allo stato di fatto dei fabbricati.
- 2) Individuazione di ulteriori vulnerabilità locali e globali degli edifici a seguito delle analisi effettuate. Note tutte le vulnerabilità, saranno proposti degli interventi volti a eliminare, dove possibile, le vulnerabilità individuate o comunque in grado di migliorare la risposta degli edifici nei confronti della sollecitazione sismica.
- 3) Analisi globali e locali degli edifici, con dei nuovi modelli, che facciano riferimento allo stato di progetto del fabbricato, e calcolo del miglioramento percentuale ottenuto rispetto allo stato di fatto.

Si precisa che gli interventi che verranno in seguito proposti, sono da considerarsi unicamente come delle "ipotesi di intervento". A seguito delle analisi effettuate sarà cura del committente valutare la realizzazione di uno o più degli interventi individuati al fine di migliorare le caratteristiche strutturali e di resistenza degli edifici studiati.

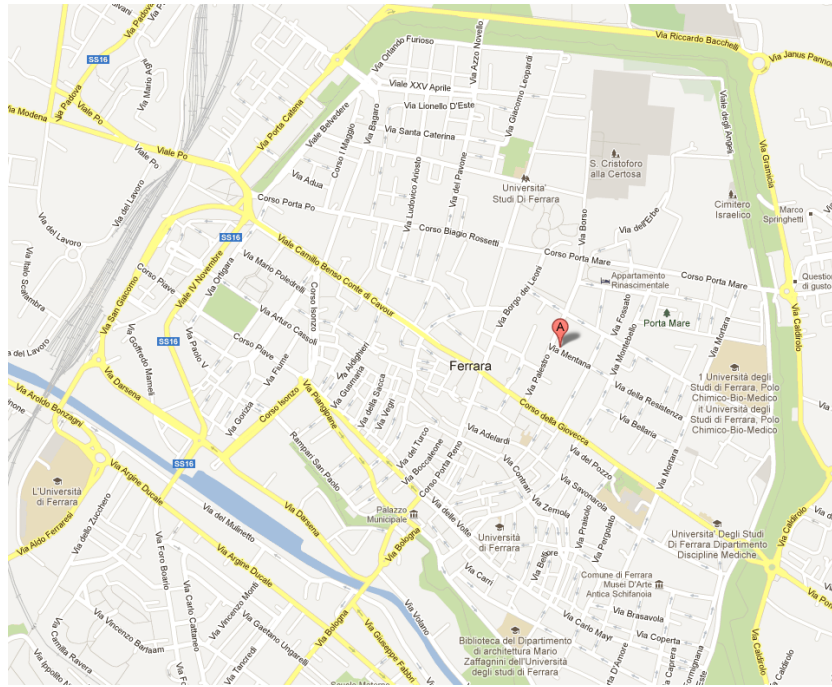


Figura III.1 : Localizzazione del fabbricato



Figura III.2 : Immagine da satellite dell'edificio

3.1 Descrizione dell'edificio

In accordo con quanto indicato nel § 8.5 delle NTC2008, *Procedure per la valutazione della sicurezza e redazione dei progetti*, si individuano le informazioni preliminari da determinare al fine dello studio del fabbricato. Viene in particolare suggerita la seguente scaletta di punti da analizzare:

- 1) Analisi storico critica
- 2) Rilievo
- 3) Caratterizzazione meccanica dei materiali
- 4) Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- 5) Azioni
- 6) Materiali

3.1.1 Analisi storico critica

Nelle NTC viene precisato che: *"Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato"*.

Tale aspetto non viene trattato all'interno della Tesi, poiché non si hanno sufficienti informazioni storiche relative all'edificio; è noto solo il periodo di costruzione, inizi del Novecento, ma non l'evoluzione che il fabbricato ha subito nel corso degli anni.

L'edificio oggetto dello studio è parte di un aggregato edilizio ed in particolare esso risulta essere una unità strutturale (US) d'angolo.

Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.). *"Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto perciò delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso"* (circolare n.617 02/02/2009 § C8A.3)

Per individuare il corretto schema strutturale e lo stato di sollecitazione a cui è sottoposto l'edificio, si sarebbe quindi dovuto studiare l'intero aggregato edilizio, con una particolare attenzione ai cambiamenti e all'evoluzione che tale aggregato ha subito nel corso degli anni (analisi storico-

critica). Tuttavia tale studio esula dal reale intento della Tesi e quindi l'edificio verrà analizzato come isolato, utilizzando dei particolari accorgimenti all'interno delle verifiche globali così come suggerito dalle NTC 2008.

Per la trattazione e lo studio di edifici in aggregato, è possibile utilizzare le indicazioni fornite all'interno della bozza dell'ottobre 2010 redatta dal ReLUIS: "*Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato*".

3.1.2 Rilievo

Il rilievo dell'edificio è stato eseguito dal committente, e fornito sia in forma cartacea che digitale.

Nel materiale fornito erano presenti:

- **Elaborati grafici:** pianta piano terra, pianta piano primo, pianta piano primo rialzato, pianta sottotetto e sezione della copertura.
- **Documentazione fotografica:** 13 foto per il piano terra, 19 foto per il piano primo, 2 foto per il piano primo rialzato, 9 foto per il piano di sottotetto e 4 foto per l'esterno dell'edificio.
- **Quadro fessurativo:** 7 foto.

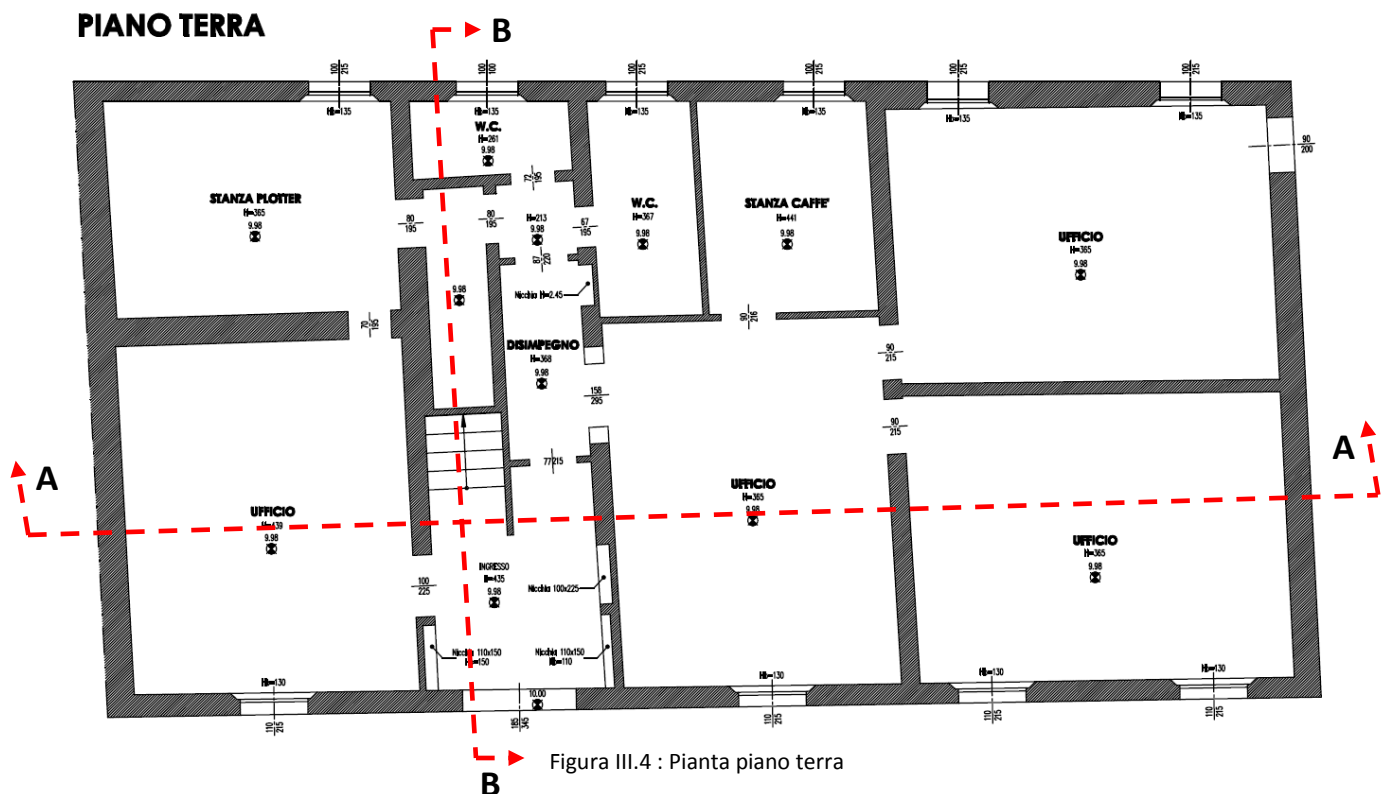
A tale documentazione sono stati aggiunti altri elaborati grafici, e varie foto fatte nel corso dei sopralluoghi effettuati nell'edificio.

L'edificio è caratterizzato da struttura portante in muratura di mattoni pieni e malta di calce e risulta composto da due piani, collegati tra loro mediante un corpo scala, e dal sottotetto (accessibile unicamente mediante una scala metallica a scomparsa). La linea di gronda è a un'altezza di 9.87 m rispetto al piano di campagna, mentre la linea di colmo è a un'altezza di 11.18 m.



Figura III.3 : Foto del prospetto di via Mentana 3

Lo sviluppo in pianta dell'edificio risulta essere di 19.79 x 10.35 m², mentre per il corpo scala è di 3.17 x 6.59 m². Le pareti perimetrali, sono costituite da muratura a 3 teste sul lato corto dell'edificio e muratura a due teste sul lato lungo. Il muro perimetrale sul lato ovest del fabbricato risulta in condivisione con la struttura adiacente, mentre l'edificio risulta "libero" sugli altri tre lati.



PIANO PRIMO

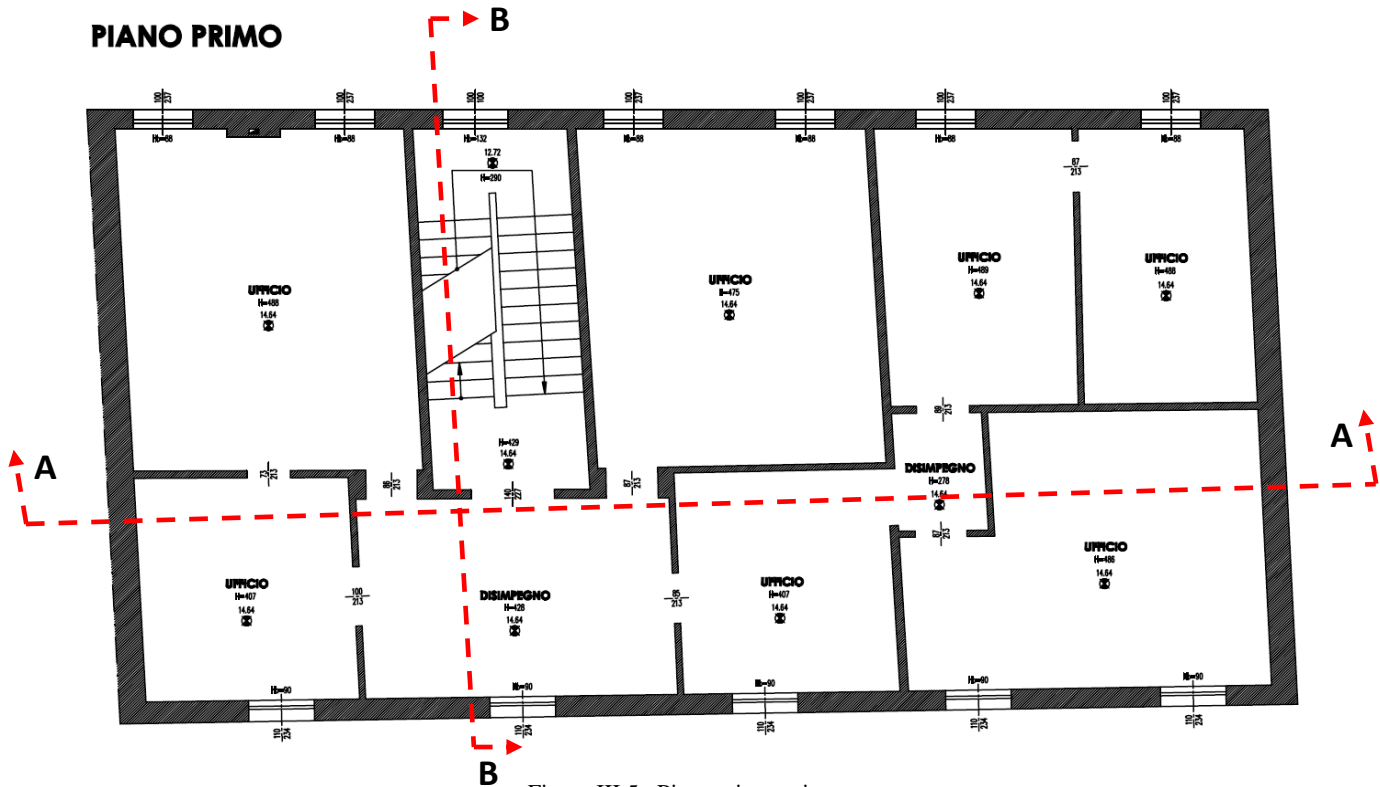


Figura III.5 : Pianta piano primo

PIANO SOTTOTETTO

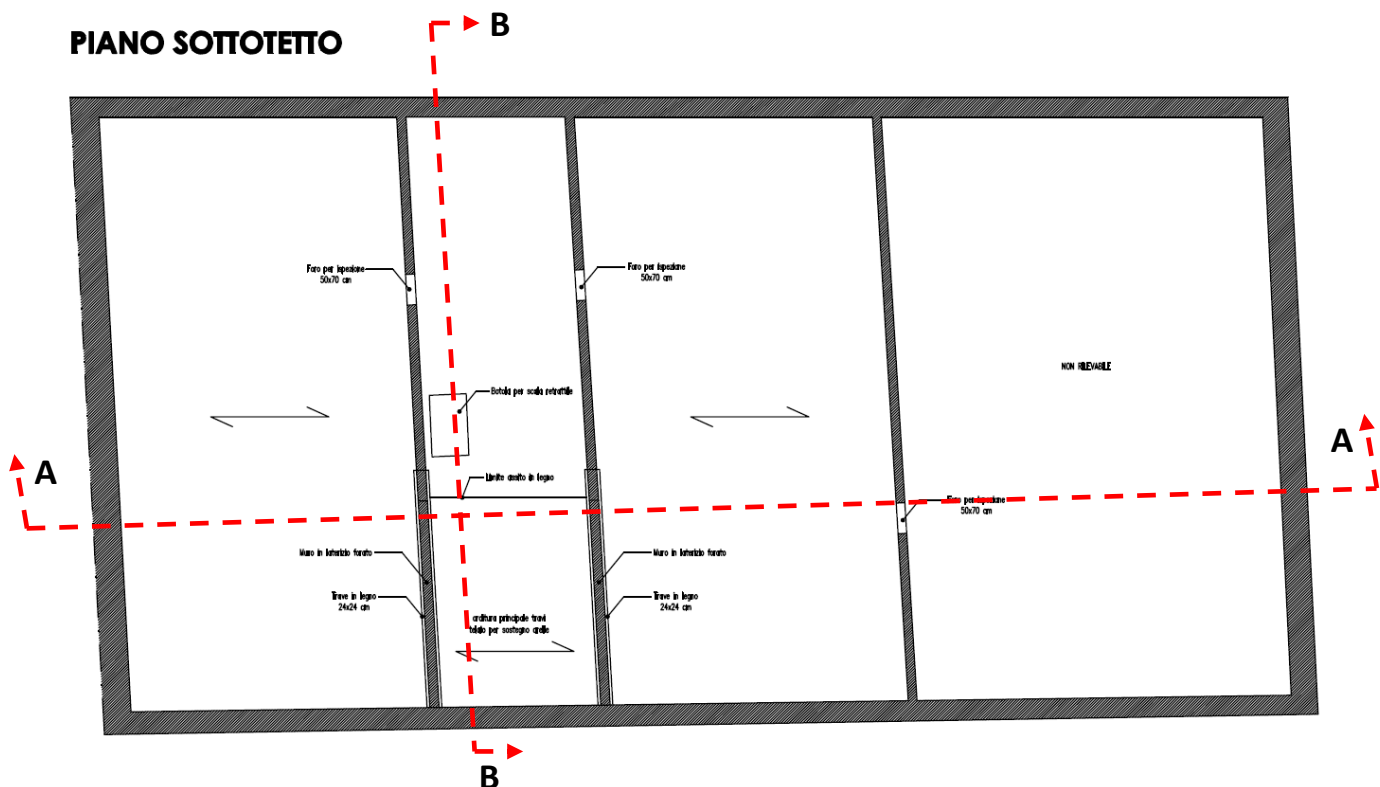


Figura III.6 : Pianta sottotetto

SEZIONE A-A

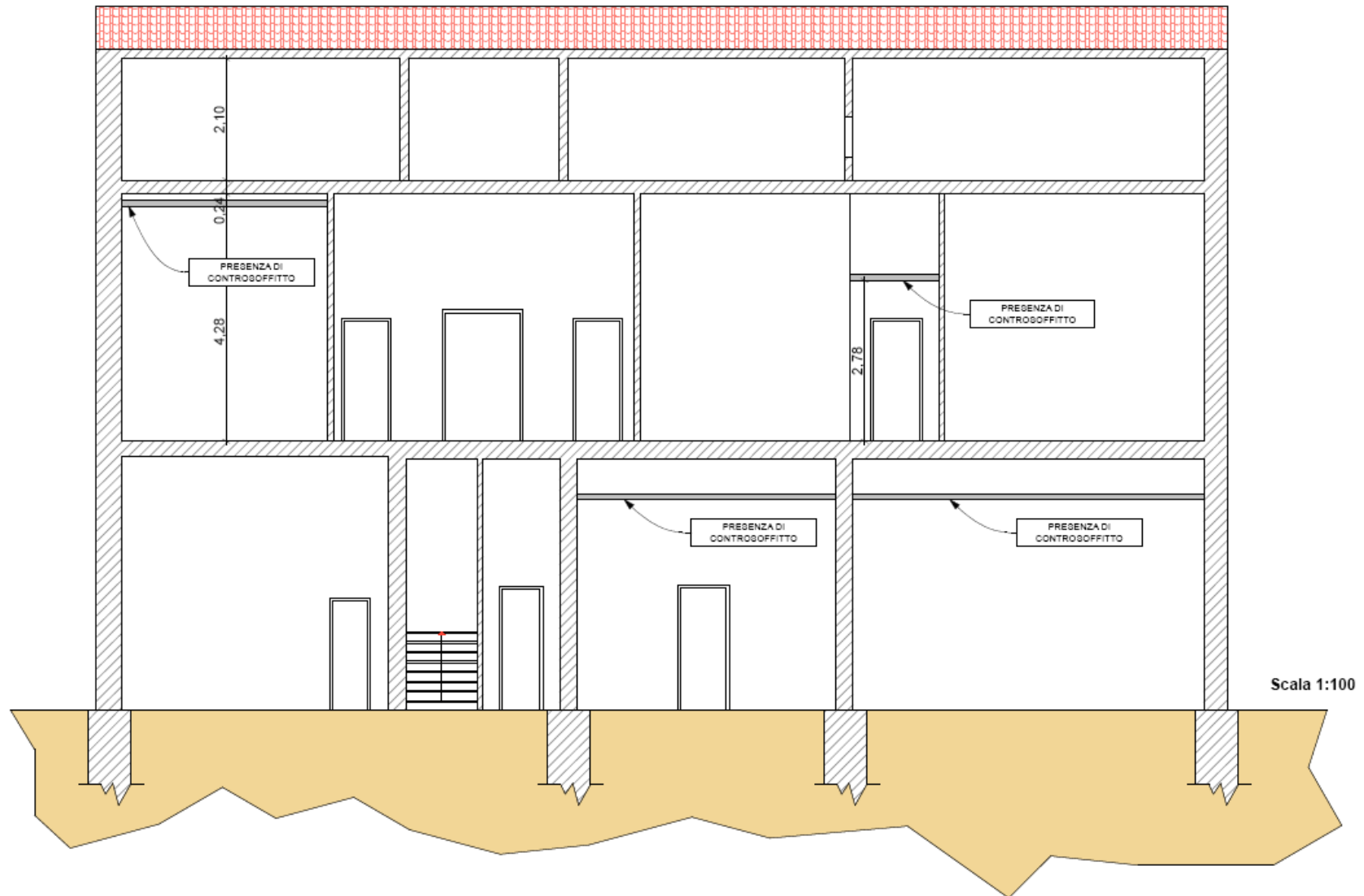
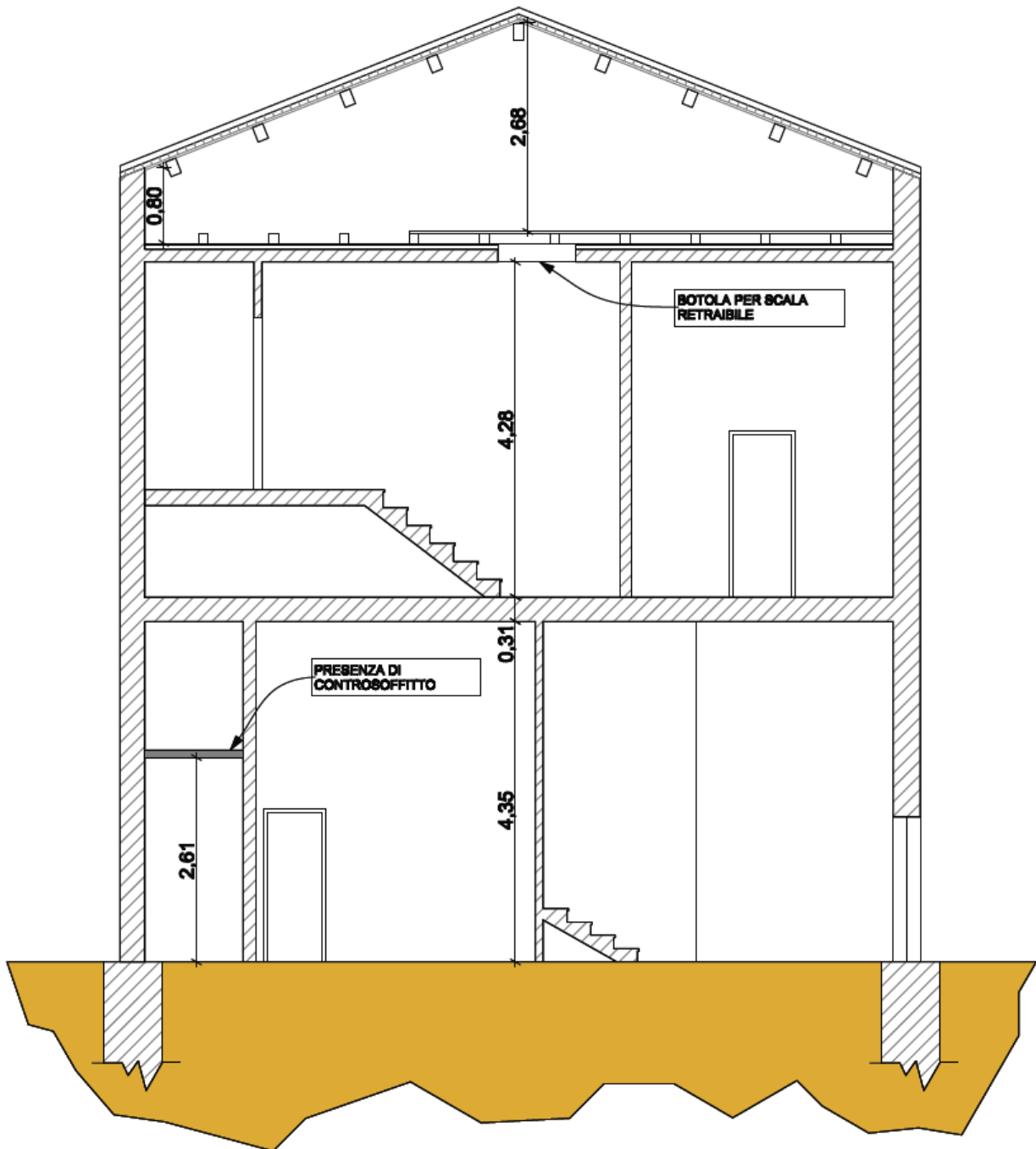


Figura III.7: Sezione A-A

SEZIONE B-B



Scala 1:100

Figura III.8 : Sezione B-B

L'edificio presenta un solaio di primo impalcato in laterizio armato. Tale tipologia di solaio, oggi in disuso, risulta caratterizzata dall'assenza dei travetti prefabbricati in cls. Le barre di armatura vengono alloggiare tra due file continue di pignatte e immerse direttamente nel getto di

calcestruzzo. Tale solaio risulta particolarmente vulnerabile alle azioni taglianti ed è sicuramente deformabile nel piano.

Il solaio del secondo impalcato risulta assente. A dividere il primo piano dal piano di sottotetto è unicamente un controsoffitto in aeree.

La copertura è inclinata e a due falde. Il solaio di copertura risulta costituito da travi lignee di sezione $14 \times 20 \text{ cm}^2$, poste a un interasse di 120 cm. In direzione ortogonale a tali travi sono appoggiati dei travetti di sezione $3 \times 6 \text{ cm}^2$ con un interasse di 32 cm. Al di sopra dei travetti si trovano dei mattoni in cotto di spessore pari a 6 cm e infine i coppi in cotto.

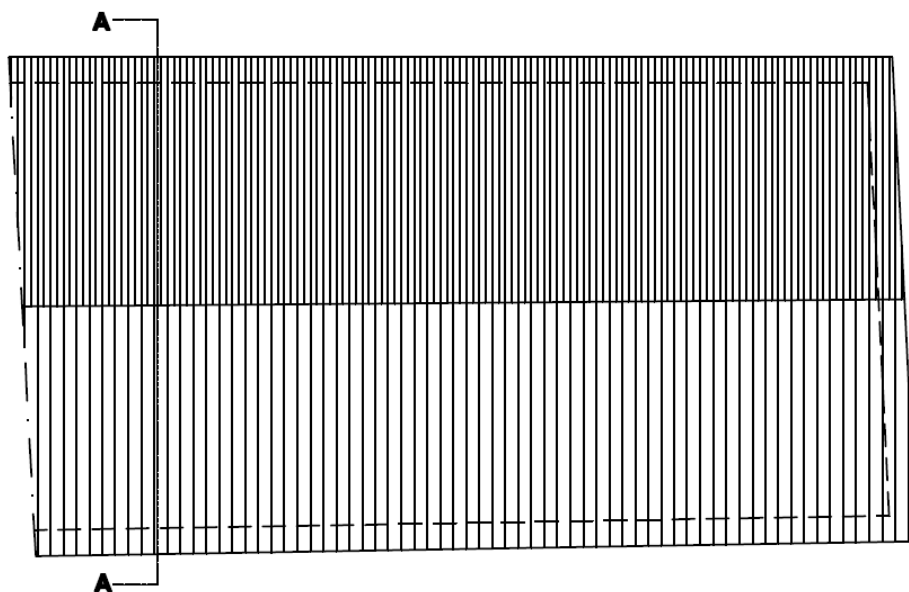


Figura III.9: Vista dall'alto della copertura

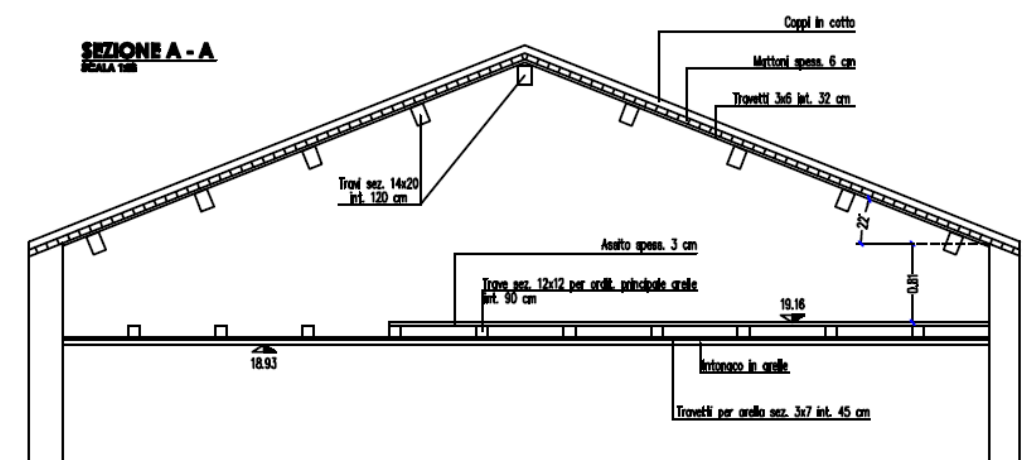


Figura III.10: Sezione copertura

Il quadro fessurativo in atto presenta delle lesioni particolarmente evidenti in corrispondenza della sommità di alcune pareti del primo piano. Questo può essere causato da una serie di cause concatenanti, in particolare le due cause principali sono:

- 1) solaio del secondo piano in aelle e quindi completamente deformabile;
- 2) la copertura risulta essere spingente, come è stato notato attraverso i vari sopralluoghi effettuati nel sottotetto. Infatti una delle lesioni principali del quadro fessurativo si trova proprio in corrispondenza degli appoggi di una delle travi lignee di copertura.



Figura III.11 : Foto relative al quadro fessurativo in atto

3.1.2.1 Indagini e sondaggi

A seguito degli elaborati forniti e dei sopralluoghi effettuati sono state richieste ed effettuate le seguenti indagini conoscitive:

- 1) Definizione della sezione del solaio del primo impalcato.

La sezione del solaio del primo impalcato non era nota, è stato pertanto necessario eseguire un foro nel solaio per determinarne l'effettiva composizione, ottenendo così dei dati necessari per individuare i carichi a cui è sottoposta la struttura.



Figura III.12: Foto del sondaggio effettuato sul solaio del primo impalcato

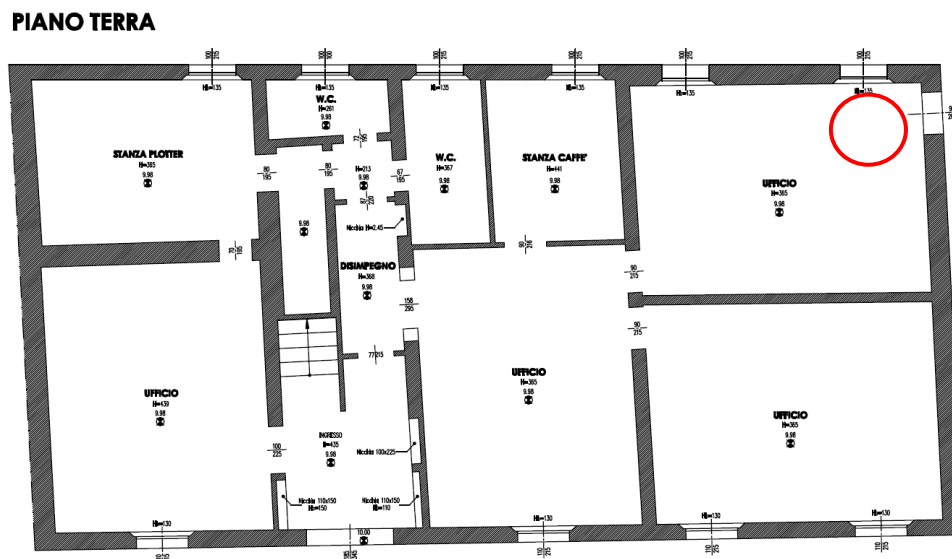


Figura III.13 : Localizzazione del foro eseguito

2) Definizione della sezione di una delle pareti al piano terra

Lo spessore di 20 cm, comprensivi di intonaco, rilevato per la parete indicata Figura III.14: Localizzazione della parete al piano terra su cui è stato effettuato il sondaggio, lasciava dei dubbi sulla sua effettiva composizione. La parete è stata forata in direzione trasversale, notando che essa

risulta costituita da una parete in muratura a una testa affiancata a una parete in foratini. I foratini sono degli elementi forati in laterizio avente una percentuale di foratura ϕ compresa tra il 45 % e il 55 %, come riportato i tabella 4.5.Ia delle NTC 2008. Tale parete viene eliminata dal modello resistente poiché non è portante nei confronti dei carichi verticali.

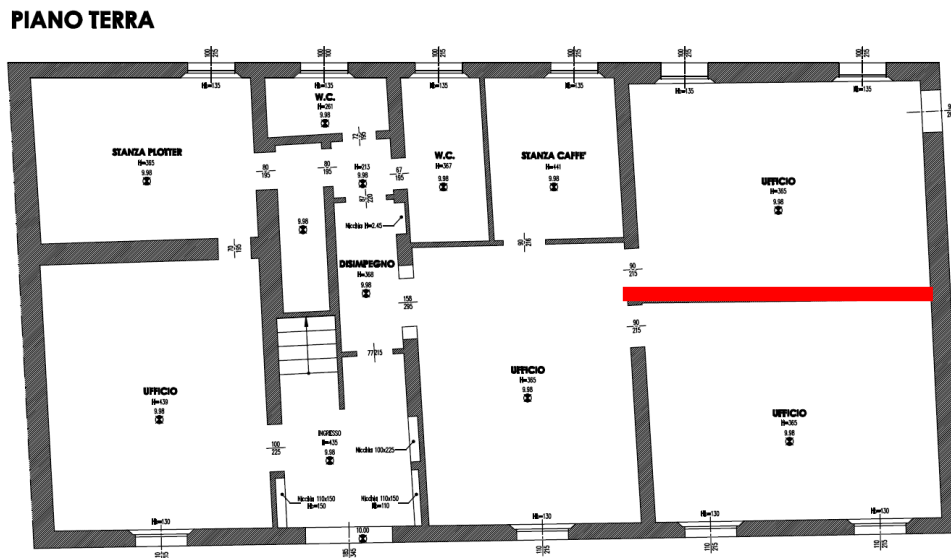


Figura III.14:Localizzazione della parete al piano terra su cui è stato effettuato il sondaggio

3) Individuazione dell'eventuale presenza di ammorsamento tra le pareti ortogonali.

Per verificare l'esistenza dell'ammorsamento è stato rimosso l'intonaco tra due pareti ortogonali (una delle quali perimetrale), determinando la sua effettiva presenza come è possibile notare dalle immagini.



Figura III.15 : Foto delle pareti su cui è stato rimosso l'intonaco per verificare la presenza di ammorsamento

PIANO TERRA

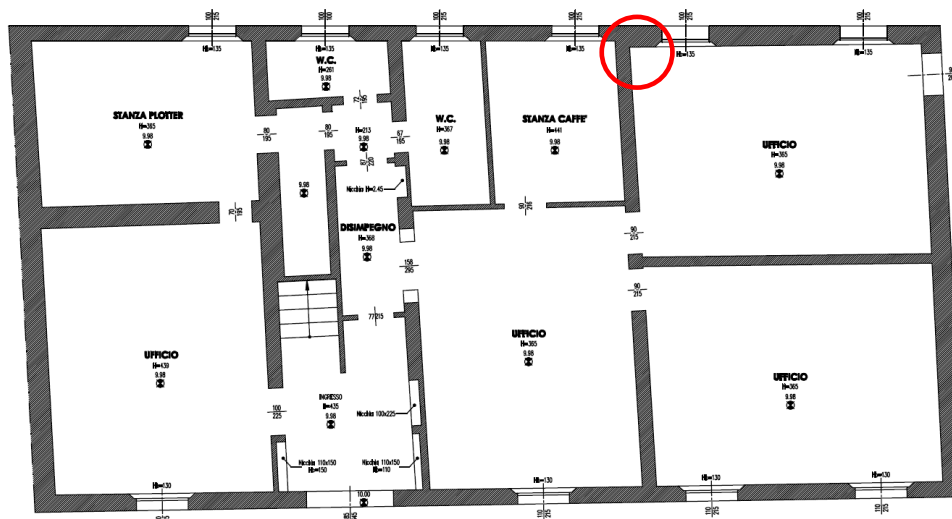


Figura III.16: Localizzazione delle pareti su cui è stato eseguito il sondaggio

3.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I parametri di resistenza della muratura vengono determinati dalla Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2 della Circolare n.617), come precedentemente spiegato nel paragrafo 1.6.

In particolare avendo un Livello di Conoscenza LC1 si considerano i valori minimi riportati in tabella per le resistenze e i valori medi per i moduli elastici, ottenendo i seguenti parametri:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

A tali valori viene applicato il coefficiente migliorativo, relativo alla “connessione trasversale”(Tabella C8A.2.2 della Circolare), verificata a seguito dell’indagine conoscitiva relativa all’ammorsamento tra le pareti.

Tale coefficiente correttivo va applicato solo ai valori delle resistenze, si ottengono così i nuovi valori delle resistenze e dei moduli elastici:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2 * 1.3 = 312 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2 * 1.3 = 7.8 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

Si è scelto di non utilizzare ulteriori parametri correttivi per la muratura dell'edificio, poiché nonostante non siano state effettuate delle prove sperimentali che certificassero con esattezza il valore dei parametri meccanici della muratura, questa a un esame visivo si presentava con delle caratteristiche discrete, ma non tali da presupporre l'utilizzo di altri parametri migliorativi, quali quelli relativi a "giunti sottili" o "malta di buone caratteristiche" che ne aumentassero la resistenza.

3.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per l'edificio analizzato, essendo state svolte indagini in situ limitate, non avendo effettuato prove sui materiali e avendo limitate conoscenze sui dettagli costruttivi, si considera un livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,35.

Infatti in accordo con la Circolare n. 617 § C8A.1.A.4, il livello di conoscenza **LC1** si intende raggiunto quando: *"siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali."*

3.1.5 Azioni

3.1.5.1 Carichi permanenti

Il carico permanente è determinato dal peso proprio dei solai e dal peso degli elementi non strutturali costituenti il solaio stesso. Vengono di seguito definiti i carichi e le sezioni del solaio del primo impalcato e del solaio di copertura. **Solaio del primo impalcato:**

Elemento	Peso specifico
Pavimentazione (2 cm)	17 kN/m ³
Massetto (4 cm)	24 kN/m ³
Pignatte (18 cm)	11 kN/m ³

Tabella III.1 : Analisi dei carichi solaio del primo impalcato

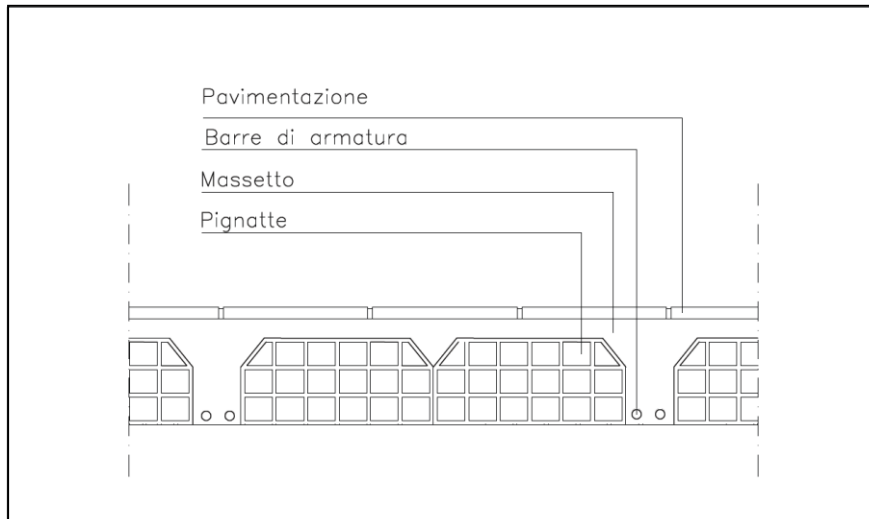


Figura III.17 : Sezione solaio del primo impalcato

Solaio di copertura:

Elemento	Peso specifico
Coppi in cotto	0,6kN/m ²
Mattonelle di cotto (s= 6cm)	17 kN/m ³
Travetti in legno (sez 6 x 3)	8 kN/m ³
Travi in legno (sez 14 x 20)	8 kN/m ³

Tabella III.2 : Analisi dei carichi solaio di copertura

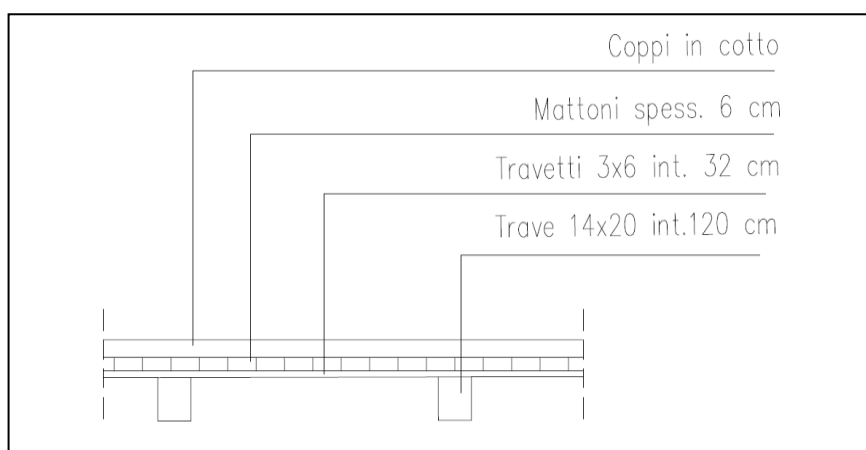


Figura III.18 : Sezione del solaio di copertura

3.1.5.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali gravanti sulla struttura sono stati ricavati dalla tabella 3.1.II – *Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici* del D.M. 08.

Per quanto riguarda gli edifici di categoria B ed in particolare B2 (uffici aperti al pubblico) il carico di esercizio previsto è di 300 kg/m²; tale carico accidentale è stato adottato per tutti i solai del primo impalcato. Per il solaio di copertura si è tenuto conto del carico accidentale per copertura praticabile, pari a 150 kg/m², e del carico accidentale dovuto alla neve, determinato seguendo le prescrizioni del paragrafo 3.4 del D.M. 14/01/2008 attraverso l'espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (3.1)$$

dove:

q_{sk} =valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suola, assunto pari a 100 kg/m² in quanto l'edificio verrà realizzato in Zona II – Mediterranea e ad una quota sul livello del mare inferiore a 200 m;

μ_i =coefficiente di forma della copertura, assunto pari a 0,8 in quanto la copertura è piana e dunque inclinazione $\alpha = 0^\circ$, inferiore del valore limite di 30°;

C_E =coefficiente di esposizione, assunto pari ad 1 in quanto l'edificio verrà realizzato in zona di Classe di Topografia Normale (secondo quanto riportato dalla tabella 3.4.I del D.M. 14/01/2008);

C_t =coefficiente termico, assunto pari ad 1 in assenza di uno studio approfondito sull'argomento.

$$Q_s = 80 \text{ kg/m}^2$$

Carico accidentale primo impalcato: $Q = 300 \text{ kg/m}^2$

Carichi accidentali copertura: $Q_1 = 150 \text{ kg/m}^2$, $Q_2 = 80 \text{ kg/m}^2$.

3.1.5.3 Combinazioni di carico

Noti i carichi per unità di superficie, è stato determinato il carico totale agente utilizzando la relazione 2.5.5, § 2.5.3 del D.M. 08 relativa alla combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.2)$$

3.1.5.4 Azione sismica

L'azione sismica viene definita, in accordo con *NTC2008*, § 2.4, sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni; opere ordinarie.
- Classe d'uso $C_U = 1$; costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente.

Di conseguenza si assume un periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_U = 50 \text{ anni} \quad (3.3)$$

Per l'edificio in oggetto come stato limite si assume lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**, NTC2008 par. 3.2.1 “a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”, come usuale per gli edifici privati e pubblici di importanza non strategica.

La Probabilità di superamento associata a questo stato limite P_{VR} si assume pari al 10% ed il periodo di ritorno del sisma T_R , imposto dalle NTC2008, risulta pari a:

$$T_R = 9,50 * V_R = 475 \text{ anni} \quad (3.4)$$

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono definiti su questa base e sono riportati in Tabella per un edificio posto in Ferrara, via Mentana, considerando un suolo di categoria C.

a_g	F_o	T_C^*	S_S	C_C	S_T
0,137 g	2,594	0,273 s	1,487	1,612	1

Tabella III.3: Parametri sismici

Dove:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno di categoria C;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s * S_t$ (§3.2.5, NTC2008);
- T_c periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Noti questi parametri è possibile determinare lo spettro di risposta.

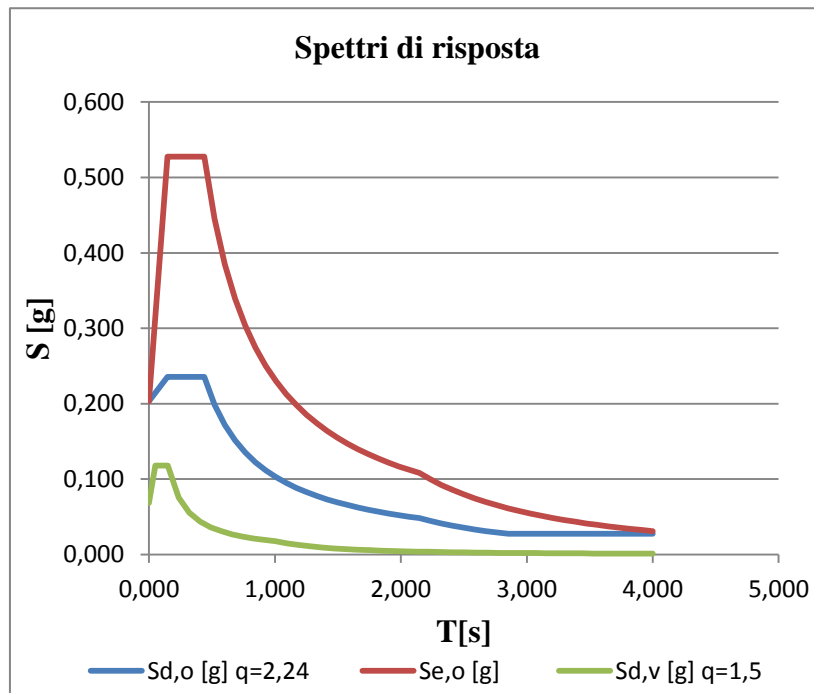


Figura III.19 : Spettri di risposta

3.1.6 Materiali

Tale aspetto non viene trattato all'interno della Tesi in quanto si vogliono fornire solo delle indicazioni sugli interventi progettuali da eseguire senza raggiungere il dettaglio che si avrebbe nella fase esecutiva del progetto.

E' doveroso ricordare tuttavia che relativamente ai materiali, le NTC 2008 nel § 8.6 specificano che: *“Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati al cap. 12.”*

3.2. Stato di fatto

A seguito del rilievo e delle indagini conoscitive effettuate è stato possibile identificare le prime vulnerabilità dell'edificio. L'osservazione e l'interpretazione dello stato di fatto sono indispensabili per poter formulare una prima analisi sul livello di sicurezza della struttura e poter inoltre eliminare dal modello globale eventuali elementi non resistenti.

3.2.1 Piano terra

Al piano terra, è possibile notare la presenza di numerose nicchie, ricavate principalmente per l'inserimento dei contatori delle varie utenze (acqua, luce, gas). Per la creazione di tali nicchie è stata interrotta la continuità in elevazione di alcune delle pareti portanti dell'edificio, riducendo in alcuni casi lo spessore delle pareti di oltre il 50 %.



Figura III.20 : Foto delle nicchie al piano terra

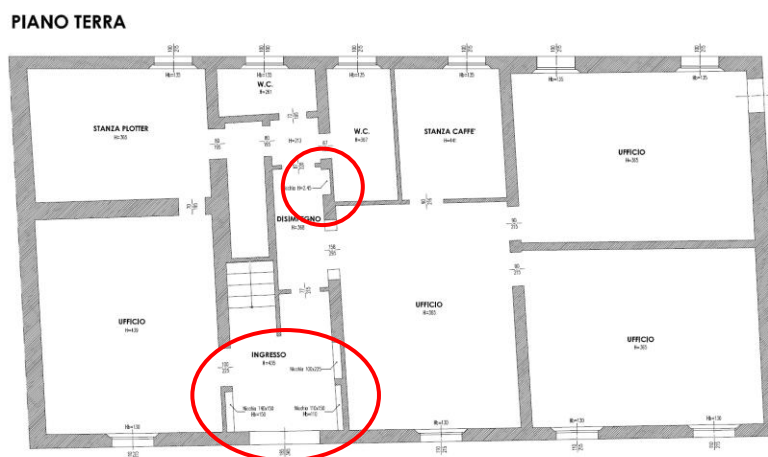


Figura III.21 : Localizzazione delle nicchie in pianta

Altro fattore di vulnerabilità risulta il solaio del primo impalcato, poiché eccessivamente deformabile nel piano. Infatti quest'ultimo non può essere considerato rigido a causa dell'assenza di una adeguata armatura a taglio e a causa dell'assenza di un cordolo che lo vincoli in maniera adeguata ai maschi murari. Per tale solaio si effettuerà in seguito una verifica a taglio, secondo quanto prescritto dalle NTC.

3.2.2 Piano primo

Al primo piano si osserva la presenza di numerosi maschi murari realizzati con mattoni ad una testa. Si opera la distinzione fra le pareti che costituiscono solo separazione fra gli ambienti e le pareti che svolgono una funzione strutturale. Nelle figure seguenti vengono evidenziate le pareti con funzioni strutturali.

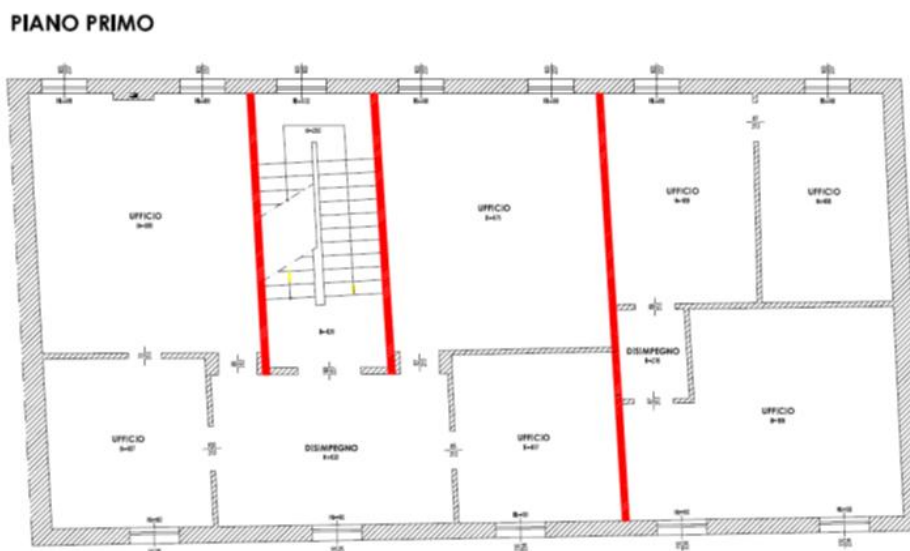


Figura III.22 : Pareti interne con funzione strutturale al piano primo

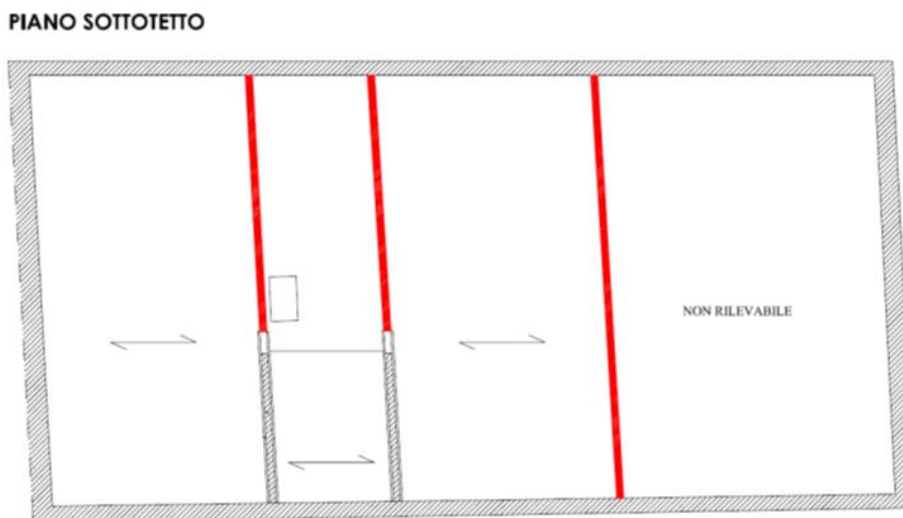


Figura III.23 : Pareti con funzione strutturale nel sottotetto

Le pareti appena individuate proseguono nel sottotetto nel quale formano timpani murari a sostegno della copertura lignea. Le NTC 2008 al §4.5.4 prescrivono per le pareti portanti una snellezza λ inferiore a 20, al fine di assicurare una adeguata sicurezza nei confronti delle azioni del secondo ordine. A seguito di verifica risulta che tale prescrizione non sia soddisfatta. Si rende quindi necessario mitigare questa vulnerabilità per conseguire un miglioramento globale della struttura.

3.2.3 Sottotetto

Il solaio di copertura è realizzato con una doppia orditura di travi lignee, pavimentazione in cotto e coppi. Le travi lignee principali hanno un passo contenuto che consente una miglior distribuzione dei pesi sui timpani murari. Dal rilievo visivo, eseguito in sito, si è osservato che non è possibile fornire una univoca datazione per le travi componenti la copertura. Esse, inoltre, presentano forme e dimensioni diverse, e sono caratterizzate anche da uno stato di degrado diffuso ed eterogeneo. In Figura III.24 : Degrado in corrispondenza dell'appoggio sul timpano murario, si può osservare il deterioramento subito dalla trave in corrispondenza dell'appoggio sul timpano murario. In alcuni punti sono presenti infiltrazioni di acqua che accelerano i fenomeni di degrado sia dell'orditura primaria che secondaria. La trave spezzata riportata in Figura III.25 : Degrado causato da un'infiltrazione d'acqua, è stata ripristinata con una trave posta in adiacenza; tuttavia il fenomeno dell'infiltrazione d'acqua continua a persistere ed a rappresentare una forte causa di ammaloramento degli elementi lignei..

Si precisa che solo parte del sottotetto è ispezionabile quindi durante il sopralluogo non è stato possibile constatare le condizioni della restante parte del sottotetto. Di conseguenza l'indagine non è da considerarsi completa.



Figura III.24 : Degrado in corrispondenza dell'appoggio sul timpano murario



Figura III.25 : Degrado causato da un'infiltrazione d'acqua

Per poter dare una classificazione della reale resistenza degli elementi si è svolta un'analisi mediante Resistograph (Figura III.26: Indagini eseguite con il Resistograph), atta a individuare la presenza dell'attacco di funghi o insetti soprattutto nella parte interna delle travi.

L'interpretazione dei risultati del Resistograph non è semplice. Ciò dipende dal carattere locale dell'analisi e dalla capacità dello strumento di restituire un valore assoluto della resistenza meccanica del legno. Inoltre, la validità di una campagna diagnostica in cui si fa uso di questo strumento è legata all'estensione del campo di prove e al numero di prove eseguite.

E' comunque consigliabile non far fede solo al Resistograph come unico strumento di misurazione. Infatti i risultati ottenuti, riportati nel successivo sottoparagrafo (§ 3.2.3.1), vanno valutati in relazione ad altri parametri quali: aspetto esteriore del materiale (consistenza, colorazione, presenza di nodi, ecc.), contenuto di umidità e risposta ad altre analisi eventualmente condotte. In conclusione il Resistograph può essere considerato un valido aiuto per l'analisi degli elementi lignei in particolar modo per la parte interna dell'elemento.



Figura III.26: Indagini eseguite con il Resistograph

Sopra il disimpegno presente al piano primo i timpani murari che sorreggono l'orditura primaria della copertura appoggiano su travi lignee come in Figura III.27 : Timpano murario appoggiati su trave lignea. Lo schema strutturale così realizzato per consentire la presenza del disimpegno presenta alcune criticità. Si osserva in Figura III.28 : Lesione nei timpani murari come una frattura si sia originata in corrispondenza dell'appoggio delle travi lignee probabilmente dovuto ad una rotazione in corrispondenza dell'appoggio. Al piano primo si osservano delle lesioni, Figura III.29: Foto delle lesioni nel disimpegno al primo piano e, che indicano il distacco della parete fronte strada dalle pareti ortogonali. L'insieme di queste considerazioni conduce ad osservare che lo schema strutturale così creato ha esercitato, e non si esclude che continui a farlo, una azione spingente sul maschio murario

fronte strada. Inoltre l'eccessiva deformabilità delle travi, dovuta anche a fenomeni di degrado che ne hanno ridotto la sezione resistente, ha originato le fratture nei timpani di muratura.



Figura III.27 : Timpano murario appoggiati su trave lignea



Figura III.28 : Lesione nei timpani murari



Figura III.29: Foto delle lesioni nel disimpegno al primo piano e relativa localizzazione in pianta

3.2.3.1 Risultati resistograph e individuazione delle travi analizzate

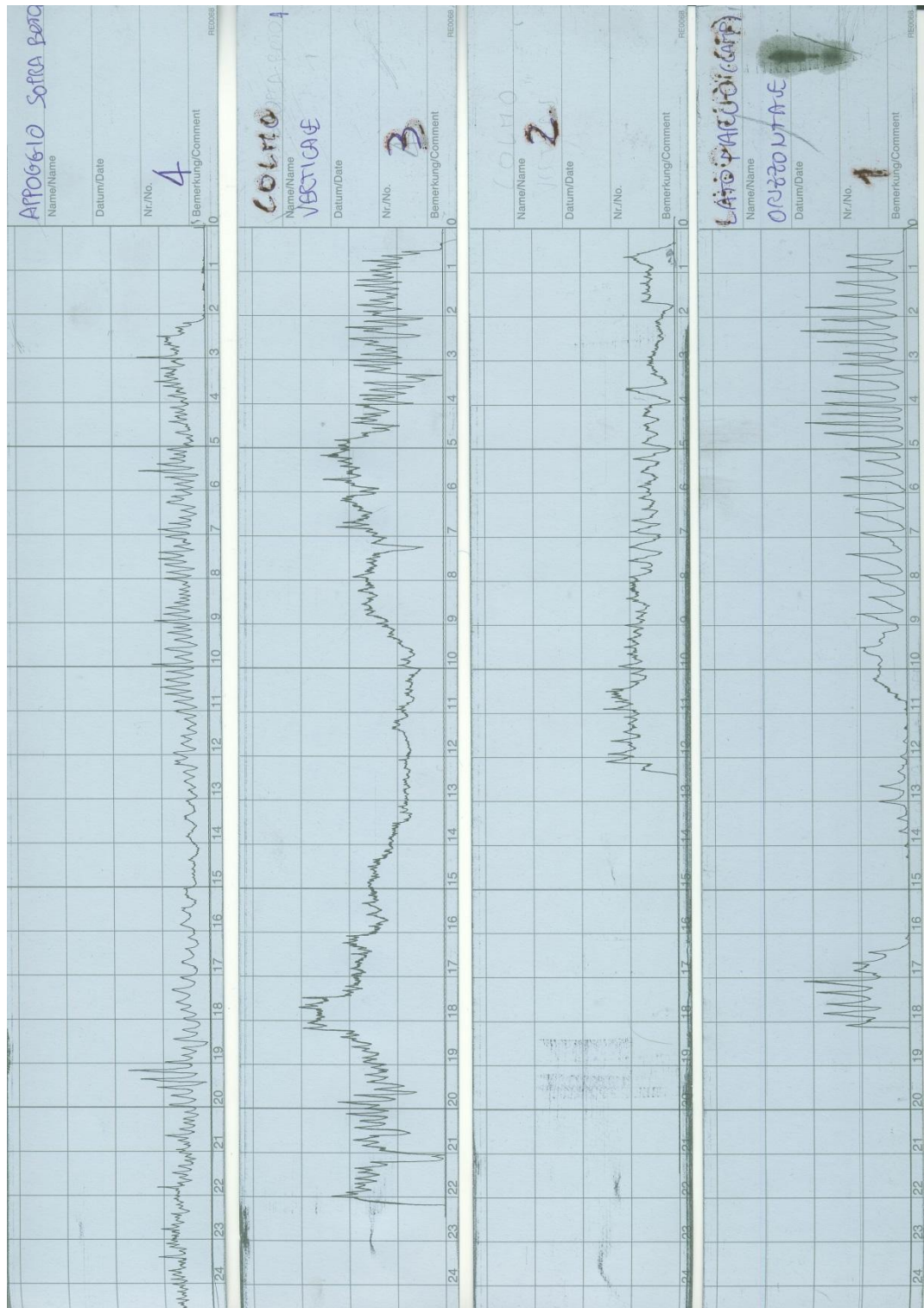


Figura III.30 : Risultati resistograph - Fori 1,2,3,4

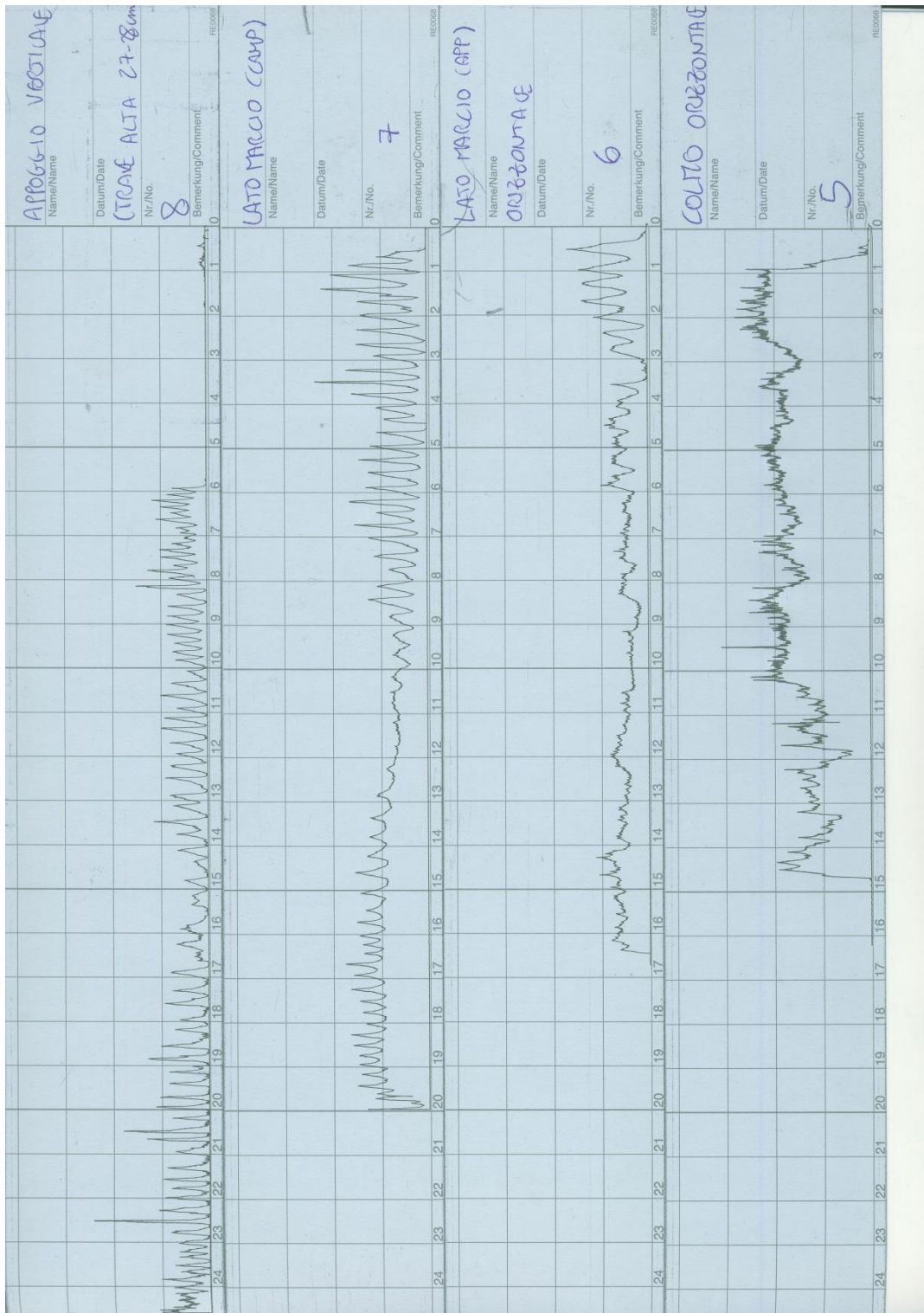


Figura III.31 : Risultati resistograph - Fori 5,6,7,8



Figura III.32 : Travi sottotetto - Fori 1,6,7



Figura III.33 : Travi sottotetto - Fori 2,8



Figura III.34 : Travi sottotetto - Foro 3



Figura III.35 : Travi sottotetto - Fori 3,5



Figura III.36 Travi sottotetto - Foro 4

3.3 Analisi globale (stato di fatto)

Le verifiche ai diversi stati limite sono state realizzate mediante analisi statica non lineare (“push-over”). Per l’analisi push-over del palazzo si è fatto ricorso al codice di calcolo, di comprovata validità, 3Muri versione 5.0.315 distribuito da S.T.A. DATA di Torino. L’affidabilità del suddetto software nell’ambito delle analisi sismiche di edifici in muratura è stata ampiamente testata da S.T.A. DATA sia confrontando i risultati di casi di studio con metodi tradizionali (es. POR) sia con casi reali; la documentazione inerente l’affidabilità è scaricabile dal sito <http://www.satadata.com>.

Il software 3Muri risulta particolarmente indicato nel caso in esame ove la struttura è completamente in muratura portante.

3.3.1 Modellazione

L’edificio è parte di un aggregato edilizio; in particolare esso risulta essere una unità strutturale (US) d’angolo. In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati.

La norma nel paragrafo 8.7.1 afferma che :” ***L’analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l’analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell’edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all’effetto dell’azione sismica. Con l’esclusione di unità strutturali d’angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l’analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell’ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell’azione sismica. Nel caso invece di US d’angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purchè si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell’azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti***”

L’analisi globale dell’edificio è stata quindi effettuata realizzando tre differenti modelli che simulassero il comportamento della struttura, al variare della direzione del sisma, considerando che l’edificio risulta vincolato sul lato ovest, dove ha un muro in condivisione con la struttura adiacente. I primi due modelli servono a valutare la risposta dell’edificio nei confronti della traslazione nelle due direzioni, x e y; il terzo modello serve invece a valutare la risposta nei confronti degli effetti

torsionali. Si ricorda comunque che i risultati ottenuti, hanno un valore puramente *convenzionale*, essendo l'edificio parte di un aggregato edilizio.

Vista la disposizione e visti gli assi assunti all'interno dei modelli, si potrebbe fare a meno di un'analisi parallela al fronte strada (direzione x^+ / x^-), poiché si suppone che gli edifici dell'aggregato possano aiutare la struttura a sostenere l'azione del sisma in quella direzione. È invece necessario applicare il sisma in direzione y^+ / y^- , ortogonale al fronte strada. Per tale direzione, si utilizzeranno due modelli; nel primo si considera il muro di confine come muro terminale della casa, questa analisi peggiora il comportamento in direzione y , è pertanto a favore di sicurezza. L'altro modello sarà utilizzato per tener conto in maniera potenziale del momento torcente, maggiorando le pareti di confine, per far sì che il centro di rigidità di piano sia il più possibile eccentrico.

In ogni caso negli aggregati vanno effettuate tutte le verifiche locali, in particolare rispetto ai ribaltamenti fuori dal piano, poiché riguardo agli effetti locali nulla cambia tra un edificio in aggregato e uno isolato.

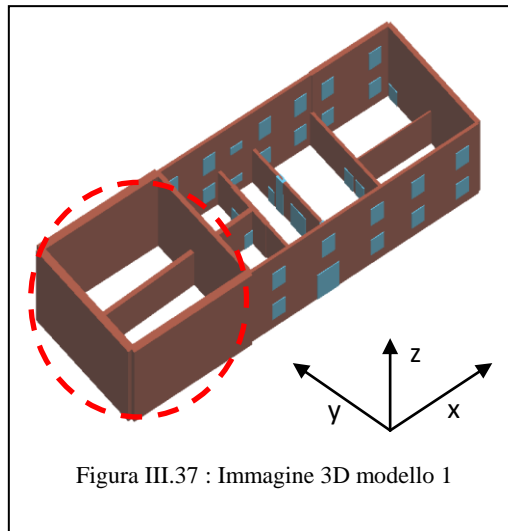
Per studiare i possibili meccanismi che portano al collasso la struttura si procederà quindi in seguito, con specifiche verifiche relative ai meccanismi locali, mediante analisi cinematica lineare come prescritto all'interno della Circolare n.617 nel paragrafo C8A.4.1.

La modellazione è stata realizzata mediante l'inserimento di pareti discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili. Per la geometria degli elementi strutturali si è fatto riferimento principalmente agli elaborati di progetto depositati.

Le quote di solaio sono le medesime per l'intero corpo di fabbrica.

3.3.1.1 Modello 1

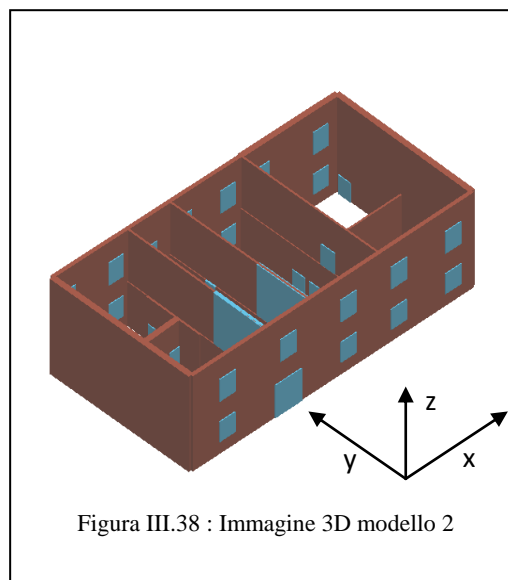
All'interno del primo modello, necessario all'individuazione del meccanismo globale in direzione x , la struttura non è stata modellata come se fosse isolata, ma all'edificio esistente è stata aggiunta una "scatola muraria" (evidenziata in rosso in Figura III.37 : Immagine 3D modello 1) caratterizzata da una muratura avente le stesse caratteristiche del fabbricato in esame (Muratura Mentana 3), ma dotata di uno spessore molto elevato (60 cm) al fine di simulare la rigidità offerta dall'edificio contiguo a quello studiato.



MODELLO 1: TRASLAZIONE
IN DIREZIONE X

3.3.2.2 Modello 2

Il secondo modello è quello relativo al comportamento globale dell'edificio nei confronti della traslazione in direzione y. Questa volta l'edificio è stato modellato come se fosse un edificio isolato, senza l'aggiunta di ulteriori elementi, poiché nella direzione considerata l'edificio adiacente a quello in esame non offre dei vincoli alla traslazione.

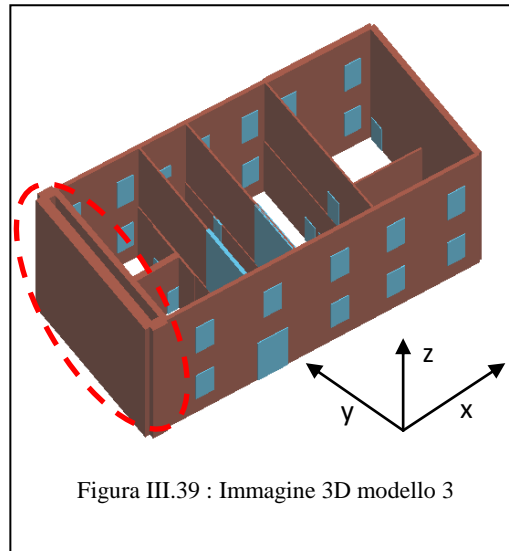


MODELLO 2: TRASLAZIONE
IN DIREZIONE Y

3.3.2.3 Modello 3

Nell'ultimo modello, si è cercato di individuare il meccanismo globale della struttura causato dagli effetti torsionali, che non possono essere trascurati, in quanto come detto in precedenza l'edificio in esame è una unità strutturale d'angolo. La scatola muraria affiancata all'edificio (evidenziata in

rosso in Figura III.38 : Immagine 3D modello 2) è realizzata con una muratura che presenta le stesse caratteristiche geometriche e di resistenza della scatola muraria inserita all'interno del **modello 1**. Tuttavia il suo sviluppo in direzione x è stato notevolmente ridotto al fine di creare un elemento molto rigido in corrispondenza del muro in condivisione tra l'edificio in esame e quello adiacente.



MODELLO 3: TORSIONE

3.3.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Nel modello sono state utilizzate tre tipologie di muratura, che differiscono per la scelta dei parametri migliorativi utilizzati, ma non per la tipologia del materiale, muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Nome	Parametri migliorativi	Valore coefficiente	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	τ [N/cm ²]	f_m [N/cm ²]
Muratura Mentana 3	Connessione trasversale	1.3	1500	500	5.77	231.11
Muratura pareti primo piano	Nessuno	/	1500	500	4.44	177.78
Muratura intonaco armato	Intonaco Armato	1.5	2250	750	6.66	266.67

Tabella III.4 : Tipologie di muratura utilizzate all'interno della modellazione e relativi parametri meccanici

La prima tipologia è stata utilizzata per tutte le pareti dell'edificio ad eccezione delle pareti interne del primo piano per le quali è stata adottata la seconda tipologia nelle analisi relative allo stato di fatto e la terza tipologia nelle analisi relative allo stato di progetto.

I parametri a cui si farà riferimento per un confronto qualitativo dei risultati ottenuti dalle singole analisi sono principalmente 3:

1) α_U , indica il rapporto tra le accelerazioni a_{SLV} e $a_{g,SLV}$, dove a_{SLV} è l'accelerazione al suolo che porta il manufatto al raggiungimento dello SLV, mentre $a_{g,SLV}$ è l'accelerazione al suolo corrispondente al periodo di ritorno di riferimento.

2) T_R : ovvero il tempo di ritorno per il quale si ha il raggiungimento dello SLV

3) T_{INT} : definisce il periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, e risulta strettamente legato al concetto di vita nominale restante.

Si cercherà di ottenere attraverso gli interventi proposti, qualora non siano già stati raggiunti, i seguenti valori per i parametri precedentemente indicati:

$$\boxed{\begin{array}{l} \alpha_U \geq 0.6 \\ T_{INT} \geq 30 \text{ anni} \end{array}} \quad (3.5)$$

3.3.3 Criteri di verifica

Le verifiche richieste consistono nel confronto tra la *curva di capacità* per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento. La curva di capacità è individuata mediante il tradizionale diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni dalle NTC 2008 § 7.3.4.1, le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

a) Distribuzione di forze proporzionale alle masse: $F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$

b) Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola in corrispondenza di tale valore lo spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo

valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto *nodo di controllo*.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti e sarà tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa. La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

Secondo le indicazioni fornite dalla normativa si deve eseguire la seguente verifica:

- *Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV)*; occorre confrontare che la richiesta di spostamento (o spostamento massimo) sia minore della capacità della struttura (o spostamento ultimo):

$$d_{max} \leq d_u \quad (3.6)$$

Dove:

d_{max} La domanda in spostamento assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo

d_u Valore dello spostamento valutato in corrispondenza ad un valore del taglio alla base pari allo 0,85 di quello massimo.

$q^* < 3$ rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

3.3.4 Risultati

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle analisi di push-over effettuate con 3Muri per i tre differenti modelli.

3.3.4.1 Modello 1 (*traslazione in direzione x*)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione x.

Come richiesto dalla normativa vigente, le condizioni di carico sono di due tipi:

- a) distribuzione di forze proporzionale alle masse;

b) distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

Come è possibile notare dalla Figura III.40 : Risultati analisi di push-over modello 1, tutte le analisi relative allo SLV, ad eccezione dell'analisi n.ro 15 sono soddisfatte. Diverse analisi non risultano invece soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO, analisi 1, 2, 9, 10 e 12.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	8,82	321,07	0,492	3,03	2,99	2,24	2,56	6,092	0,987
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	9,51	235,23	0,519	3,27	2,58	2,42	2,58	5,778	0,788
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,57	0,71	0,913	0,19	0,71	0,15	0,71	1,161	3,451
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,74	0,85	1,043	0,24	0,85	0,19	0,85	1,072	3,182
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	50,0	8,51	57,79	0,485	2,93	3,36	2,17	1,35	6,180	1,149
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-50,0	7,18	280,72	0,645	2,47	2,71	1,83	1,53	4,648	1,097
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	50,0	9,92	245,90	0,474	3,41	4,12	2,52	4,30	6,335	1,209
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-50,0	7,97	240,11	0,656	2,74	1,93	2,03	1,93	4,571	0,703
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	50,0	0,58	0,59	1,061	0,18	0,59	0,15	0,59	1,003	2,981
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-50,0	0,56	0,97	0,981	0,19	0,89	0,15	0,89	1,321	3,726
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	50,0	1,01	0,79	1,323	0,27	0,44	0,22	0,33	0,870	1,609
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-50,0	0,74	1,27	1,034	0,24	1,21	0,19	1,21	1,351	3,877

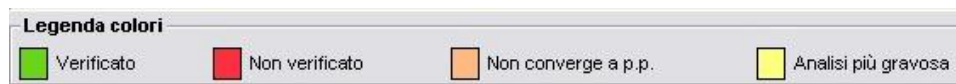


Figura III.40 : Risultati analisi di push-over modello 1

Analisi di push-over n.ro 15 – Sisma direzione X-, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa tra quelle studiate, analisi n.ro 15.

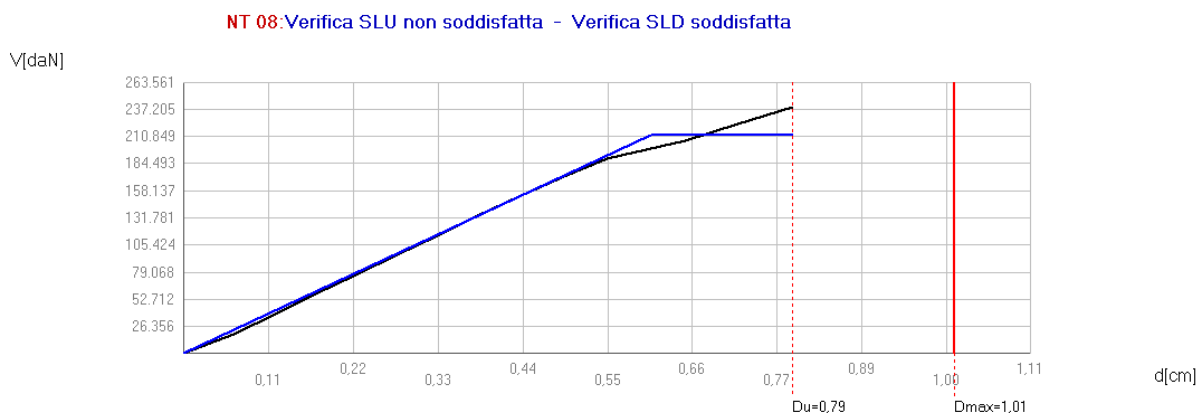


Figura III.41 : Curva di push-over analisi n.ro 15, modello 1

Come è possibile notare dalle mappe di colore, relative all'ultimo step dell'analisi, il collasso della struttura avviene per rottura a pressoflessione (più diffusa) e a taglio dei setti murari della facciata posteriore dell'edificio.

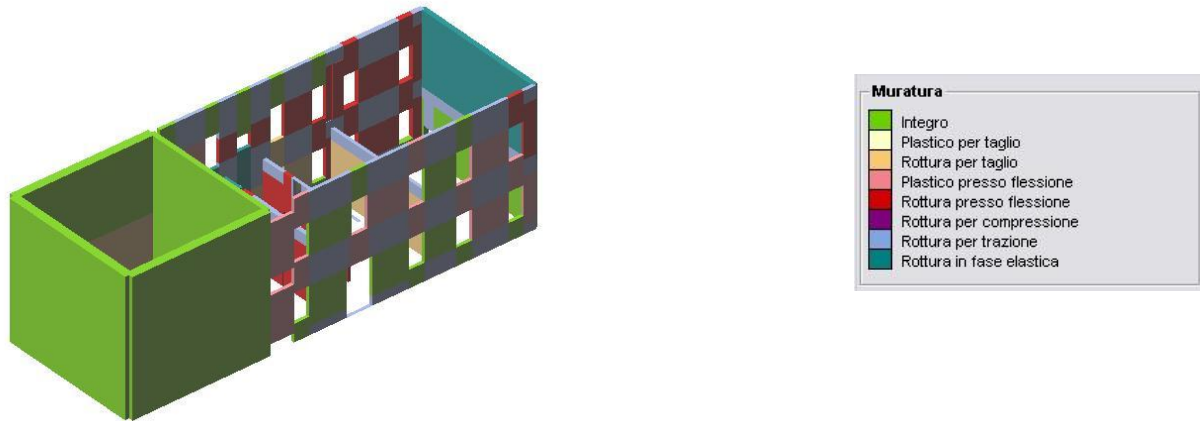


Figura III.42: Analisi globale modello 1 (fronte strada) e mappa di colori

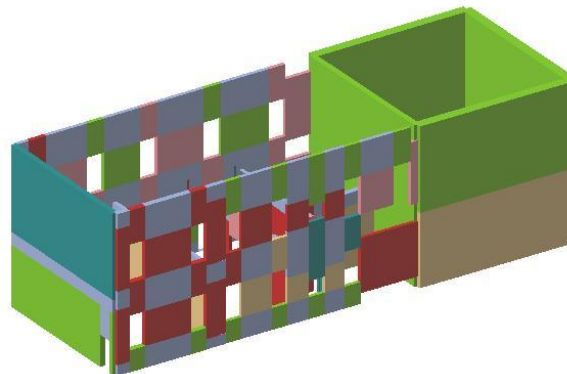


Figura III.43 : Immagine analisi globale modello 1 (retro)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0.870$$

$$T_R = 343 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 36.02 \text{ anni}$$

Già nell'analisi relativa allo stato di fatto del fabbricato i valori di α_U e di T_{INT} , superano abbondantemente i valori prefissati, rispettivamente 0,6 e 30 anni. Va tuttavia ricordato che i risultati delle analisi globali, come già detto in precedenza, assumono un valore per lo più convenzionale nel caso di edifici in aggregato.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 Dmax 1,01 [cm] > Du 0,79 [cm]
 q* 1,32 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 Dmax 0,27 [cm] <= Dd 0,44 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 31 e 32 al livello 1

NT 08 - Verifica SLO
 Dmax 0,22 [cm] <= Do 0,33 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	343	475	0,722	1,13	1,30	0,870
SLD	127	50	2,540	0,72	0,45	1,609
SLO	75	30	2,500	0,54	0,36	1,500

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,219 [s] Duttilità disponibile 1,30
 m* 422.713,86 [kg] Γ 1,32
 w 831.376,66 [kg] F*y 160.651 [daN]
 d*y 0,46 [cm]
 d*u 0,60 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1° modo di vibrare
 Direzione sisma - Ux
 Nodo controllo 12
 Media nodi di livello 2
 Eccentricità 49,9506988525391
 Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

Nome VIA MENTANA 3 DIR X
 Pareti 9
 Livelli 2
 Nodi 3D 36
 Nodi 2D 41
 Materiali 2
 Elementi 96
 Travi 0
 Pilastrini 0
 Vincoli 28
 Setti travi 0
 Setti pareti 0

OK

Figura III.44 : Verifiche modello 1

3.3.4.2 Modello 2 (traslazione in direzione y)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione y.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,17	333,49	1,861	0,67	11,25	0,55	11,25	1,612	4,795
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,30	1,91	3,531	0,72	1,91	0,57	1,91	0,837	2,454
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,45	2,30	1,614	0,41	2,30	0,33	2,30	1,467	4,309
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,76	5,70	1,958	0,50	1,59	0,41	1,59	1,532	2,706
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	99,4	1,90	782,14	1,728	0,57	9,82	0,46	9,82	1,736	5,164
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-99,4	2,28	12,22	1,789	0,73	10,69	0,59	10,69	1,677	4,989
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	99,4	2,04	803,26	2,667	0,59	10,61	0,48	10,61	1,125	3,346
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-99,4	3,00	11,15	2,729	1,03	9,13	0,76	9,13	1,099	3,198
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	99,4	1,43	2,11	1,730	0,39	2,11	0,32	2,11	1,382	4,059
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-99,4	1,59	8,45	1,948	0,44	9,43	0,35	9,43	1,540	4,580
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	99,4	2,04	4,04	1,806	0,63	4,04	0,51	4,04	1,661	4,941
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-99,4	1,95	4,12	1,857	0,59	1,00	0,48	1,00	1,615	1,676

Figura III.45 : Risultati analisi di push-over modello 2

Anche in questo caso tutte le analisi nei confronti dello SLV risultano soddisfatte ad eccezione di un'unica analisi, in questo caso l'analisi n.ro 6. A differenza del modello precedente risultano tuttavia verificate tutte le analisi nei confronti degli SLD e SLO.

Analisi di push-over n.ro 6 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa tra quelle studiate, analisi n.ro 6.

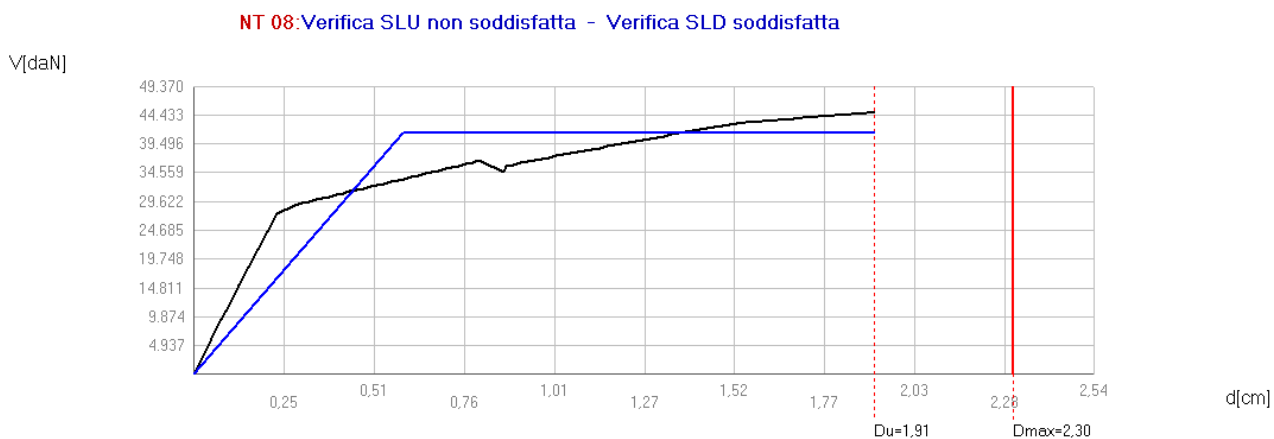


Figura III.46 : Curva di push-over analisi n.ro 6

In questo caso il collasso avviene quando si verifica la rottura a pressoflessione di una delle pareti snelle del primo piano. Una larga parte dei maschi murari dell'edificio resta integro (elementi in verde) a differenza di quanto visto nella precedente analisi.

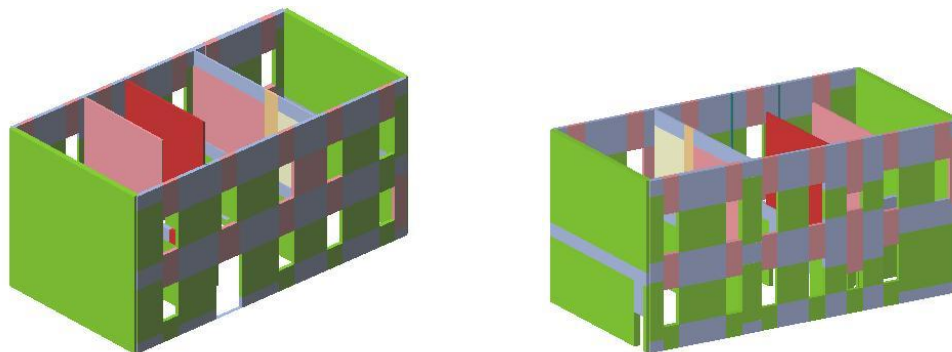


Figura III.47 : Analisi globale modello 2 (fronte strada e retro)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,837$$

$$T_R = 319 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 34,49 \text{ anni}$$

Anche in questo caso i valori dei parametri ricavati dall'analisi superano i valori di riferimento proposti.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
Dmax 2,30 [cm] > Du 1,91 [cm]
q* 3,53 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
Dmax 0,72 [cm] <= Dd 1,91 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO
Dmax 0,57 [cm] <= Do 1,91 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	319	475	0,672	1,09	1,30	0,837
SLD	319	50	6,380	1,10	0,45	2,454
SLO	319	30	10,633	1,12	0,36	3,112

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,381 [s] Duttilità disponibile 3,26
m* 259.007,53 [kg] Γ 1,12
w 501.188,04 [kg] F*y 36.888 [daN]
d*y 0,52 [cm]
d*u 1,71 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico 1° modo di vibrare
Direzione sisma +Uy
Nodo controllo 21
Media nodi di livello 2
Eccentricità 0
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

VIA MENTANA 3 DIR Y TRASLAZIONE

Pareti 8
Livelli 2
Nodi 3D 34
Nodi 2D 28
Materiali 3
Elementi 93
Travi 0
Pilastri 0
Vincoli 23
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK

Figura III.48 : Verifiche modello 2

3.3.4.3 Modello 3 (torsione)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione y.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,68	2,53	1,957	0,48	1,64	0,39	1,64	1,443	2,890
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,11	2,74	3,204	0,64	1,52	0,51	1,52	0,936	2,160
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,38	1,99	1,692	0,38	1,17	0,31	1,17	1,358	2,599
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,15	2,28	1,740	0,69	1,42	0,56	1,42	1,055	2,026
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	103,7	1,58	2,10	1,883	0,45	1,83	0,36	1,83	1,277	3,328
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-103,7	1,75	2,93	1,927	0,51	1,46	0,41	1,46	1,557	2,529
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	103,7	1,96	2,62	3,296	0,58	1,56	0,46	1,56	0,910	2,364
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-103,7	2,20	1,55	2,718	0,68	1,45	0,55	1,45	0,719	1,984
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	103,7	1,42	1,90	1,805	0,39	1,19	0,32	1,19	1,279	2,573
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-103,7	1,38	2,13	1,555	0,40	1,14	0,32	1,14	1,425	2,542
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	103,7	1,61	2,24	1,987	0,45	1,46	0,37	1,46	1,337	2,723
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-103,7	2,03	2,17	1,633	0,64	1,43	0,52	1,43	1,062	2,170

Figura III.49 : Risultati analisi di push-over modello 3

Le analisi non soddisfatte nei confronti dello SLV sono 3 e la più gravosa risulta essere l'analisi n.ro 20, mentre tutte le analisi risultano soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO.

Analisi di push-over n.ro 20 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa tra quelle studiate, analisi n.ro 20.

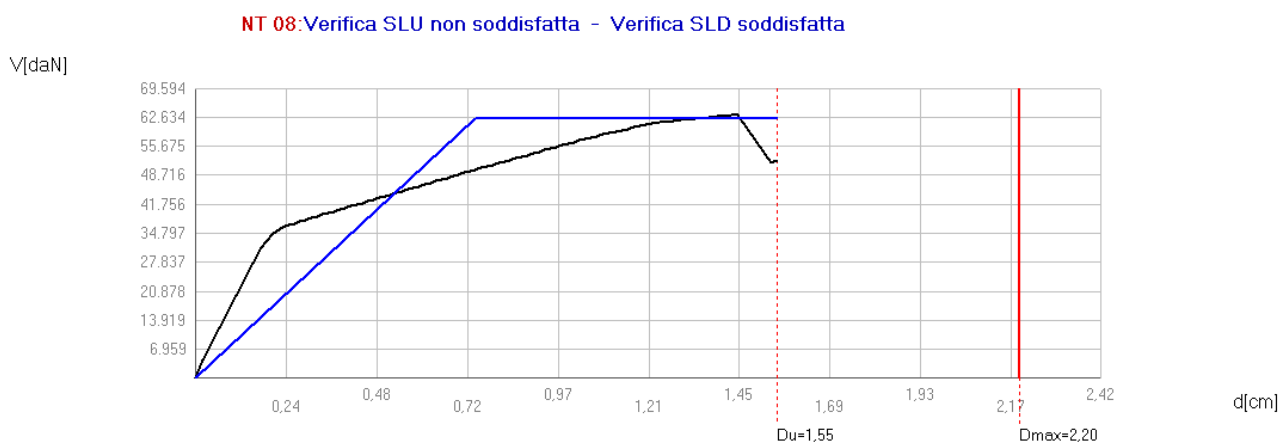


Figura III.50: Curva di push-over analisi n.ro 20

Il collasso avviene per rottura a pressoflessione di due delle pareti snelle del primo piano. Come nella precedente analisi gran parte degli elementi dell'edificio risulta integro quando questo raggiunge il collasso.

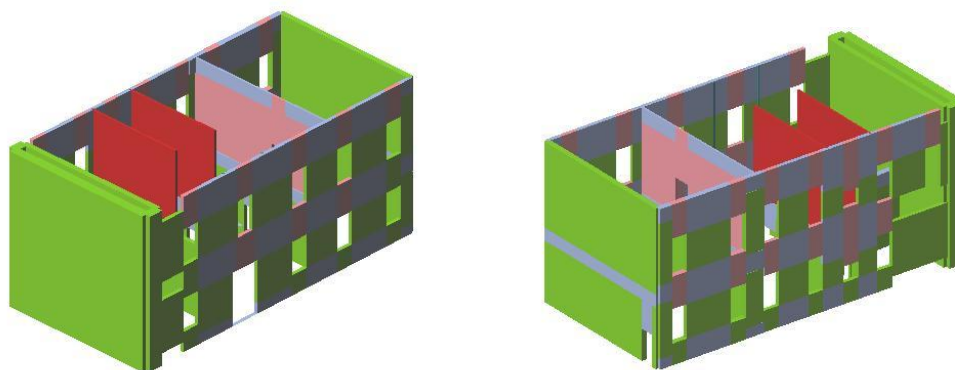


Figura III.51 : Analisi globale modello 3 (fronte strada e retro)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,719$$

$$T_R = 225 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 23.63 \text{ anni}$$

In questo caso il tempo di intervento calcolato risulta inferiore al valore di riferimento (30 anni), mentre α_U anche questa volta supera abbondantemente il valore prefissato (0,6).

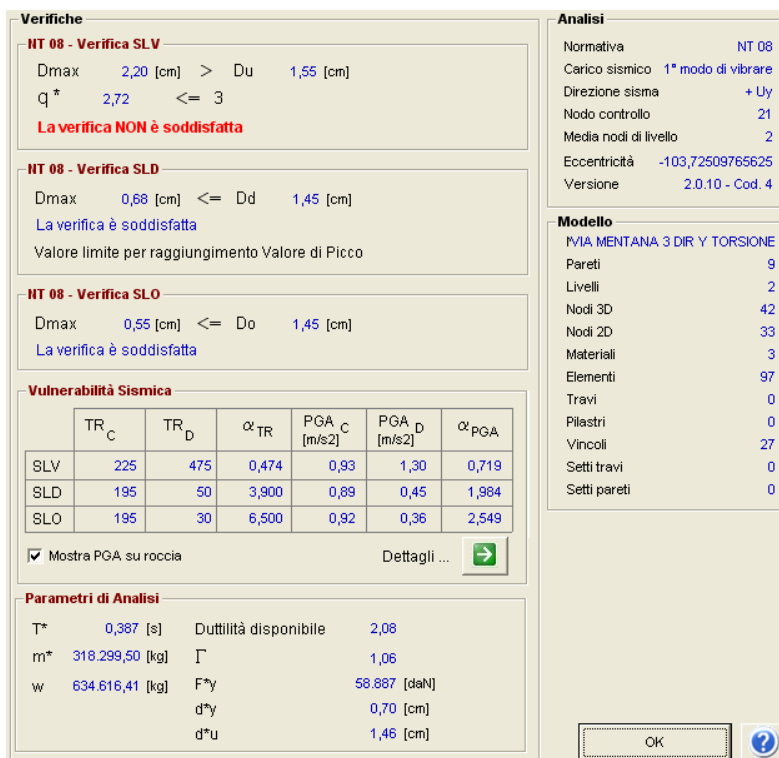


Figura III.52 : Verifiche modello 3

3.3.5 Verifica ai carichi verticali

Maggiore importanza e attendibilità può invece assumere una analisi relativa ai carichi verticali. L'edificio infatti come già precisato all'interno della seguente tesi, presenta al primo piano delle pareti ad una testa che non rispettano il limite imposto dalla normativa relativamente alla snellezza. Da quanto detto è possibile affermare che tali pareti sono inadeguate non solo per quanto riguarda i carichi orizzontali, ma anche quelli verticali. Si riporta di seguito il risultato dell'analisi relativa ai carichi verticali del modello 2.

N.B. La scelta del modello, tra i tre proposti, risulta irrilevante, in quanto le condizioni di carico non cambiano.

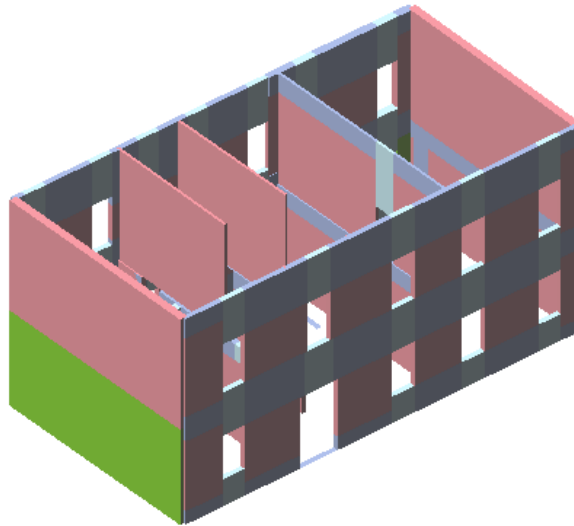


Figura III.53 : Modello 2, analisi ai carichi verticali

Nell'immagine proposta (Figura III.53 : Modello 2, analisi ai carichi verticali) vengono evidenziati in rosa gli elementi che non soddisfano le verifiche rispetto ai carichi verticali, mentre gli elementi in verde sono quelli che superano tale verifica. Come è possibile notare tutti le pareti del primo piano a causa del loro esiguo spessore (per le pareti interne si arriva a uno spessore di appena 12 cm) e della loro elevata altezza (circa 5 metri) non superano la verifica. L'inadeguatezza del fabbricato nei confronti dei carichi verticali è molto elevata e risulta necessario intervenire come proposto in seguito nel paragrafo 5.

Si ricorda che in caso di miglioramento dell'edificio, occorre che le strutture siano adeguate nei confronti dei carichi verticali. Si fa presente che non si hanno sufficienti notizie sul solaio del primo impalcato e si ritiene estremamente probabile che questo non superi la verifica a taglio. In tal caso occorrerebbe procedere all'adeguamento di esso.

Si effettua il calcolo dell'armatura minima che dovrebbe essere predisposta all'interno del solaio affinché avvenga il superamento della verifica a taglio proposta dalle NTC

3.3.5.1 Verifica a taglio del solaio del primo impalcato

Nota l'orditura dei solai si determinano le campate maggiormente sollecitate (in base alle luci di calcolo, e allo schema strutturale più gravoso, essendo il carico il medesimo per tutti i solai), con i relativi valori del momento flettente e del taglio.



Figura III.54 : Pianta piano terra con orditura dei solai e individuazione delle campate maggiormente sollecitate

Come è possibile notare dalla Figura III.54 : Pianta piano terra con orditura dei solai e individuazione delle campate maggiormente sollecitate campate con le luci maggiori sono quelle evidenziate. Per tali solai si adotta il seguente schema strutturale.

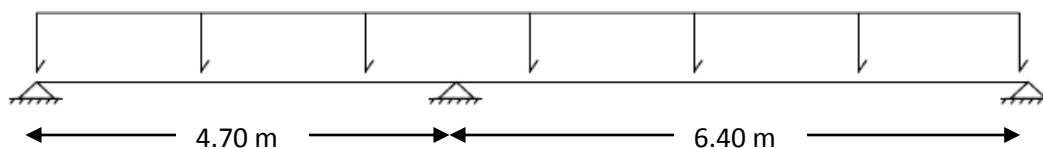


Figura III.55: schema statico adottato per i solai

Per l'analisi dei carichi si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.1.5 della tesi.

CARICHI PERMANENTI (G_1)	3.28 KN/m ²
CARICHI ACCIDENTALI (Q_{k1})	3 KN/m ²

La combinazione di carico da adottare in accordo con le NTC 2008 § 2.5.3, è quella relativa allo SLU, relazione 2.5.1:

$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 1.5 \cdot 3.28 + 1.5 \cdot 3 = 9.42 \text{ KN/m}^2$$

È ora possibile calcolare il valore del carico Q da utilizzare nello schema strutturale proposto.

$$Q = F_d \cdot i = 9.42 \cdot 1 = 9.42 \text{ KN/m}$$

Dove $i = 1 \text{ m}$, rappresenta l'interasse tra due file successive di barre di armatura longitudinale

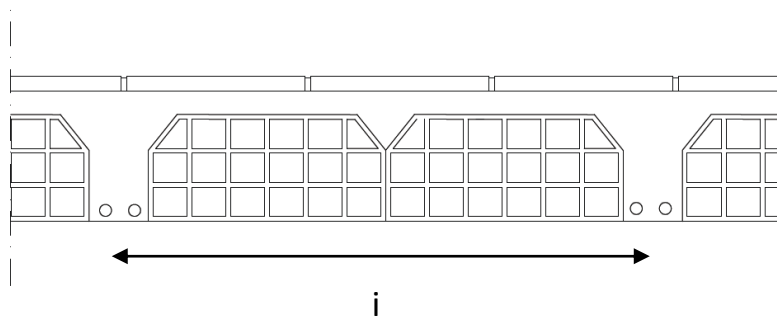


Figura III.56: interasse tra due file successive di barre longitudinali per il solaio analizzato

Si procede al calcolo delle sollecitazioni determinando i valori massimi del momento flettente e del taglio.

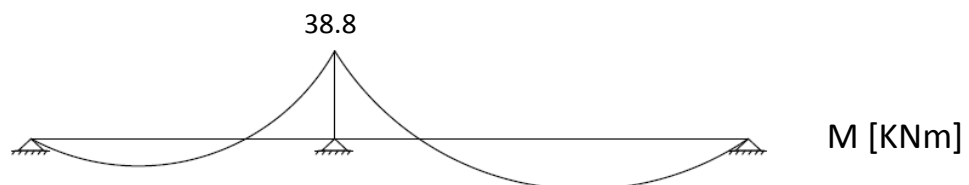


Figura III.57: diagramma del momento flettente

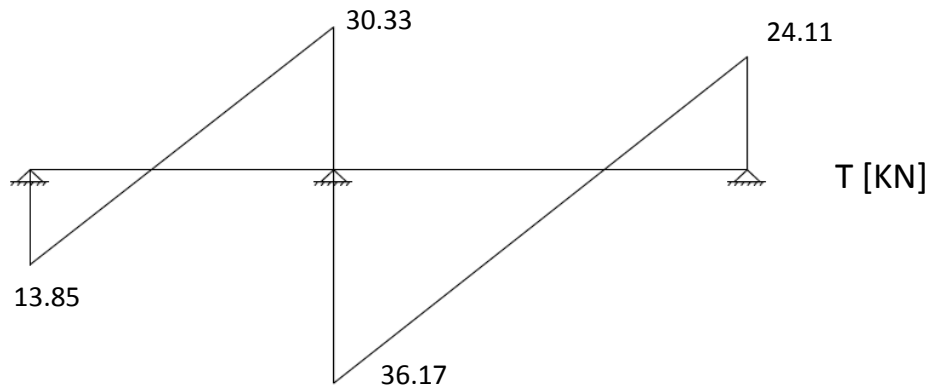


Figura III.58: diagramma del taglio

$$M_{max} = 38.8 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = 36.17 \text{ kN}$$

Note le sollecitazioni è possibile procedere alla verifica, secondo quanto prescritto nel § 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008, “Verifica di elementi senza armatura resistente a taglio”

La verifica da soddisfare è la seguente:

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad (3.7)$$

Dove $V_{Ed} = T_{max} = 36.17 \text{ KN}$

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \quad (3.8)$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa (cls 25/30)}$$

$$d = 200 \text{ mm (altezza utile)}$$

$$b_w = 120 \text{ mm (larghezza base travetto)}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{0.5} = 1 + \left(\frac{200}{200}\right)^{0.5} = 2 \leq 2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = 0 \text{ (tensione di compressione media della sezione di cls, posta pari a 0 in favore di sicurezza)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad (3.9)$$

Si impone $V_{Rd} = V_{Ed}$, e si isola dall'equazione il termine ρ_1 , dal quale è poi possibile ricavare il quantitativo minimo di armatura longitudinale da disporre per il superamento della verifica (A_{sl})

$$\rho_1 = \left(\frac{\gamma_c \cdot V_{Ed}}{0.18 \cdot k \cdot d \cdot b_w \cdot (100 \cdot f_{ck})^{1/3}} \right)^3 = \left(\frac{1.5 \cdot 36170}{0.18 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 120 \cdot (100 \cdot 25)^{1/3}} \right)^3 = 0.107$$

$$A_{sl} = \rho_1 \cdot b_w \cdot d = 0.107 \cdot 200 \cdot 120 = 3.09 \text{ cm}^2$$

Un possibile esempio di disposizione di armatura longitudinale che soddisfa la verifica è rappresentato da due barre $\phi 12$ disposte inferiormente e una barra $\phi 12$ superiore.

$$A_{sl} = 3 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

3.4 Analisi locali (stato di fatto)

Negli edifici esistenti in muratura, §8.7.1 delle NTC 2008, soggetti ad azioni sismiche si possono manifestare meccanismi locali oltre ai meccanismi globali. Per l'analisi dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto anche della resistenza a compressione. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura q) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'Appendice C.8.A della Circolare 2009 riporta in dettaglio i metodi da applicarsi per la verifica dei meccanismi locali al punto C.8.A.4. Negli edifici esistenti spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni di murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie per azioni perpendicolari al loro piano (detti di *primo modo*), o per azioni nel piano (detti di *secondo modo*). Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori dal piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre è indispensabile tener presente la qualità delle connessioni tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di incatenamenti, le iterazioni con gli elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo il metodo si articola nei seguenti passi:

- 1) Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile, attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- 2) Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;

3) **Analisi cinematica lineare**: verifica di sicurezza attraverso la valutazione del rapporto tra accelerazione richiesta da normativa e accelerazione di attivazione del meccanismo;

4) **Analisi cinematica non lineare**: valutazione della capacità di spostamento (duttilità geometrica) del pannello.

3.4.1 Analisi cinematica lineare

L'analisi cinematica lineare permette di ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno. Le ipotesi assunte sul comportamento della muratura sono:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Resistenza a compressione finita della muratura;

Nello studio dei cinematismi si considera la presenza dell'azione sismica come forza statica equivalente data dal prodotto della massa della parete per l'accelerazione sismica, ipotizzata costante lungo l'altezza della parete. A contrastare tale azione instabilizzante si considera un momento di segno opposto generato dalla forza peso della parete e dei carichi verticali che su di essa gravano. Si determina quindi il coefficiente moltiplicativo dei pesi per cui si ha l'attivazione del meccanismo, ovvero il coefficiente λ_0 , attraverso l'imposizione delle condizioni di equilibrio del corpo alla rotazione.

Come riportato nella *Circolare al Paragrafo C8A.4.2.2* la massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = \frac{(V \cdot \delta_{x,V} + G \cdot \delta_{x,G})^2}{g \cdot (V \cdot \delta_{x,V}^2 + G \cdot \delta_{x,G}^2)} \quad (3.10)$$

la frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (3.11)$$

l'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore λ e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\lambda_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} \quad (3.12)$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico valutato per $T = 0$, soddisfa le seguenti disuguaglianze, *Circolare al Paragrafo C8A.4.2.3* :

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (3.13)$$

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta della quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quello del suolo. Un approssimazione accettabile consiste nel verificare anche :

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (3.14)$$

Dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dall'*NTC08 al Paragrafo 3.2.3.2.1* calcolato per il periodo T_1 ;
- $T_1 = 0.05 \cdot H^{\frac{3}{4}}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può

essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;

- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura: nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza, rispetto alla fondazione, della cerniera A)
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2 \cdot N + 1)$ con N numero dei piani dell'edificio)
- q Come descritto nell'Allegato 2, per le verifiche locali si assume $q = 2$

3.4.2 Analisi cinematica non lineare

Si osserva che man mano che si sviluppa il cinematismo di collasso, si modifica gradualmente la geometria della struttura muraria e la forza spingente, in equilibrio con le azioni resistenti, deve gradualmente ridursi attraversando la sequenza delle configurazioni deformate. L'ampiezza dell'intervallo di rotazione nel quale il pannello conserva praticamente costante la sua resistenza al ribaltamento, ovvero presenta una riduzione contenuta di resistenza, determina la *duttilità geometrica* del pannello.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i . In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati nella configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} \quad (3.15)$$

Essendo $\delta_{x,k}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto assunto come riferimento per la determinazione di d_k , e quindi, nel caso in analisi, del baricentro delle forze verticali.

Secondo la normativa il valore dello spostamento spettrale ultimo d_u^* corrisponde nei casi in esame al 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso. La domanda di

spostamento $\Delta_{d(T_s)}$ viene calcolata tenendo conto della posizione della porzione di costruzione rispetto alla terra.

Elemento appoggiato a terra:

$$d_u^* \geq S_{De(T_s)} \quad (3.16)$$

Elemento non appoggiato a terra:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi_{(Z)} \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (3.17)$$

3.4.3 Risultati

Si riportano in dettaglio le analisi svolte nel caso di alcune pareti che si ritengono particolarmente significative. Per ogni cinematico sarà svolta l'analisi cinematica lineare e non lineare. Le analisi sono svolte con l'ausilio del software MC4Loc prodotto dalla MC4, software di cui l'Università di Ferrara possiede regolare licenza.

Con riferimento allo stato di fatto del fabbricato si analizzano i seguenti cinematici:

- 1) RIBALTAMENTO SEMPLICE DELLA FACCIATA: la facciata (fronte strada) risulta quasi completamente scarica, infatti i solai nella quasi totalità dei casi poggiano sulle pareti ortogonali a essa; a questo va aggiunta l'assenza di un solaio di sottotetto (è presente solo un controsoffitto in arelle) che compromette il comportamento scatolare della struttura in quanto vi è anche l'assenza di presidi al ribaltamento quali cordoli e catene.
- 2) RIBALTAMENTO SEMPLICE DEI TIMPANI MURARI INTERNI DEL SOTTOTETTO: i timpani interni sono soggetti ai carichi verticali trasmessi dall'orditura principale del solaio di copertura. Le travi lignee che poggiano su di essi non costituiscono un ritegno al ribaltamento, inoltre tali timpani risultano avere uno spessore troppo esiguo (12 cm).
- 3) RIBALTAMENTO SEMPLICE DEL TIMPANO MURARIO ESTERNO CON CUNEO DI DISTACCO DI 30°: questo meccanismo può verificarsi quando la struttura presenta un buon ammorsamento tra le pareti, ma queste ultime risultano scarsamente vincolate ai solai. A seguito delle indagini conoscitive alle quali è stato sottoposto il palazzo, è stata verificata l'effettiva presenza di un buon ammorsamento tra le pareti. È stata riscontrata una discreta qualità della muratura, il che consente di considerare un angolo del cuneo pari a 30°.

Le forze presenti nei modelli sono applicate alle pareti sulle quali scaricano i solai. Noti i carichi a cui è sottoposta la struttura e le aree di influenza dei solai è stato possibile determinare l'intensità di tali forze e applicarle all'interno dei modelli analizzati.

3.4.3.1 Ribaltamento semplice della facciata – FRONTE STRADA

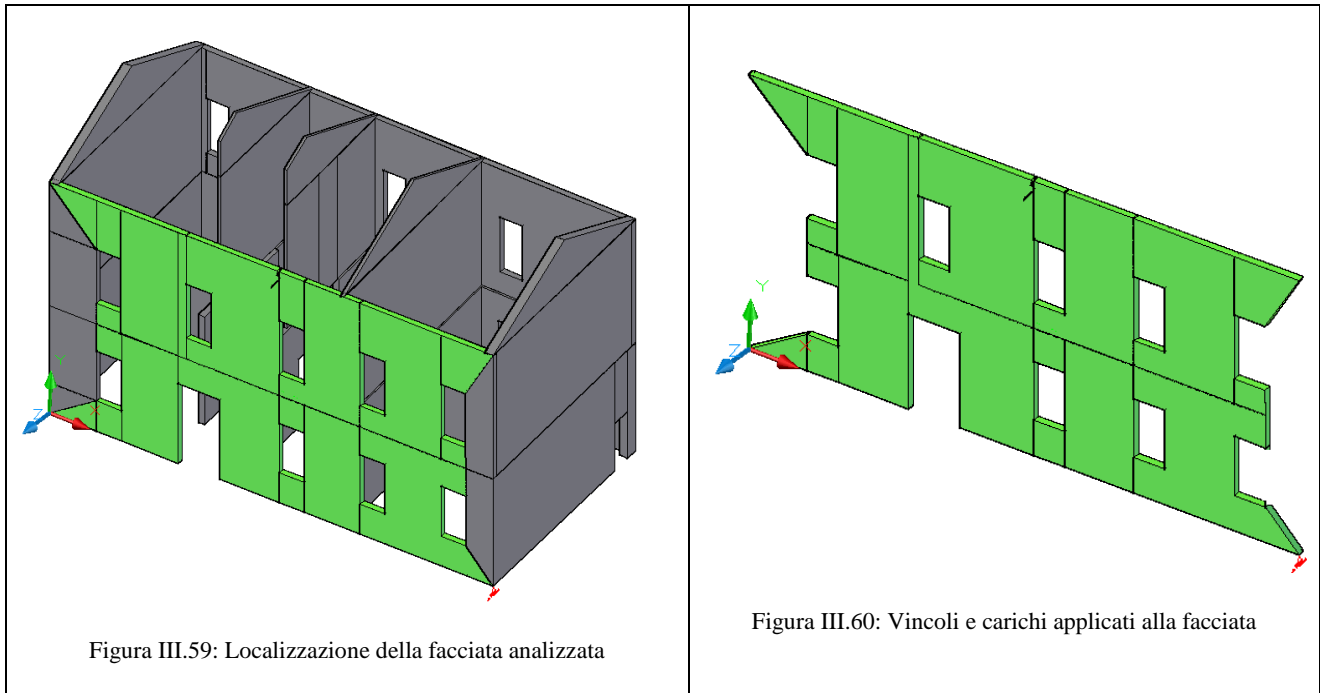


Figura III.59: Localizzazione della facciata analizzata

Figura III.60: Vincoli e carichi applicati alla facciata

AREA DI INFLUENZA (m²)	FORZE (KN)
15.46	F ₁ = F ₂ = F ₃ = 48.53 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 62799.38 kg	a ₀ = 0.08	d _{k,0} = 0.800 m
e* = 1.00		
T _s = 2.002 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ [*] = 0.583 m/s ²	d _u = 0.124 m	d _u = 0.124 m
a _{SLV} = 0.993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.115 m	Δ _{d(T_s)} = 0.015 m
NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
VERIFICATO		

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	59 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T_R = 79.3anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T_{INT} = 8.3 anni

3.4.3.2 Ribaltamento semplice dei timpani murari interni

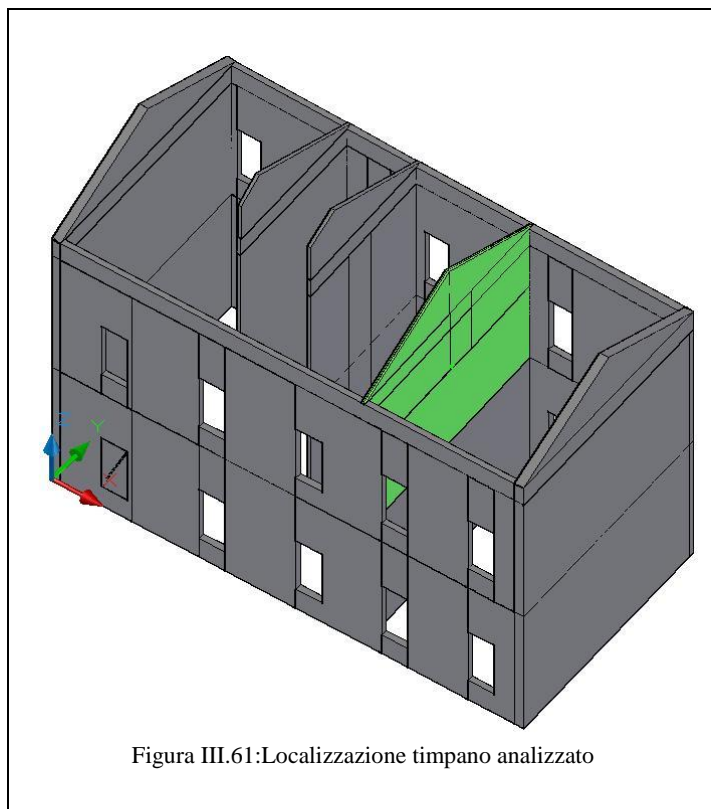


Figura III.61: Localizzazione timpano analizzato

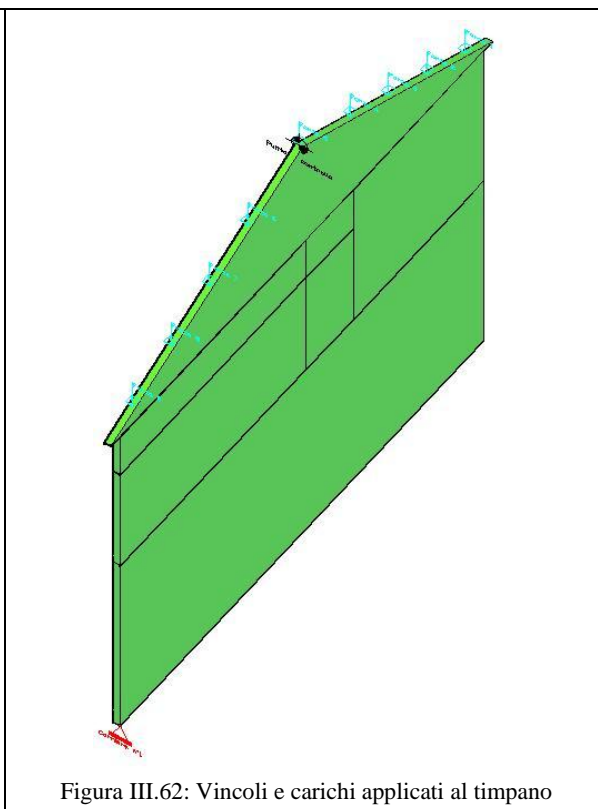


Figura III.62: Vincoli e carichi applicati al timpano

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
55.15	F ₁ = F ₂ = ... = F ₉ = 23.89 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 30981.89 kg	a ₀ = 0,01	d _{k,0} = 0,060 m
e* = 0.92		
T _s = 1.998 s		

Analisi cinematica lineare – SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 0.075 m/s ²	d _u = 0.016 m	d _u = 0.016 m
a _{SLV} = 0.993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.115 m	Δ _{d(T_s)} = 0.047 m
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
NON VERIFICATO		

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	8 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T_R < 30 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T_{INT} < 3 anni

3.4.3.3 Ribaltamento semplice del timpano esterno con cuneo di 30°

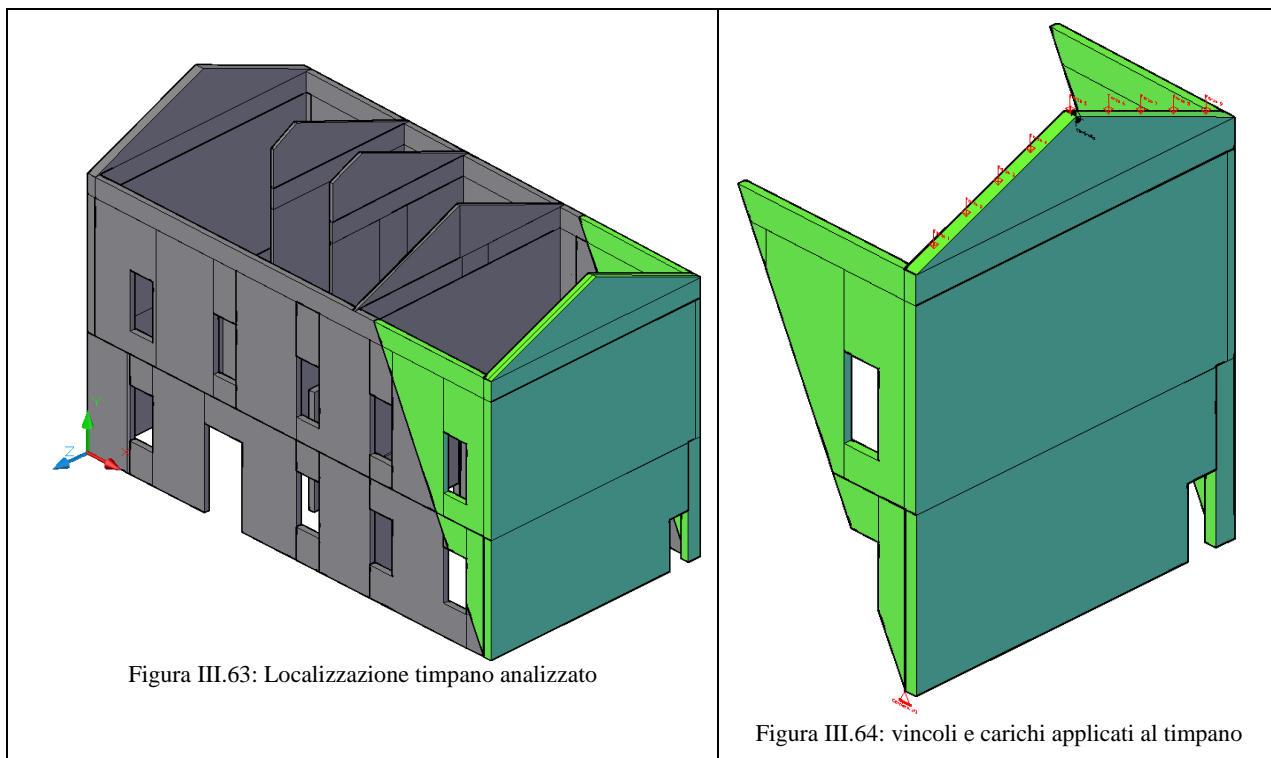


Figura III.63: Localizzazione timpano analizzato

Figura III.64: vincoli e carichi applicati al timpano

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
66.3	F ₁ = F ₂ = ... = F ₉ = 14.37

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 105984,8kg$	$a_0 = 0.06$	$d_{k,0} = 0.716 m$
$e^* = 0,94$		
$T_s = 2.327s$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
$a_0^* = 0.430 m/s^2$	§C8A.4.11
$a_{SLV} = 0,993 m/s^2$	$d_u = 0,123m$
	$\Delta_{d(T_s)} = 0,123m$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	43%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 44.2$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 4.6$

3.4.4 Analisi cinematica lineare di un paramento murario semplice, soggetto al ribaltamento fuori dal piano.

L'analisi cinematica lineare permette di ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno. Si analizza il caso di un paramento murario semplice, soggetto al ribaltamento fuori dal piano. Il paramento in esame presenta le caratteristiche geometriche e di resistenza della parete analizzata nel cinematiso di ribaltamento semplice del timpano murario interno (§ 4.3.2). I risultati ottenuti saranno poi confrontati per verificare la differenza tra il calcolo effettuato a mano e quello realizzato attraverso il programma MC4Lock.

La determinazione analitica del carico limite orizzontale è stata sviluppata da Giuffrè. Le ipotesi assunte sul comportamento della muratura sono:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Resistenza a compressione infinita della muratura;
- Conservazione delle sezioni piane.

Si osserva come tali ipotesi siano le medesime adottate dalla *Circolare* al paragrafo C8A.4 .

Si considera la presenza dell'azione sismica come forza statica equivalente data dal prodotto della massa della parete per l'accelerazione sismica, ipotizzata costante lungo l'altezza della parete. Questa sarà allora soggetta all'azione di un momento ribaltante, dato dall'azione sismica applicata nei punti di applicazione delle forze verticali, che tenderà a far ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base (punto A).

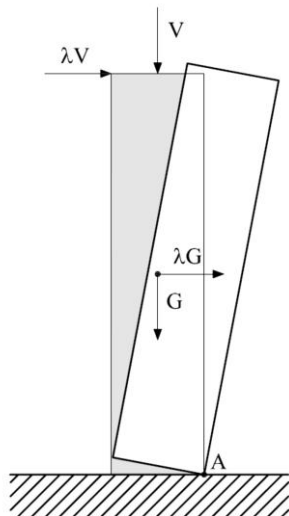


Figura III.65 : Forze da applicare a un paramento murario per un cinematiso di semplice ribaltamento

A contrastare tale azione vi sarà un momento di segno opposto generato dalla forza peso della parete e dei carichi che su di essa gravano. Si determina quindi il coefficiente moltiplicativo dei pesi per cui si ha l'attivazione del meccanismo, ovvero il coefficiente λ_0 , attraverso l'imposizione delle condizioni di equilibrio del corpo alla rotazione.

I carichi che agiscono sul pannello sono rappresentati dalle seguenti forze:

- peso proprio G applicato sul baricentro del pannello; si considera una muratura di mattoni pieni caratterizzata da un peso dell'unità di volume pari a $18 \frac{kN}{m^3}$;
- carichi verticali portati dal pannello (peso proprio, sovraccarichi dei solai e della copertura), rappresentati dalla forza V . La forza V viene stimata, come fatto in precedenza, considerando il peso proprio dei solai poggianti sulla parete e le relative aree di influenza. Essa risulta pari a: $V = 215 KN$
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali;

Le caratteristiche geometriche del pannello studiato sono le seguenti:

$$L = 10 \text{ m}$$

$$H = 6.34 \text{ m}$$

$$s = 0.1 \text{ m}$$

H rappresenta "l'altezza media" del pannello, ed è stata ottenuta come somma tra l'altezza della porzione rettangolare della parete e metà dell'altezza della porzione triangolare. Quindi il pannello rettangolare sul quale è stata effettuata la verifica, rappresenta una approssimazione del timpano murario analizzato con MC4Lock.

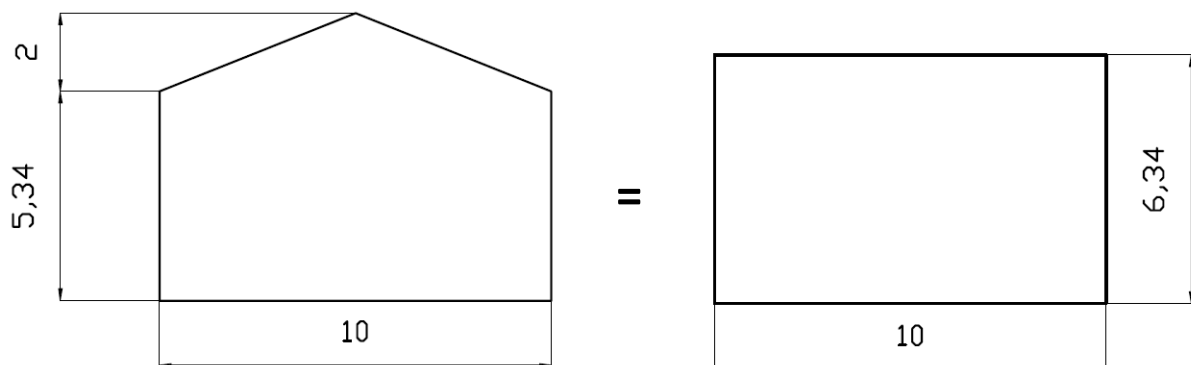


Figura III.66 : Approssimazione tra il timpano reale e il paramento analizzato

$$M_s = G \cdot \frac{s}{2} + V \cdot \frac{s}{2} \quad (3.18)$$

M_s momento stabilizzante;

$$M_i = \lambda \cdot \left(V \cdot H + G \cdot \frac{H}{2} \right) \quad (3.19)$$

M_i momento instabilizzante;

λ moltiplicatore dei carichi orizzontali;

Il moltiplicatore limite λ_0 è quindi:

$$\lambda_0 = \frac{s \cdot (G + V)}{2 \cdot \left(V \cdot H + G \cdot \frac{H}{2} \right)} = \frac{0.1 \cdot (114.12 + 215)}{2 \cdot \left(215 \cdot 6.34 + 114.12 \cdot \frac{6.34}{2} \right)} = 0.0095$$

3.4.4.1 Verifica SLD e SLU con analisi lineare

Noto il coefficiente di attivazione del meccanismo λ_0 , considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A, considerando lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del carico V come punto di spostamento di controllo unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti virtuali orizzontali $\delta_{x,i}$ dei punti di applicazione degli i -esimi carichi:

$$\delta_{x,N} = 1 = H \cdot \vartheta \rightarrow \vartheta = \frac{1}{H}$$

$$\delta_{x,G} = \frac{H}{2} \cdot \vartheta = \frac{H/2}{H} = 0.5$$

Come riportato nella *Circolare al Paragrafo C8A.4.2.2*, la massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = \frac{\left(V \cdot \delta_{x,V} + G \cdot \delta_{x,G} \right)^2}{g \cdot \left(V \cdot \delta_{x,V}^2 + G \cdot \delta_{x,G}^2 \right)} = \frac{(21500 \cdot 1 + 11412 \cdot 0.5)^2}{g \cdot (21500 \cdot 1^2 + 11412 \cdot 0.5^2)} = \frac{30304.9}{g}$$

la frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{g \cdot M^*}{V + G} = \frac{30304.9}{32912} = 0.923$$

l'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore λ e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematisimo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\lambda_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\lambda_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = \frac{0.0095 \cdot g}{0.923 \cdot 1.35} = 0.0076 \cdot g$$

Si è supposto un livello di conoscenza LC1 per cui secondo quanto riportato in *Tabella C8A.1* della *Circolare* $FC = 1.35$.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico valutato per $T = 0$, soddisfa le seguenti disuguaglianze:

$$\text{SLD: } a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \quad (3.20) \quad \text{SLU: } a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (3.21)$$

Dove:

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento, come definiti nell' *NTC 2008* al *Paragrafo 3.2*;

Per la definizione dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale si definiscono i seguenti parametri:

V_N	C_u	V_R	Regione	Provincia	Comune
50 anni	1	50	Emilia Romagna	Ferrara	Ferrara

Tabella III.5 : Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento per l'edificio in esame

Da cui:

	$a_g(P_{VR})$	F_0
SLD	$a_g(63\%) = 0.047 g$	2.496
SLU	$a_g(10\%) = 0.137 g$	2.594

Tabella III.6 : Accelerazione orizzontale massima e fattore di amplificazione dello spettro

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, come definito nell' *NTC 2008 al Paragrafo 3.2.3.2.1*;

Si assume:

S_T	Categoria di sottosuolo	S_s	S
1	C	1.487	1.487

Tabella III.7: Parametri relativi alla definizione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

- q è il fattore di struttura che può essere assunto uguale a 2, *Circolare n. 617 al Paragrafo C8A.4.2.3*;

Quindi:

$$\text{SLD: } a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \longrightarrow 0.0076 \cdot g < 0.047 \cdot g \cdot 1.487 = 0.069 \cdot g \quad \text{NON VERIFICATO}$$

$$\text{SLV: } a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \longrightarrow 0.0076 \cdot g < \frac{0.137 \cdot g \cdot 1.487}{2} = 0.102 \cdot g \quad \text{NON VERIFICATO}$$

Si riporta una tabella nella quale vengono inseriti i coefficienti calcolati a mano e i coefficienti calcolati dal programma utilizzato per lo studio dei cinematismi locali, e la relativa variazione percentuale.

Parametro	Calcolo a mano	Calcolo con MC4Lock
$\lambda_0 (/)$	0,0095	0,01
$M^* (\text{kg})$	30304,9	30981,9
$e^* (/)$	0,923	0,92
$ao^* (\text{m/s}^2)$	0,075	0,075

Tabella III.8 : Confronto tra i risultati ottenuti con MC4Lock e il calcolo eseguito a mano

Come è possibile notare dalla tabella proposta le differenze, espresse in termini percentuali, tra il calcolo a mano e quello eseguito con MC4Lock risultano minime.

3.5 Interventi proposti

Si fornisce una breve descrizione degli interventi proposti per eliminare le vulnerabilità individuate per l'edificio sito in via Mentana 3:

1. Sostituzione delle travi di copertura e rifacimento del solaio di copertura: le indagini effettuate hanno messo in evidenza lo stato di degrado di molte delle travi del sottotetto, quindi si prescrive la sostituzione di tali elementi e il rifacimento del solaio di copertura.
2. Irrigidimento delle falde di copertura: nel caso in cui si operasse un rifacimento globale della copertura si consiglia di realizzare un irrigidimento delle falde con elementi in acciaio reversibili;
3. Irrigidimento del solaio del primo impalcato: intervento volto a migliorare la rigidezza del solaio del primo impalcato che risulta essere eccessivamente deformabile nel suo piano;
4. Intonaco Armato: intervento volto a migliorare resistenza e rigidezza delle pareti su cui poggia la copertura. L'intervento si estende dalla quota del solaio di piano primo sino alla copertura;
5. Cordolo metallico: questo intervento risulta subordinato alla realizzazione dell'intervento di intonaco armato. È necessario creare un efficace vincolo allo sbandamento fuori piano per il muro di facciata;
6. Riquadratura delle nicchie: ripristino della rigidezza delle murature al piano terra in cui sono state aperte le nicchie attraverso riquadratura con profili in acciaio.

3.5.1 Intervento 1 - Sostituzione delle travi di copertura e rifacimento del solaio di copertura

A seguito delle indagini visive effettuate durante i sopralluoghi e delle analisi effettuate con il resistograph, si ritiene necessario il rifacimento ex-novo del solaio di copertura e la sostituzione di tutte le travi esistenti in legno, alcune delle quali in avanzato stato di degrado, con delle nuove travi in legno massiccio. Si effettuano pertanto un predimensionamento di massima e le verifiche a flessione, a taglio e della freccia per le nuove travi lignee. Si decide di lasciare invariata la disposizione delle travi e il relativo interasse di 1,2 m; nella figura sottostante viene illustrata la disposizione in pianta dei nuovi elementi.

Le verifiche verranno effettuate per gli elementi aventi luce maggiore, ovvero quelli del campo centrale aventi una lunghezza pari a 7,74 m.

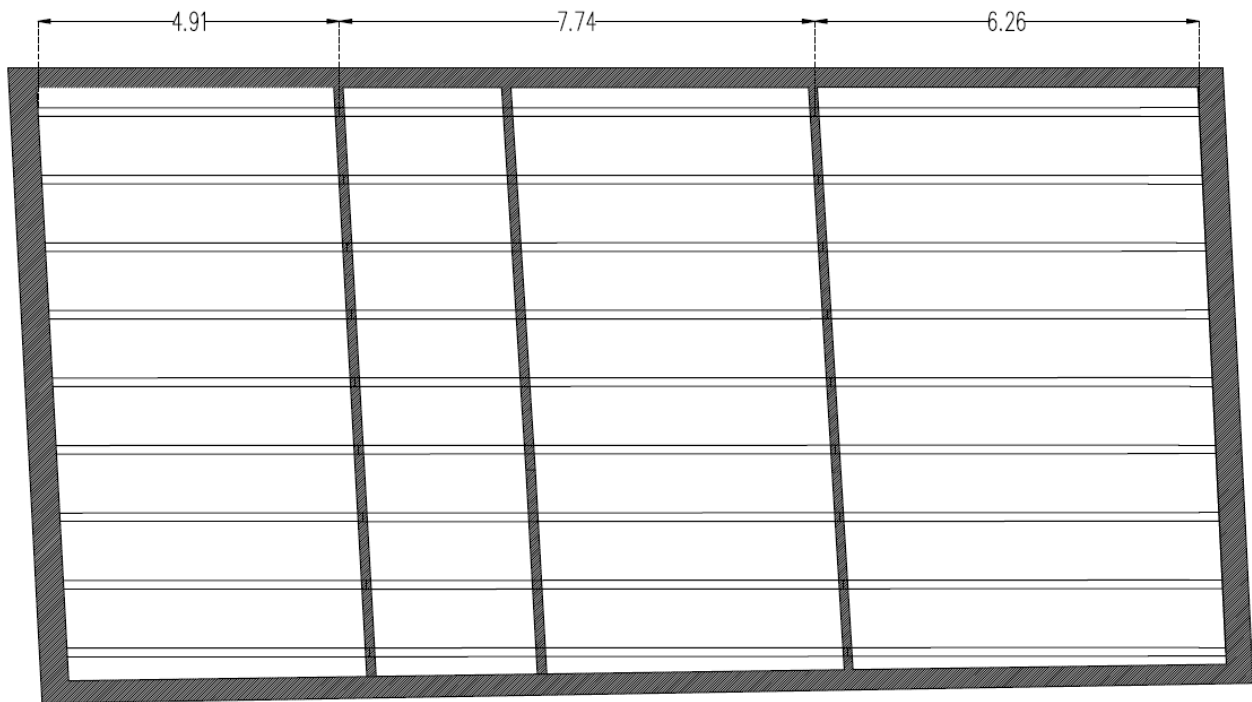


Figura III.67: Pianta del sottotetto con disposizione travi

3.5.1.1 Carichi agenti

I carichi agenti sono rappresentati dai carichi permanenti della copertura e dall'accidentale neve, i quali devono essere combinati secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2008. La combinazione da utilizzare è quella fondamentale, impiegata per gli Stati Limite Ultimi (SLU).

Elemento	Peso specifico
Tavolato ligneo (3,5 cm)	21 kg/m ²
Guaina traspirante impermeabilizzante (0,5 cm)	10 kg/m ²
Lana di roccia (8cm)	5 kg/m ²
Guaina traspirante (0,5 cm)	10 kg/m ²
Pannello multistrato (2cm)	20 kg/m ²
Coppi	90 kg/m ²
TOT = 156 kg/m ²	

Tabella III.9 : Analisi dei carichi del nuovo solaio di copertura

Coppi in cotto

Pannello multistrato

Listone di aereazione

Guaina traspirante

Lana di roccia

Guaina impermeab.

Tavolato

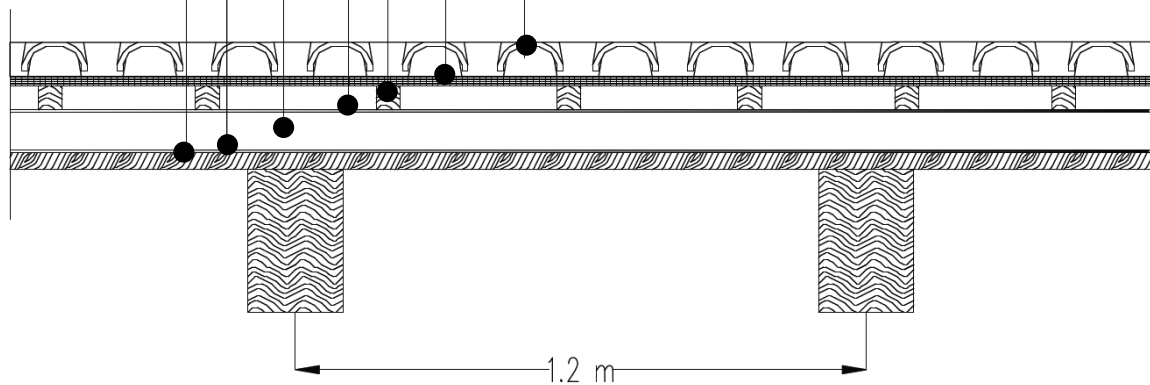


Figura III.68 : Sezione nuovo solaio di copertura

<i>Carichi agenti</i>	
Carico permanente	156 Kg/m ²
Carico accidentale	80 Kg/m ²

Tabella III.10 : Carichi agenti sul solaio di copertura

Combinazione SLU:

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q = 1,5 \cdot 156 + 1,5 \cdot 80 = 354 \frac{kg}{m^2} = 3,54 \frac{KN}{m^2}$$

$$p = F_d i = 3,54 \cdot 1,2 = 4,25 \text{ kN/m}$$

3.5.1.2 Azioni agenti

Le sollecitazioni generate dai carichi combinati secondo lo SLU sono rappresentate in figura.

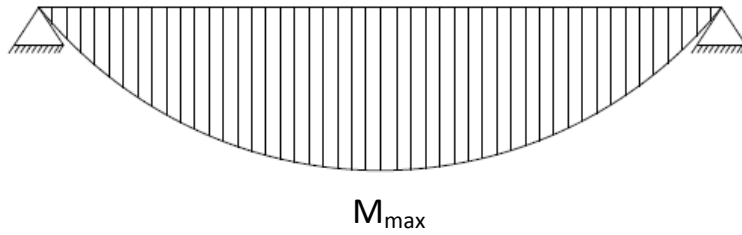


Figura III.69 : Diagramma del momento flettente

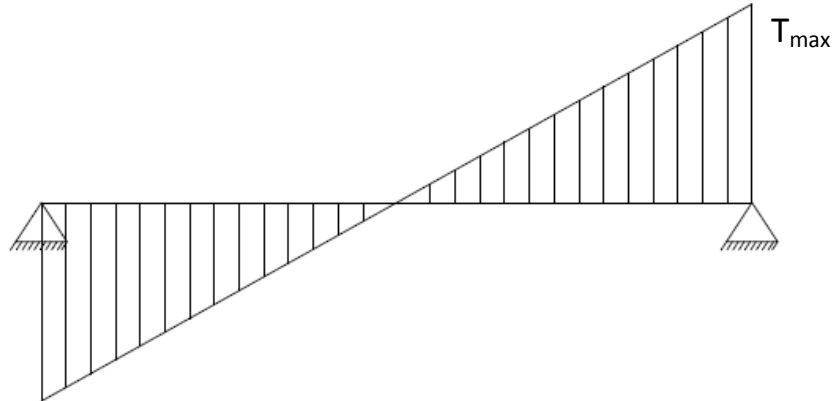


Figura III.70 : Diagramma del taglio

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{4.25 \cdot 7.74^2}{8} = 31.8 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = \frac{pl}{2} = \frac{4.25 \cdot 7.74}{2} = 16.45 \text{ kN}$$

Si considera un legno massiccio di classe C24

VALORI CARATTERISICI DELLE PROPRIETA' DI RESISTENZA DEL LEGNO MASSICCIO, classe C24		
Flessione	$f_{m,g,k}$ [MPa]	24,00
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$ [MPa]	14
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$ [MPa]	0,50
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$ [MPa]	21
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$ [MPa]	2,50
Taglio	$f_{v,g,k}$ [MPa]	2,50
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$ [GPa]	11
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$ [GPa]	7,40
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$ [GPa]	0,37
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$ [GPa]	0,69
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$ [kg/m ³]	350

Tabella III.11 : Valori caratteristici per legno massiccio di classe C24

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione 4.4.1, § 4.4.6 NTC 2008.

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M} \quad (3.22)$$

Dove:

X_k il valore caratteristico della proprietà del materiale;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III delle NTC 2008;

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

Tabella III.12 : Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura, i suoi valori sono riportati nella Tab. 4.4.IV delle NTC 2008

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Tabella III.13 : Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Tabella III.14 : Classi di durata del carico

Sulla struttura in esame gravano azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico:

- Peso proprio e carichi permanenti non rimovibili durante il normale esercizio della struttura sono attribuibili alla classe di durata permanente;
- Sovraccarico accidentale da neve, attribuibile ad una classe di media durata.

In questo caso si sceglierà il valore di k_{mod} che corrisponderà all'azione di minor durata.

Inoltre la classe di servizio, che tiene conto della sensibilità del legno alle variazioni di umidità, è da considerarsi di classe 2, ossia ambienti con temperatura di 20° ed umidità relativa compresa tra 65% ed 85%.

I parametri da utilizzare ai fini del calcolo risultano:

γ_M	1,50
k_{mod}	0,80

3.5.1.3 Predimensionamento

La resistenza a calcolo di flessione è:

$$f_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 24}{1,50} = 12,8 \text{ MPa}$$

Il modulo di rigidezza flessionale per sezioni rettangolari è pari a:

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (3.23)$$

Ipotizzando la dimensione della base e ponendola pari a 20 cm, si calcola l'altezza della sezione:

$$h = \sqrt{\frac{6M}{f_{m,d}b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 31,8 \cdot 10^6}{12,8 \cdot 200}} = 273 \text{ mm} = 27,30 \text{ cm}$$

Nel progetto si è adottata un'altezza pari a 30 cm. La sezione delle nuove travi sarà quindi 20x30.

3.5.1.4 Verifica a flessione

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (3.24)$$

Dove:

$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W}$ è il valore di calcolo della tensione di flessione nella sezione considerata;

$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$ è il valore di calcolo della resistenza a flessione.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{31,8 \cdot 10^6}{3 \cdot 10^6} = 10,6 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{200 \cdot 300^2}{6} = 3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 24}{1,50} = 13,24 \text{ MPa}$$

La sezione risulta verificata.

3.5.1.5 Verifica a taglio

La verifica a taglio avviene nella sezione della trave con la sollecitazione a taglio maggiore, secondo il principio seguente:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (3.25)$$

Dove:

$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{I \cdot b}$ è il valore di calcolo della tensione di taglio nella sezione

V_d = valore di calcolo dello sforzo di taglio nella sezione trasversale considerata per la combinazione di carichi determinanti;

S = momento statico della sezione;

I = momento di inerzia della sezione;

b = larghezza della sezione considerata.

$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$ è il valore di calcolo resistenza a taglio

$$S = \frac{bh^2}{2} = \frac{200 \cdot 300^2}{2} = 9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{200 \cdot 300^3}{12} = 4.5 \cdot 10^8 \text{mm}^4$$

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{I \cdot b} = \frac{16450 \cdot 9 \cdot 10^6}{4.5 \cdot 10^8 \cdot 200} = 1.245 \text{MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 2,50}{1,50} = 1,33 \text{MPa}$$

La sezione risulta verificata.

3.5.1.6 Verifica agli stati limite d'esercizio: calcolo della freccia

La deformazione di una struttura per effetto delle azioni e dell'umidità devono rimanere entro limiti appropriati, avendo riguardo nei confronti delle possibilità di danneggiamento delle finiture, dei soffitti, dei pavimenti, dei tramezzi, nonché delle necessità funzionali e di qualsiasi requisito estetico. Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

L'Eurocodice 5 raccomanda che la deformazione istantanea w_{inst} sia calcolata per la combinazione caratteristica delle azioni, utilizzando i valori medi di modulo di elasticità, modulo di taglio e modulo di scorrimento; e che la deformazione finale, w_{fin} , sia calcolata per la combinazione quasi-permanente delle azioni.

Per strutture di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico, e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti, la deformazione totale finale, può essere considerata come:

$$w_{tot}(q) = w_{M,max} + w_{V,max} \quad (3.26)$$

$$w_{M,max} = \frac{5ql^4}{384EJ} \quad (3.27)$$

$$w_{V,max} = \frac{5ql^2}{8GA} \quad (3.28)$$

I valori limite massimi, riferiti a una trave inflessa su due appoggi, consigliati dall'Eurocodice 5 sono:

- per w_{ist} : 1/300 fino a 1/500
- per w_{fin} : 1/150 fino a 1/300

dove l è la campata della trave o la distanza fra gli appoggi.

- **FRECCIA ISTANTANEA**

La freccia istantanea w_{ist} è calcolata sulla base della combinazione rara dei carichi e quindi mediante:

$$F_d = G + Q_k = 156 + 80 = 236 \frac{kg}{m^2} = 2.36 \frac{kN}{m^2}$$

$$r = F_d i = 236 \cdot 1.2 = 283 \text{ kg/m}$$

$$w_{ist} = w_{ist}(r) = w_{M,max}(r) + w_{V,max}(r) = \frac{5 \cdot 283 \cdot 7.74^4}{384 \cdot 1160000000 \cdot 0.00045} + \frac{5 \cdot 283 \cdot 7.74^2}{8 \cdot 69000000 \cdot 0.06}$$

$$= 0.0213 + 0.0022 = 0.0235 \text{ m} = 23.50 \text{ mm}$$

$$w_{ist} < \frac{l}{300} \quad (3.29)$$

$$23.50 \text{ mm} < 25.80 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **FRECCIA FINALE**

La freccia dovuta agli effetti viscosi w_{fin} è calcolata sulla base della combinazione dei carichi quasi permanente e quindi mediante:

$$F_d = G + \psi_{21} Q_k = 156 + 0 \cdot 80 = 156 \text{ kg/m}^2$$

Con ψ_{21} pari 0.

$$q = F_d i = 156 \cdot 1.2 = 187.2 \frac{kg}{m}$$

In questo caso i valori dei moduli elastici devono essere opportunamente ridotti mediante il fattore $1/(1 + k_{def})$. Il valore di k_{def} può essere desunto dalla tabella 4.4.V, riportata nelle NTC 2008, valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno.

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Tabella III.15 : Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

$$E_{0,mean} = 11 \cdot \frac{1}{1 + 0,80} = 6,11 \text{ GPa}$$

$$G_{mean} = 0,69 \cdot \frac{1}{1 + 0,80} = 0,38 \text{ GPa}$$

$$w_{fin} = w_{fin}(q) = w_{M,max}(q) + w_{V,max}(q) = \frac{5 \cdot 187,2 \cdot 7,74^4}{384 \cdot 611000000 \cdot 4,5 \cdot 10^{-4}} + \frac{5 \cdot 187,2 \cdot 7,74^2}{8 \cdot 38000000 \cdot 0,06}$$

$$= 0,00318 + 0,00307 = 0,00625 \text{ m} = 6,25 \text{ mm}$$

$$w_{fin} < \frac{l}{300} \tag{3.30}$$

$$6,25 \text{ mm} < 25,80 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.5.2 Intervento 2- Irrigidimento delle falde di copertura

L'ispezione parziale del sottotetto ha evidenziato varie vulnerabilità, nel caso in cui una indagine più estesa portasse alla necessità del rifacimento globale della copertura si consiglia di irrigidire le falde. Questo intervento consente di migliorare il comportamento scatolare della struttura, può essere realizzato con tiranti in acciaio fra gli elementi portanti lignei in modo da creare una reticolare di falda. In Figura III.71 : Irrigidimento falda con elementi in acciaio, è riportata un'immagine che fa riferimento ad un intervento realizzato in una copertura con capriate lignee.



Figura III.71 : Irrigidimento falda con elementi in acciaio

3.5.3 Intervento 3 – Irrigidimento del solaio del primo impalcato

L'edificio presenta un solaio di primo impalcato in laterizio armato, eccessivamente deformabile. Tale solaio risulta particolarmente vulnerabile alle azioni taglianti e sicuramente non può essere considerato rigido. Per questo motivo si propone l'irrigidimento dello stesso mediante l'inserimento di una reticolare metallica, costituita da un cordolo in acciaio da realizzarsi mediante profilo UPN fissato al muro con tasselli chimici, e da tiranti in acciaio da realizzarsi mediante dei trefoli. La trasformazione di solai flessibili in solai a comportamento rigido nel proprio piano, consente la redistribuzione delle azioni orizzontali sulle singole pareti; inoltre, l'intervento proposto realizza un incatenamento delle pareti murarie, quindi introduce un ritegno sommitale per le pareti, migliorando il comportamento della struttura e rendendolo maggiormente monolitico.

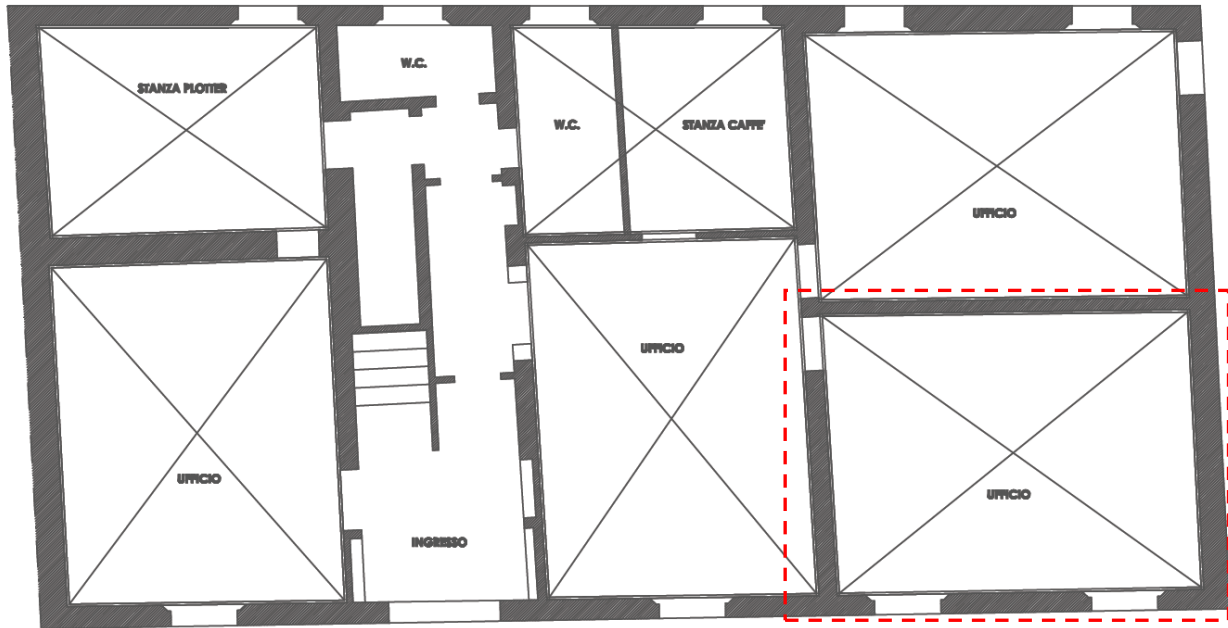


Figura III.72 : Pianta piano terra, con rappresentazione della reticolare di irrigidimento

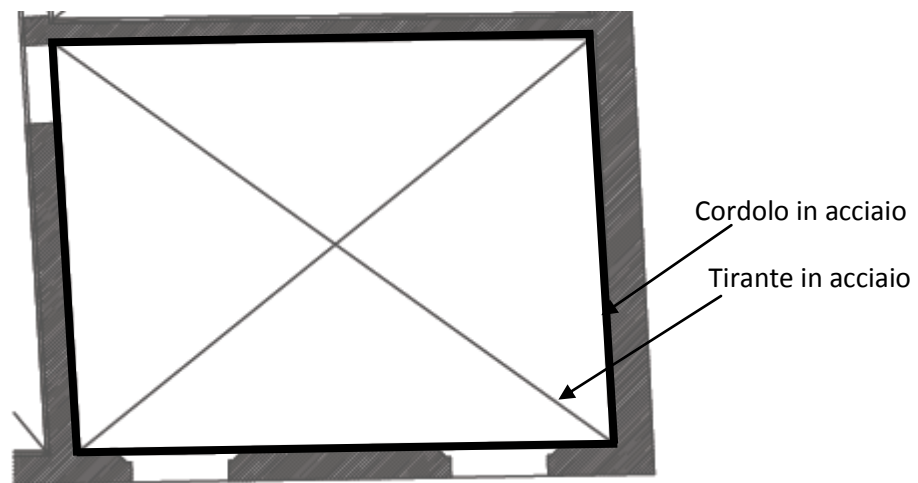


Figura III.73 : Individuazione degli elementi componenti la reticolare metallica

3.5.4 Intervento 4 – Consolidamento delle pareti interne del primo piano mediante intonaco armato

Al piano primo vi è la presenza di pareti in muratura che proseguono sino alla copertura sostenendone l'orditura primaria. Tali pareti non possono essere considerate portanti né ai carichi verticali né ovviamente all'azione del sisma in virtù della forte snellezza. Queste pareti che sostengono la copertura sono quindi molto vulnerabili nei confronti di azioni del secondo ordine.

L'intervento consiste nel realizzare in aderenza alla superficie muraria delle lastre di materiale a base cementizia armate, con una rete metallica e rese solidali alla muratura. L'applicazione dell'intonaco armato può avvenire su una sola faccia o su entrambe le facce della muratura

esistente. Questo intervento incrementerà notevolmente la rigidezza delle pareti oggetto dell'intervento, e in presenza di opportuni collegamenti si otterrà il trasferimento degli sforzi a cui è sottoposta la muratura con il conseguente superamento delle verifiche precedentemente non soddisfatte o comunque con un miglioramento della risposta dell'edificio all'azione sismica.

Esso risulta particolarmente appropriato per le murature in stato di degrado particolarmente avanzato (in presenza di quadri fessurativi complessi ed estesi) e nei casi in cui sia necessario un notevole incremento di resistenza o dello spessore delle pareti (come nel caso in esame). L'efficacia dell'intervento è strettamente legata alla capacità dei connettori trasversali di trasmettere/ripartire le azioni. La Circolare n.617 valuta l'efficacia di questa tipologia di intervento con un fattore pari a 1.5 sia per le caratteristiche di resistenza che per i moduli elastici.

La realizzazione di tale intervento è proposta a partire dal solaio del primo impalcato in quanto le medesime pareti al piano terra presentano uno spessore doppio. Si propongono di seguito le descrizioni della realizzazione dell'intonaco armato sia con la rete elettrosaldata che con FRP. Tuttavia si precisa che per il fabbricato in esame è da preferire la prima soluzione, in quanto attraverso la realizzazione dell'intonaco armato con FRP non si risolve il problema relativo ai carichi verticali, in quanto la parete resterebbe snella.

PIANO PRIMO

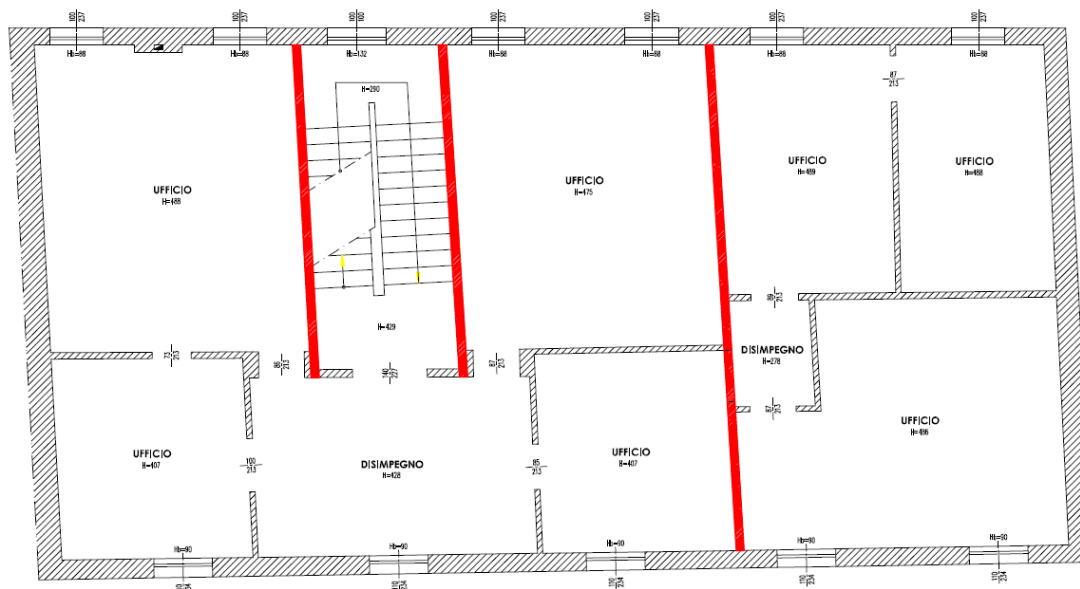


Figura III.74 :Pareti del primo piano su cui realizzare l'intonaco armato

PIANO SOTTOTETTO

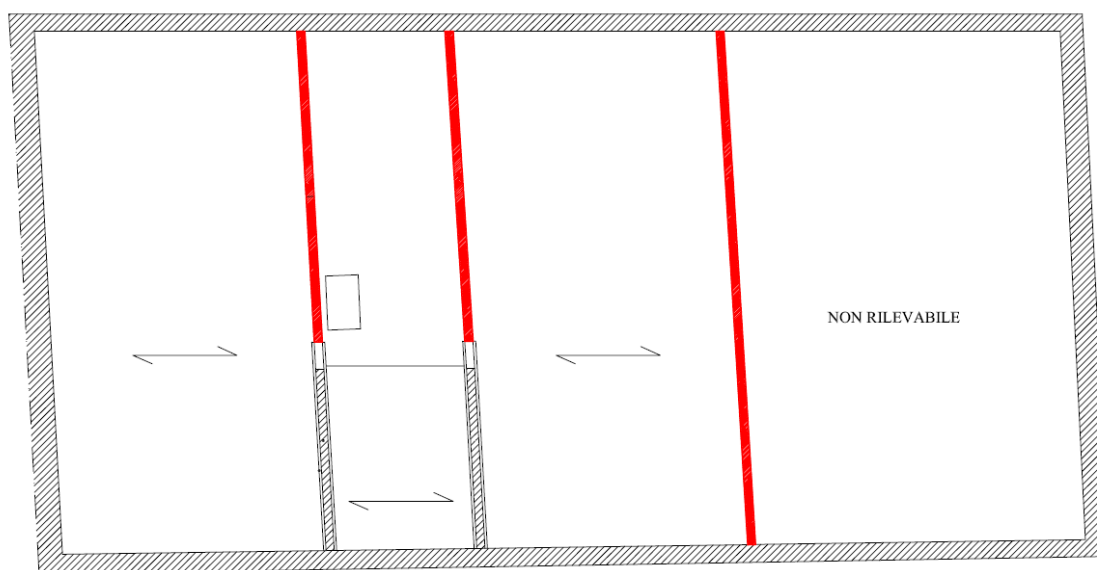


Figura III.75 : Pareti del sottotetto su cui realizzare l'intonaco armato

3.5.4.1 Intonaco armato con rete elettrosaldata

Le fasi esecutive dell'intervento sono:

1. Rimozione completa dell'intonaco con pulizia accurata di tutta la superficie muraria su cui si deve intervenire;
2. Scrostatura e scalfitura della malta dagli intersitzi dei giunti, e pulizia accurata finale delle superfici murarie interessate dalle opere di consolidamento o ripristino;
3. Esecuzione di prefori di diametro 12 mm eseguite con trapano a sola rotazione evitando la percussione per l'alloggiamento delle armature. Le perforazioni, almeno 9 per metro quadrato di superficie trattata, devono avere disposizione tale da realizzare una maglia regolare con opportuno sfalsamento; i fori devono essere inclinati di circa 20° in modo da facilitare il colaggio della boiaccia;
4. Pulizia del preforo con aria compressa;
5. Iniezione nel preforo di malta fluida da inghisaggio o similare adesivo epossidico bicomponente fluido leggermente tixotropico e posa di barre di armatura ad aderenza migliorata diametro 8 mm in acciaio inox sporgenti dalla muratura per almeno 10 cm;
6. Applicazione della rete elettrosaldata in acciaio diametro 6 mm maglia 10x10 cm, (sovrapposizione minima tra i fogli 2 maglie) mediante l'impiego di distanziatori in

plastica (spessore 1 cm) e legatura alle barre precedentemente ammassate che verranno ripiegate a 90°;

7. Applicazione a mano o a spruzzo dell'intonaco strutturale mediante applicazione manuale o a spruzzo di malta bastarda o malte con leganti di calce idraulica,
8. L'applicazione sulla parte muraria della malta dovrà avere uno spessore minimo di 4cm fino a raggiungere uno spessore massimo di 6 cm, tirato a riga.

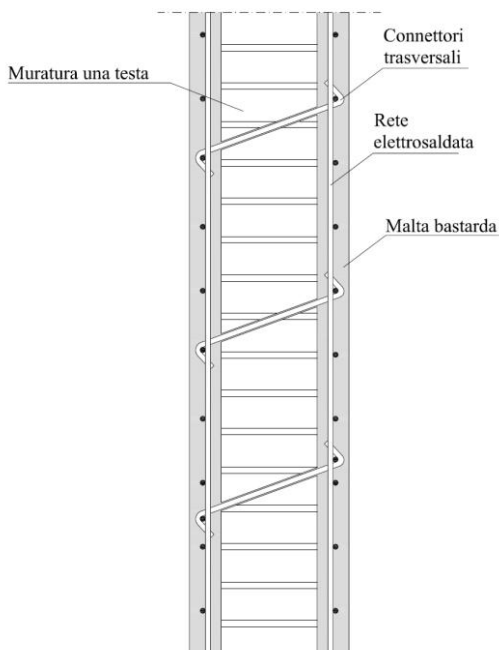


Figura III.76 : Sezione della parete consolidata con l'intonaco armato su i lati.



Figura III.77 : Esempio di realizzazione

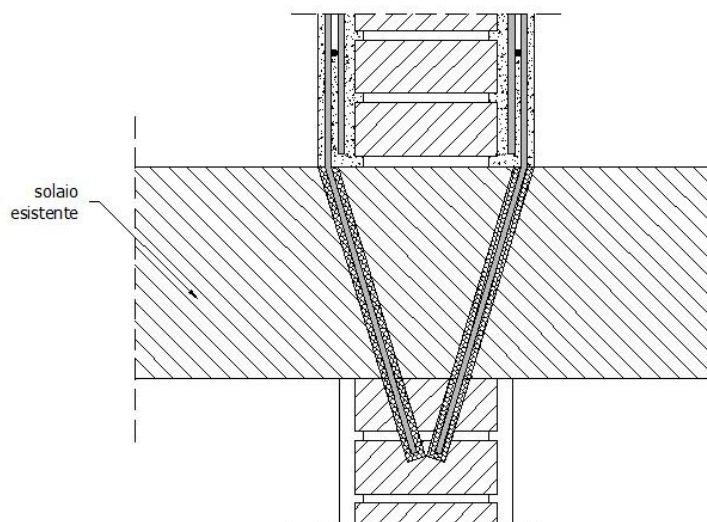


Figura III.78 : Collegamento dell'intonaco armato al solaio esistente

3.5.4.2 Intonaco armato con reti e connessioni in FRP

Le operazioni di applicazione in cantiere si riassumono come segue:

1. Demolizione dell'intonaco esistente e delle parti morte e scarifica di circa 2 cm dei giunti di allettamento per favorire l'aderenza della malta e la penetrazione negli incavi;
2. Lavaggio e bagnatura della superficie a saturazione;
3. Eventuale ricostruzione di parti di murature mancanti o particolarmente danneggiate;
4. Applicazione di un primo strato di rinzafo al paramento murario;
5. Messa in opera della rete srotolando il rotolo dal basso verso l'alto o viceversa, fra il ponteggio e la muratura;
6. Fissaggio provvisorio della rete alla muratura con chiodi da carpenteria per permettere il corretto posizionamento e il taglio della rete in corrispondenza delle aperture. Il taglio della rete viene realizzato per mezzo di cesoie e/o tronchesi da cantiere o con smerigliatrice angolare;
7. Sovrapporre le fasce di rete per circa 15 - 20 cm al fine di garantire la continuità meccanica;
8. Non piegare la rete ad angolo vivo per evitare l'eventuale rottura delle fibre;
9. Montaggio degli angolari in corrispondenza degli spigoli sovrapponendoli alla rete già stesa per circa 15 - 20 cm;
10. Esecuzione di fori del diametro di 24 mm per i connettori passanti nel numero previsto da progetto da realizzarsi in zone compatte della muratura, preferibilmente con utensili a rotazione. E' sufficiente un foro di diametro 14-18 mm laddove il connettore è singolo (fori non passanti e/o rinforzo su un solo lato della muratura);
11. Pulizia dei fori, inserimento dei connettori ed iniezione di ancorante chimico o malte strutturali a ritiro compensato;
12. Applicazione di circa 2,5 – 3 cm di intonaco con caratteristiche di progetto;
13. Applicazione dello strato di finitura se richiesto.



Figura III.79 : Intonaco armato realizzato con connettori e armatura in FRP

3.5.5 Intervento 5 - Cordolo metallico

L'inserimento del cordolo è subordinato alla realizzazione dell'intervento di intonaco armato. Infatti tale intervento ci consente di poter considerare tali pareti adeguatamente rigide per poter svolgere una funzione controventante per la facciata. Per completare il sistema resistente è indispensabile inserire un cordolo nella parte sommitale della parete che consenta di trasferire le azioni sulle pareti di controventamento.

La presenza di un cordolo metallico, tassellato alla parete fornisce un comportamento scatolare all'intero piano e assorbe le spinte provenienti dalle travi di copertura, evitando il ribaltamento fuori dal piano delle pareti stesse. Le fasi esecutive dell'intervento sono:

1. Rimozione dell'intonaco (dove presente) sino a mettere in vista la tessitura muraria, pulizia delle superfici di intervento mediante spazzolatura;
2. Applicazione del piatto metallico;
3. Fissaggio alla parete con tasselli chimici posti ad interasse opportuno,
4. Ripristino degli intonaci eseguendo le riparazioni necessarie con malte di cemento;



Figura III.80 : Esempio di installazione cordolo metallico sotto intonaco

3.5.6Intervento 6 - Riquadratura nicchie

Al piano terra è possibile notare la presenza di numerose nicchie, che creano delle riduzioni dello spessore delle pareti, di notevole entità (in tutte le nicchie la riduzione è superiore al 50 % dello spessore della parete originaria). Pertanto l'intervento proposto è quello di riquadratura delle nicchie, da eseguirsi mediante profili metallici, che consentano un ripristino almeno parziale della rigidità originale delle pareti oggetto dell'intervento. Il telaio metallico inserito dovrà avere una rigidità comparabile a quella della porzione di muratura che si vuole ripristinare, ovvero quella relativa a una parete in muratura avente le stesse dimensioni della nicchia.

3.6 Analisi globale (stato di progetto)

Si effettuano nuovamente le analisi dei tre modelli studiati, inserendo nel modello globale le seguenti modifiche, rappresentative degli interventi proposti nel paragrafo 3.5:

- 1) Cordolo metallico in acciaio alla quota della linea di gronda del fabbricato;
- 2) Reticolare metallica in acciaio per tutti i solai del primo impalcato;
- 3) Intonaco armato sulle pareti interne del primo piano.

I primi due interventi sono stati modellati inserendo in 3Muri, per le pareti interessate dagli interventi, l'opzione "Pannello + trave in acciaio/legno". Tale comando consente l'inserimento di una trave in acciaio, posizionata alla quota desiderata della parete; di tale trave devono essere specificate area (A), momento d'inerzia (J) e modulo plastico (W_{pl}). L'intonaco armato è stato invece realizzato spuntando il relativo parametro di miglioramento nelle caratteristiche della muratura dei maschi murari interessati (pareti snelle al primo piano).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i tre modelli.

3.6.1 Modello 1 (Traslazione direzione x)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione x.

Come è possibile notare dalla Figura III.81 : Risultati analisi di push.over modello 1, tutte le analisi risultano soddisfatte nei confronti dei tre SL in esame: SLV, SLD e SLO. Si analizza nel dettaglio l'analisi n.ro 4, poiché risulta essere la più gravosa tra quelle effettuate.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,56	2,49	0,980	0,19	0,83	0,15	0,31	2,436	3,602
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,92	4,19	1,256	0,25	0,93	0,21	0,93	2,389	2,971
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,51	0,60	1,020	0,17	0,60	0,13	0,60	1,068	3,172
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,68	0,70	1,082	0,21	0,70	0,17	0,70	1,017	3,019
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	50,0	0,61	0,65	1,069	0,19	0,65	0,15	0,31	1,034	3,070
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-50,0	0,61	2,01	1,080	0,19	0,74	0,15	0,31	2,037	3,235
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	50,0	0,97	2,06	1,504	0,23	0,53	0,19	0,24	1,725	2,118
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-50,0	0,92	2,38	1,264	0,25	0,85	0,20	0,85	1,935	2,841
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	50,0	0,53	0,73	1,044	0,17	0,66	0,13	0,66	1,163	3,283
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-50,0	0,51	0,85	1,013	0,17	0,72	0,14	0,72	1,267	3,449
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	50,0	0,74	1,42	1,188	0,21	0,88	0,17	0,88	1,474	3,239
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-50,0	0,66	1,02	1,049	0,21	0,80	0,17	0,80	1,256	3,263

Figura III.81 : Risultati analisi di push.over modello 1

Analisi di push-over n.ro 4 – Sisma direzione X+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

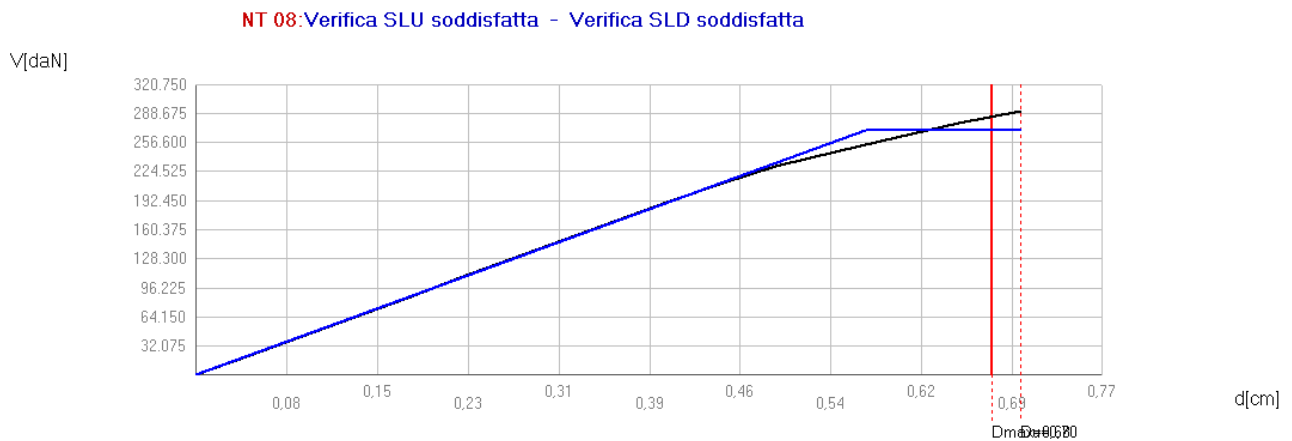


Figura III.82 : Curva di push-over analisi n.ro 4

Come è possibile notare dalle mappe di colore, il collasso della struttura avviene per rottura a taglio delle fasce di piano e dei setti murari del piano terra della facciata posteriore dell'edificio. Rispetto al modello relativo allo stato di fatto, l'inserimento del cordolo al primo piano e della reticolare al piano terra, consentono non solo il pieno superamento delle verifiche ma anche il collasso di un numero di elementi minore. Risultano infatti integri o al massimo allo stato plastico, molti degli elementi del primo piano della facciata che prima invece collassavano per pressoflessione.

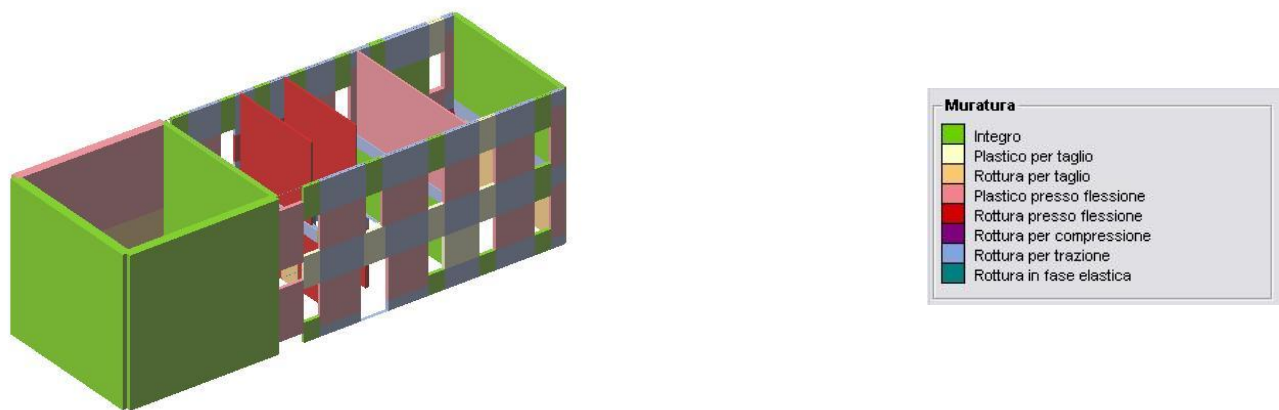


Figura III.83: Analisi globale modello 1 (fronte strada) e mappa di colori

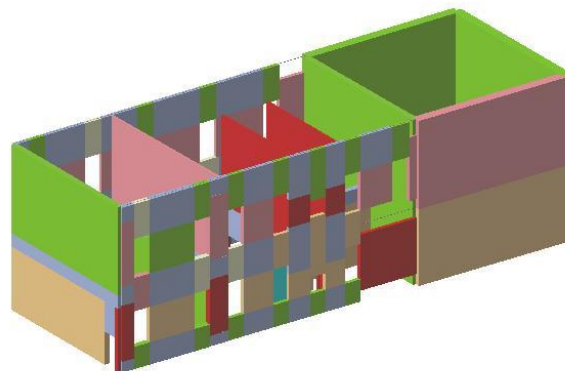


Figura III.84 : Analisi globale modello 1 (retro)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 1.017$$

$$T_R = 500 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 52.50 \text{ anni}$$

Già nell'analisi relativa allo stato di fatto del fabbricato i valori di α_U e di T_{INT} , superavano abbondantemente i valori prefissati. Con gli interventi proposti è possibile notare un ulteriore miglioramento della risposta dell'edificio, che raggiunge addirittura il pieno superamento delle verifiche imposto dalla NTC.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 Dmax 0,68 [cm] ≤ Du 0,70 [cm]
 q* 1,08 ≤ 3
 La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 Dmax 0,21 [cm] ≤ Dd 0,70 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO
 Dmax 0,17 [cm] ≤ Do 0,70 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	500	475	1,053	1,32	1,30	1,017
SLD	500	50	10,000	1,36	0,45	3,019
SLO	500	30	16,667	1,35	0,36	3,749

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,190 [s] Duttilità disponibile 1,23
 m* 435.737,97 [kg] Γ 1,33
 w 857.775,78 [kg] F*y 202.597 [daN]
 d*y 0,43 [cm]
 d*u 0,53 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1* modo di vibrare
 Direzione sisma - Ux
 Nodo controllo 12
 Media nodi di livello 2
 Eccentricità 0
 Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

VIA MENTANA 3 DIR X - CORDOLO

Pareti 9
 Livelli 2
 Nodi 3D 42
 Nodi 2D 37
 Materiali 4
 Elementi 96
 Travi 43
 Pilastri 0
 Vincti 28
 Setti travi 0
 Setti pareti 0

OK

Figura III.85 : Verifiche modello 1

3.6.2 Modello 2 (Traslazione direzione y)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione y.

Le analisi non soddisfatte nei confronti dello SLV sono 3 e la più gravosa risulta essere l'analisi n.ro 20, mentre tutte le altre analisi risultano soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,49	2,95	2,241	0,38	1,94	0,31	1,94	1,339	3,687
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,51	3,00	3,369	0,81	1,78	0,65	1,78	0,891	2,098
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,29	1,61	1,639	0,35	1,17	0,28	1,17	1,194	2,753
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,79	1,87	1,563	0,54	1,34	0,44	1,34	1,037	2,328
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	99,4	1,25	2,18	2,177	0,30	2,18	0,24	2,18	1,378	4,100
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-99,4	1,96	3,01	2,216	0,57	1,79	0,47	1,79	1,354	2,711
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	99,4	2,28	2,07	3,188	0,70	1,82	0,56	1,82	0,913	2,369
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-99,4	2,48	3,18	3,515	0,80	1,67	0,64	1,67	0,853	2,002
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	99,4	1,31	1,54	1,703	0,35	1,16	0,28	1,16	1,139	2,687
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-99,4	1,25	3,72	1,775	0,32	1,15	0,26	1,15	1,690	2,761
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	99,4	1,51	1,85	1,740	0,42	1,40	0,34	1,40	1,181	2,779
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-99,4	1,72	1,94	1,570	0,51	1,30	0,42	1,30	1,109	2,361

Figura III.86 : Risultati analisi di push-over modello 2

Analisi di push-over n.ro 20 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

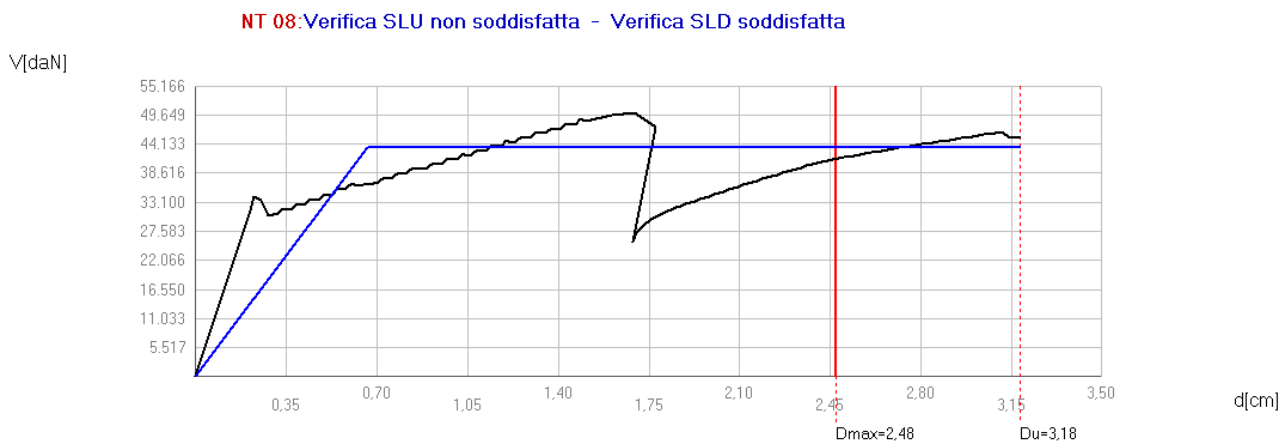


Figura III.87 : Curva di push-over analisi n.ro 20

Come è possibile notare dalla Figura III.87 : Curva di push-over analisi n.ro 20, la curva di push-over, ha un andamento che presenta diversi punti di discontinuità. In particolare si nota come per un valore dello spostamento pari a circa 1,70 cm si raggiunga il valore di picco del taglio, seguito da un calo dello stesso nettamente superiore al 20% del valore del taglio di picco, imposto dalla normativa come valore ultimo per il calcolo dello spostamento finale dell'edificio. Si decide quindi di arrestare l'analisi in corrispondenza di uno spostamento pari a $d_u = 1.70$ cm ovvero allo step 92 di 166. Tale valore rappresenterà lo spostamento ultimo dell'edificio.

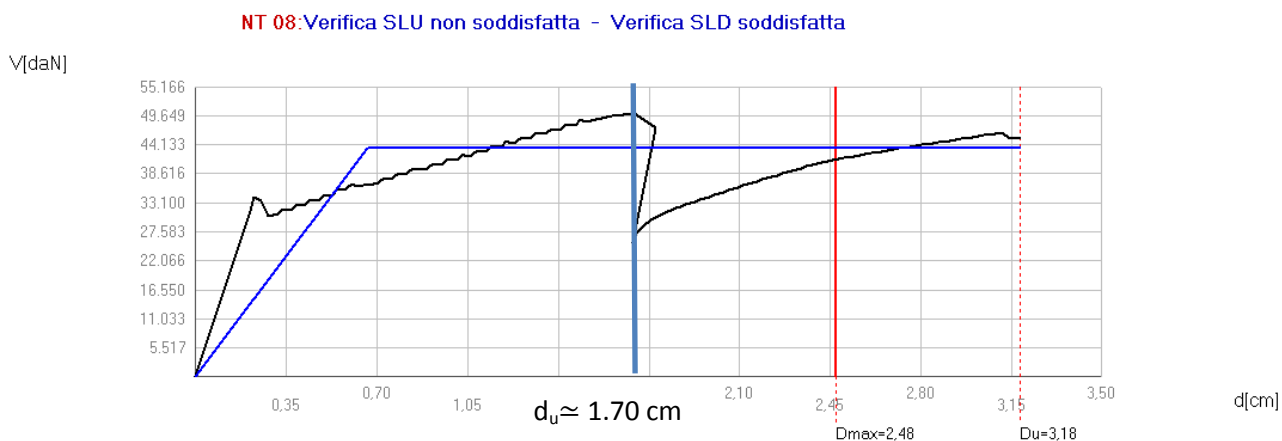


Figura III.88: curva di push-over analisi n.ro 20 con spostamento ultimo pari a 1,70 cm

Il collasso viene raggiunto per rottura a pressoflessione di due delle pareti snelle del primo piano su cui è stato realizzato l'intonaco armato. Va tuttavia sottolineato che tutti i maschi murari e le fasce di piano dell'edificio, sia in direzione x che in direzione y, rimangono integri senza raggiungere neanche lo stato plastico, cosa che invece non avveniva prima degli interventi proposti.

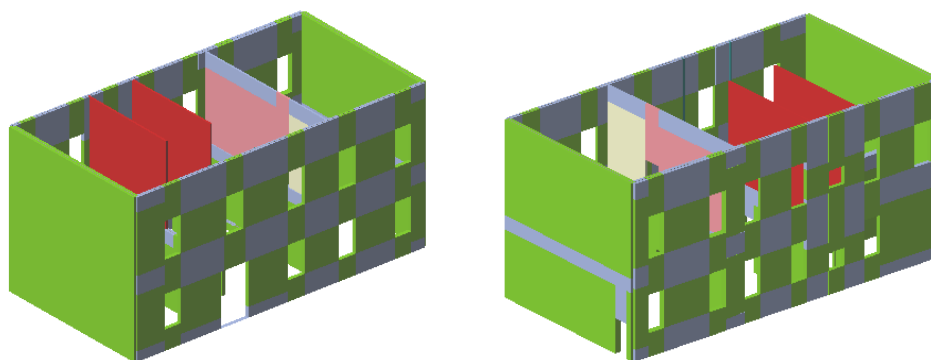


Figura III.89: Analisi globale modello 2 (fronte strada e retro) step 89/166

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0.853$$

$$T_R = 330 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 34.65 \text{ anni}$$

In questo caso i parametri ottenuti dall'analisi risultano praticamente invariati rispetto alla situazione precedente (stato di fatto), attestandosi comunque su valori pienamente soddisfacenti.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 Dmax 2,48 [cm] <= Du 3,18 [cm]
 q* 3,52 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 Dmax 0,80 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO
 Dmax 0,64 [cm] <= Do 1,67 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	330	475	0,695	1,11	1,30	0,853
SLD	200	50	4,000	0,90	0,45	2,002
SLO	200	30	6,667	0,93	0,36	2,604

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T*	0,406 [s]	Duttilità disponibile	4,79
m*	272.970,69 [kg]	Γ	1,11
w	501.188,04 [kg]	F*y	39.049 [daN]
		d*y	0,60 [cm]
		d*u	2,86 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1° modo di vibrare
 Direzione sisma + Uy
 Nodo controllo 21
 Media nodi di livello 2
 Eccentricità -99,3898010253906
 Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

NA 3 DIR Y TRASLAZIONE CORDOLO

Pareti	8
Livelli	2
Nodi 3D	34
Nodi 2D	28
Materiali	4
Elementi	93
Travi	43
Pilastrini	0
Vincoli	23
Setti travi	0
Setti pareti	0

OK ?

Figura III.90 : Verifiche modello 2

3.6.3 Modello 3 (Torsione)

Sono state realizzate 12 analisi di push-over, tutte relative a sismi avente direzione y.

Le analisi non soddisfatte nei confronti dello SLV sono 4 e la più gravosa risulta essere l'analisi n.ro 6, mentre tutte le altre analisi risultano soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,25	2,06	2,015	0,31	1,68	0,26	1,68	1,489	3,735
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,98	2,47	3,283	0,58	1,49	0,46	1,49	0,919	2,262
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,06	1,35	1,522	0,28	1,01	0,23	1,01	1,199	2,859
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,25	1,65	1,545	0,35	1,14	0,28	1,14	1,243	2,767
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	103,7	1,25	1,82	2,030	0,31	1,82	0,25	1,82	1,366	4,007
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-103,7	1,59	2,52	1,977	0,45	1,56	0,36	1,56	1,498	2,892
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	103,7	1,83	1,73	3,178	0,52	1,52	0,41	1,52	0,944	2,480
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-103,7	2,10	2,65	3,216	0,64	1,45	0,51	1,45	0,933	2,066
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	103,7	1,10	1,30	1,616	0,29	1,01	0,23	1,01	1,133	2,784
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-103,7	0,89	1,64	1,250	0,26	1,07	0,21	1,07	1,537	3,337
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	103,7	1,40	1,61	1,553	0,40	1,20	0,33	1,20	1,114	2,611
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-103,7	1,19	1,72	1,458	0,34	1,11	0,27	1,11	1,326	2,805

Figura III.91 : Risultati analisi di push-over modello 3

Analisi di push-over n.ro 6 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

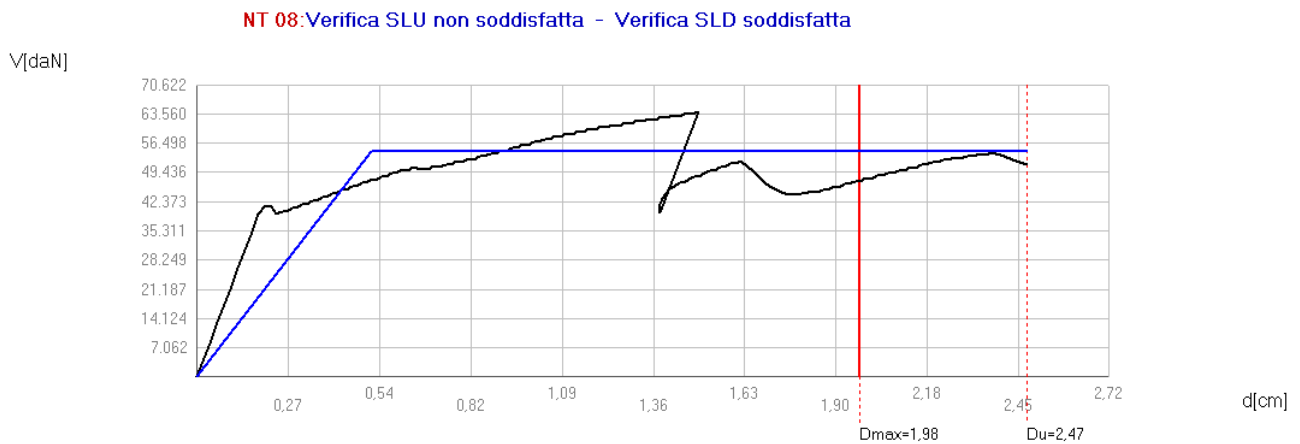


Figura III.92: Curva di push-over analisi n.ro 6

Anche in questo caso la curva di push-over presenta molti punti di discontinuità. Si esegue un ragionamento analogo a quello seguito per il modello precedente arrestando l'analisi per uno spostamento ultimo pari a $d_u=1.47$ cm, step 90 di 153.

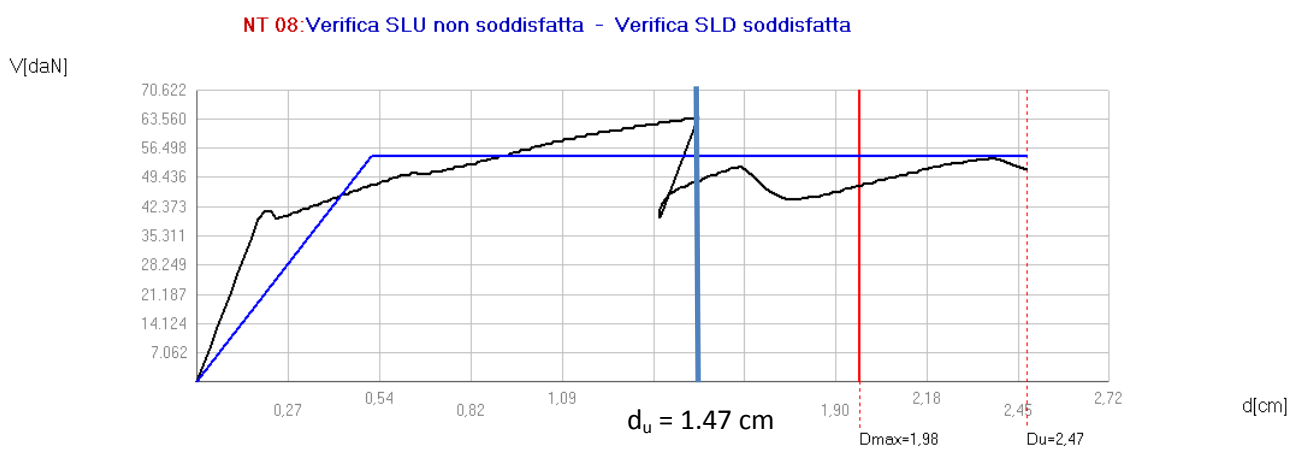


Figura III.93: curva di push-over analisi n.ro 6 con spostamento ultimo pari a 1.47 cm.

Il collasso viene raggiunto per rottura a pressoflessione di una delle pareti snelle del primo piano su cui è stato realizzato l'intonaco armato, mentre tutti gli altri elementi risultano integri quando la struttura raggiunge il collasso.

3.6.4 Risultati

Vengono riportate di seguito delle tabelle riassuntive, nelle quali vengono illustrati i parametri di riferimento per i tre modelli nelle due diverse condizioni studiate, stato di fatto e stato di progetto. Viene inoltre calcolato il miglioramento percentuale ottenuto, attraverso gli interventi proposti, rispetto alla situazione iniziale del fabbricato.

TRASLAZIONE DIREZIONE X	PGA_C (m/s^2)	PGA_D (m/s^2)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	Is_{SLV} (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
stato di fatto	1.131	1.30	343	475	0.722	36.02	0.870
stato di progetto	1.322	1.30	500	475	1.053	52.50	1.017

Tabella III.16 : Valori di Is_{SLV} , T_{INT} e α_U per il modello 1

TRASLAZIONE DIREZIONE Y	PGA_C (m/s^2)	PGA_D (m/s^2)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	Is_{SLV} (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
stato di fatto	1.091	1.30	319	475	0.672	33.49	0.837
stato di progetto	1.111	1.30	330	475	0.695	34.65	0.853

Tabella III.17: Valori di Is_{SLV} , T_{INT} e α_U per il modello 2

TORSIONE	PGA_C (m/s^2)	PGA_D (m/s^2)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	Is_{SLV} (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
stato di fatto	0.935	1.30	225	475	0.474	23.63	0,719
stato di progetto	1.195	1.30	389	475	0.819	40.85	0.919

Tabella III.18 : Valori di Is_{SLV} , T_{INT} e α_U per il modello 3

	Variazione Is_{SLV} (%)	Variazione T_{INT} (%)	Variazione α_U (%)
TRASLAZIONE IN DIREZIONE X	+ 45,84	+ 45,75	+ 14,45
TRASLAZIONE IN DIREZIONE Y	+ 3,58	+ 0,46	+ 1,91
TORSIONE	+ 72,78	+ 72,87	+ 27,82

Tabella III.19 : Calcolo del miglioramento percentuale ottenuto per i tre differenti modelli

Come è possibile notare dalle tabelle, il miglioramento ottenuto rispetto alla situazione iniziale del fabbricato, da ottenersi attraverso la realizzazione degli interventi proposti nel precedente capitolo, è considerevole. In particolar modo risulta evidente la variazione dei parametri relativi al terzo modello (torsione), per il quale l'incremento del parametro α_U , è prossimo al 28%. Anche il primo modello risente notevolmente dei benefici introdotti dagli interventi proposti, in questo caso l'incremento di α_U , risulta essere di circa il 15 %. L'unico modello che sembra non risentire della realizzazione degli interventi è il secondo (traslazione in y), nel quale i parametri di riferimento rimangono praticamente invariati.

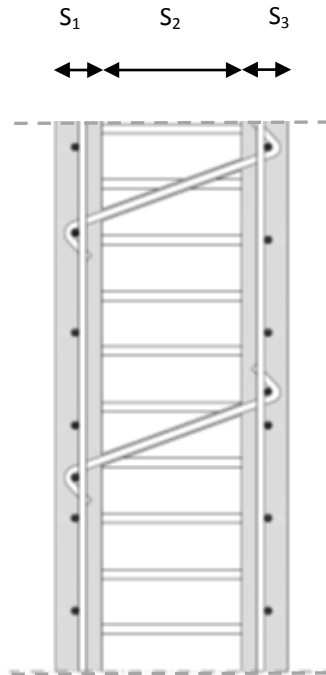
3.6.5 Valutazione del reale contributo fornito dall'intonaco armato

A seguito delle verifiche effettuate, si ritiene utile valutare l'effettivo contributo fornito dalla realizzazione dell'intonaco armato sulle pareti interne del primo piano.

Un intervento di consolidamento di una parete in muratura mediante intonaco armato produce infatti un elemento strutturale "misto", costituito da due materiali che differiscono in maniera sensibile per rigidità e duttilità. A rigore bisognerebbe verificare che l'intonaco armato, che potrebbe essere considerato come una paretina in c.a. debolmente armata, arrivi a snervamento per uno spostamento della sommità della parete, prossimo a quello per il quale la muratura raggiunge la sua resistenza ultima. In tal modo si incrementerebbe la resistenza nei confronti dell'azione sismica senza modificare in maniera eccessiva la duttilità della parete stessa. Pur non eseguendo tale confronto, si ritiene utile effettuare una nuova modellazione della struttura, attraverso la quale sarà possibile effettuare una verifica sulla bontà dei risultati ottenuti con le precedenti modellazione relative allo stato di progetto. Nei modelli precedentemente analizzati, la realizzazione dell'intonaco armato è stata simulata conferendo alle pareti oggetto dell'intervento il relativo coefficiente migliorativo, applicato come da norma, sia ai valori delle resistenze che ai valori dei moduli. Nel nuovo modello si vuole invece trasformare la parete costituita dal sistema "intonaco armato (5 cm) - parete in muratura a una testa (12 cm) - intonaco armato (5 cm)", in una *parete equivalente* completamente in muratura avente uguale rigidità. Le caratteristiche meccaniche di quest'ultima saranno ovviamente le stesse della parete in muratura a una testa esistente, ovvero quelle relative a una muratura in mattoni pieni e malta di calce, a cui non vengono applicati coefficienti migliorativi.

Per calcolare lo spessore della parete equivalente bisogna considerare il coefficiente di omogeneizzazione "n", dato dal rapporto tra i moduli di Young dei due materiali. È possibile considerare la seguente equazione per il calcolo dello spessore della nuova parete:

$$s_{eq} = n \cdot s_1 + s_2 + n \cdot s_3 \quad (3.31)$$



$$n = \frac{E_{intonaco}}{E_{muratrura}} \quad (3.32)$$

Poiché l'intonaco armato è realizzato per successivi rinzaffi di malta cementizia è possibile considerare un modulo elastico in condizioni non fessurate pari a un quinto di quello relativo al calcestruzzo.

$$E_{intonaco} = \frac{E_{cls}}{5} = \frac{30000 \text{ MPa}}{5} = 6000 \text{ MPa}$$

È possibile quindi ricavare il valore del coefficiente n e lo spessore della parete equivalente:

$$n = \frac{E_{intonaco}}{E_{muratrura}} = \frac{6000 \text{ MPa}}{1500 \text{ MPa}} = 4$$

$$s_{eq} = n \cdot s_1 + s_2 + n \cdot s_3 = 4 \cdot 5 + 12 + 4 \cdot 5 = 52 \text{ cm}$$

La realizzazione di un intonaco armato di $5 + 5 = 10$ cm, corrisponde quindi ad un incremento dello spessore della parete esistente di 40 cm.

È ora possibile calcolare e confrontare la rigidezza delle due pareti per valutare la correttezza dell'approssimazione effettuata. La rigidezza generica k_i può essere calcolata mediante la seguente formula, valida per sezioni rettangolari:

$$k_i = \frac{E_i G_i A l^2}{4G_i H^3 + 1.2E_i H l^2} \quad (3.33)$$

Dove:

E_i è il modulo di Young del materiale considerato;

G_i è il modulo di taglio;

A è l'area della sezione, $A = s_i \cdot H$;

l è la lunghezza della parete;

H è l'altezza della parete.

- **Rigidezza parete con intonaco armato**

$$k_1 = 2k_{intonaco} + k_{muratura} = \frac{2E_{intonaco}G_{intonaco}Al^2}{4G_{intonaco}H^3 + 1.2E_{intonaco}Hl^2} + \frac{E_{muratura}G_{muratura}Al^2}{4G_{muratura}H^3 + 1.2E_{muratura}Hl^2} =$$

$$\frac{2 \cdot 6000 \cdot 2400 \cdot 5340 \cdot 50 \cdot 10000^2}{4 \cdot 2400 \cdot 5340^3 + 1.2 \cdot 6000 \cdot 5340 \cdot 10000^2} + \frac{1500 \cdot 500 \cdot 5340 \cdot 120 \cdot 10000^2}{4 \cdot 500 \cdot 5340^3 + 1.2 \cdot 1500 \cdot 5340 \cdot 10000^2} =$$

$$\frac{7.689 \cdot 10^{20}}{5.307 \cdot 10^{15}} + \frac{4.806 \cdot 10^{19}}{1.266 \cdot 10^{15}} = 144894.36 \text{ N/mm} + 37962.08 \text{ N/mm} = 182856.47 \text{ N/mm}$$

- **Rigidezza parete equivalente**

$$k_{eq} = \frac{E_{muratura}G_{muratura}A_{eq}l^2}{4G_{muratura}H^3 + 1.2E_{muratura}Hl^2} = \frac{1500 \cdot 500 \cdot 5340 \cdot 520 \cdot 10000^2}{4 \cdot 500 \cdot 5340^3 + 1.2 \cdot 1500 \cdot 5340 \cdot 10000^2} =$$

$$\frac{2.083 \cdot 10^{20}}{1.266 \cdot 10^{15}} = 164502.37 \text{ N/mm}$$

- **Errore percentuale commesso nell'approssimazione**

$$\varepsilon = \frac{(k_1 - k_{eq})}{k_1} \cdot 100 = \frac{(182856.47 - 164502.37)}{182856.47} \cdot 100 = 9.99\%$$

L'errore commesso nell'approssimazione risulta elevato, circa il 10%, esso potrebbe essere causato dal diverso rapporto di proporzionalità esistente tra i moduli elastici.

$$G_{intonaco} = \frac{E_{intonaco}}{2 \cdot (1+\nu)} \simeq 0.4 E_{intonaco} \quad (3.34)$$

mentre per la muratura considerata si ha:

$$G_{muratura} = 0.33 E_{muratura} \quad (3.35)$$

È possibile dimostrare che considerando lo stesso rapporto di proporzionalità tra i moduli, l'errore percentuale commesso sarebbe stato molto più basso. Si pone:

$$G_{intonaco} = 0.33 E_{intonaco} = 2000 \text{ MPa}$$

La rigidezza della parete con intonaco armato diventa:

$$k_1 = \frac{2E_{intonaco}G_{intonaco}Al^2}{4G_{intonaco}H^3 + 1.2E_{intonaco}Hl^2} + \frac{E_{muratura}G_{muratura}Al^2}{4G_{muratura}H^3 + 1.2E_{muratura}Hl^2} =$$

$$\frac{2 \cdot 6000 \cdot 2000 \cdot 5340 \cdot 50 \cdot 10000^2}{4 \cdot 2000 \cdot 5340^3 + 1.2 \cdot 6000 \cdot 5340 \cdot 10000^2} + \frac{1500 \cdot 500 \cdot 5340 \cdot 120 \cdot 10000^2}{4 \cdot 500 \cdot 5340^3 + 1.2 \cdot 1500 \cdot 5340 \cdot 10000^2} =$$

$$\frac{6.407 \cdot 10^{20}}{5.062 \cdot 10^{15}} + \frac{4.806 \cdot 10^{19}}{1.266 \cdot 10^{15}} = 126545.87 \text{ N/mm} + 37962.08 \text{ N/mm} = 164507.95 \text{ N/mm}$$

È ora possibile ricalcolare l'errore percentuale:

$$\varepsilon = \frac{(k_1 - k_{eq})}{k_1} \cdot 100 = \frac{(164507.95 - 164502.37)}{164507.95} \cdot 100 = 0.003 \%$$

In questo caso l'errore commesso risulta praticamente nullo; è quindi possibile considerare con buona approssimazione per la parete equivalente uno spessore di 52 cm, avente rigidezza $k=164502.37 \text{ N/mm}$.

Si eseguono nuovamente le analisi globali per i modelli 2 e 3, aumentando lo spessore delle pareti interne del primo piano da 12 cm a 52 cm, e conferendo alle stesse le caratteristiche meccaniche della tipologia di muratura "Muratura pareti interne primo piano", ovvero la tipologia di muratura alla quale non vengono applicati parametri correttivi. Non si esegue l'analisi globale del modello 1, relativa alla traslazione in direzione x del fabbricato, poiché tutte le pareti sulle quali si esegue l'intervento relativo all'intonaco armato sono dirette in direzione y e non modificano pertanto il comportamento dell'edificio in direzione x.

3.6.5.1 Modello 2 con pareti equivalenti (traslazione in direzione y)

Si riportano di seguito i risultati relativi alle 12 analisi di push-over eseguite per il modello 2.

Come è possibile notare dalla Figura III.96 :Risultati analisi di push-over modello 2 tutte le analisi relative allo SLV, ad eccezione dell'analisi n.ro 21 sono soddisfatte. Tutte le analisi risultano invece soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,30	5,78	2,264	0,34	1,52	0,28	1,52	1,325	3,358
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,41	7,29	2,298	0,38	1,77	0,31	1,77	1,305	3,587
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,35	6,29	1,963	0,38	0,77	0,31	0,77	1,528	1,874
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,61	6,82	2,265	0,47	1,26	0,38	1,26	1,324	2,363
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	99,4	1,26	5,26	1,990	0,34	0,66	0,27	0,66	1,508	1,794
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-99,4	1,29	8,02	1,972	0,35	1,67	0,28	1,29	1,522	3,662
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	99,4	1,39	1,52	2,251	0,38	1,52	0,31	1,52	1,077	3,163
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-99,4	1,43	8,51	2,167	0,40	2,10	0,32	2,10	1,384	4,118
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	99,4	1,38	1,11	1,897	0,39	1,11	0,32	1,11	0,836	2,466
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-99,4	1,38	8,52	2,048	0,38	0,90	0,31	0,90	1,465	2,067
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	99,4	1,58	5,05	2,158	0,46	5,05	0,37	5,05	1,390	4,135
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-99,4	1,50	9,01	1,948	0,44	4,89	0,35	4,89	1,540	4,581

Figura III.96 :Risultati analisi di push-over modello 2 con pareti equivalenti

Analisi di push-over n.ro 21 – Sisma direzione Y-, con carico sismico proporzionale alle masse

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa tra quelle studiate, analisi n.ro 21

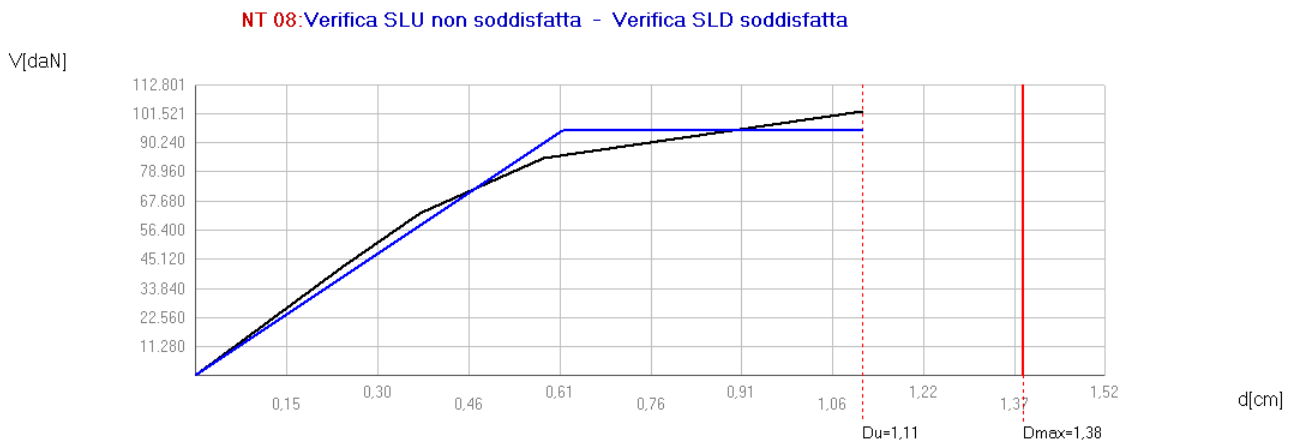


Figura III.97 : Curva di push-over analisi n.ro 21, modello 2 con pareti equivalenti

Il collasso della struttura avviene per rottura a taglio e a pressoflessione delle pareti in direzione y al piano terra. In questo caso, a differenza del modello due studiato nel § 3.6.2, le pareti su cui si esegue l'intervento relativo all'intonaco armato restano integre, solo una raggiunge lo stato plastico.

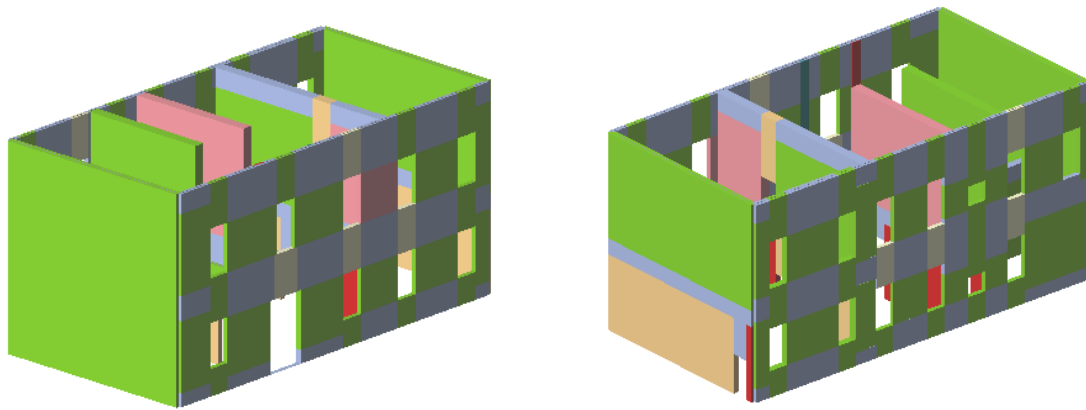


Figura III.98 : Analisi globale modello 2 (fronte strada e retro dell'edificio)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0.836$$

$$T_R = 315 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 33.08 \text{ anni}$$

I parametri superano abbondantemente i valori di riferimento e si attestano su valori molto prossimi a quelli ricavati nell'analisi proposta nel § 3.6.2

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

D_{max} 1,38 [cm] > D_u 1,11 [cm]
q* 1,90 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

D_{max} 0,39 [cm] <= D_d 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

D_{max} 0,32 [cm] <= D_o 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	315	475	0,663	1,09	1,30	0,836
SLD	315	50	6,300	1,11	0,45	2,466
SLO	315	30	10,500	1,13	0,36	3,144

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,314 [s] Duttilità disponibile 1,82
m* 387.863,30 [kg] Γ 0,93
w 586.998,22 [kg] F*y 102.791 [daN]
d*y 0,66 [cm]
d*u 1,20 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico Masse
Direzione sisma - Uy
Nodo controllo 12
Media nodi di livello 2
Eccentricità 99,3898010253906
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

IA 3 DIR Y TRASLAZIONE INTONACO

Pareti 8
Livelli 2
Nodi 3D 34
Nodi 2D 28
Materiali 3
Elementi 93
Travi 43
Pilastrini 0
Vincoli 23
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK ?

Figura III.99 : Verifiche modello 2 con pareti equivalenti

3.6.5.2 Modello 3 con pareti equivalenti (torsione)

Si riportano di seguito i risultati relativi alle 12 analisi di push-over eseguite per il modello 3.

Tutte le analisi relative allo SLV, ad eccezione dell'analisi n.ro 23 sono soddisfatte. Tutte le analisi risultano invece soddisfatte nei confronti degli SLD e SLO.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,05	5,46	1,896	0,28	1,61	0,22	1,19	1,582	4,182
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,16	6,47	1,961	0,31	1,75	0,25	1,19	1,530	4,162
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,08	5,79	1,815	0,29	3,87	0,24	3,87	1,653	4,918
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,22	6,40	1,769	0,34	4,53	0,28	4,53	1,696	5,046
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	103,7	1,04	1,38	1,827	0,27	1,38	0,22	1,38	1,261	3,703
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-103,7	1,04	6,90	1,755	0,28	1,38	0,23	1,08	1,710	3,688
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	103,7	1,16	1,36	1,999	0,31	1,36	0,25	1,36	1,148	3,372
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-103,7	1,15	6,75	1,817	0,32	2,05	0,26	1,19	1,651	4,803
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	103,7	1,09	4,63	1,788	0,29	4,63	0,24	4,63	1,678	4,991
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-103,7	1,05	6,52	1,642	0,29	0,71	0,24	0,71	1,827	2,217
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	103,7	1,26	1,11	1,876	0,36	1,11	0,29	1,11	0,903	2,662
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-103,7	1,20	7,03	1,835	0,34	0,99	0,27	0,99	1,635	2,525

Figura III.100 : Risultati analisi di push-over modello 3 con pareti equivalenti

Analisi di push-over n.ro 23 – Sisma direzione Y-, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa tra quelle studiate, analisi n.ro 21.

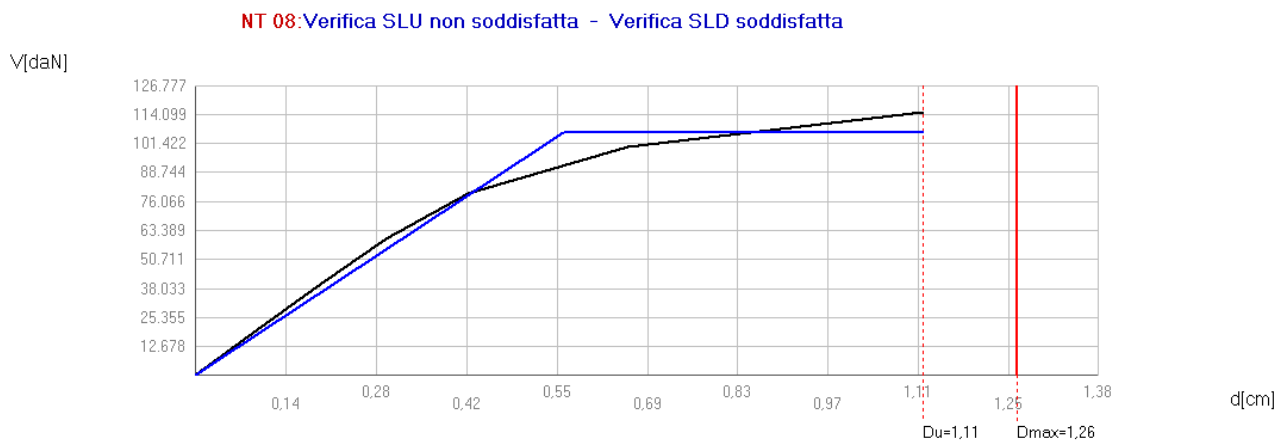


Figura III.101 : Curva di push-over analisi n.ro 23, modello 3 con pareti equivalenti

Anche in questo caso il collasso della struttura avviene per rottura a taglio e a pressoflessione delle pareti in direzione y al piano terra. In questo caso però due pareti interne del primo piano raggiungono lo stato plastico per pressoflessione all'atto del collasso.

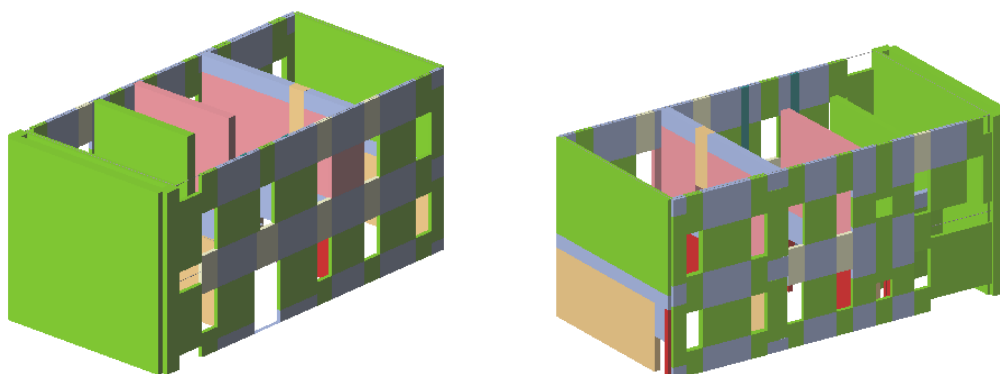


Figura III.102 : Analisi globale modello 3 (fronte strada e retro dell'edificio)

I parametri ricavati dall'analisi sono:

$$\alpha_U = 0.903$$

$$T_R = 377 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 39.85 \text{ anni}$$

Anche per il modello 3 i parametri superano abbondantemente i valori di riferimento e si attestano su valori molto prossimi a quelli ricavati nell'analisi proposta nel § 3.6.3

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 1,26 [cm] > Du 1,11 [cm]
q* 1,88 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,36 [cm] <= Dd 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,29 [cm] <= Do 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	377	475	0,794	1,17	1,30	0,903
SLD	377	50	7,540	1,20	0,45	2,662
SLO	377	30	12,567	1,22	0,36	3,407

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,312 [s] Duttilità disponibile 1,98
m* 464.011,61 [kg] Γ 0,85
w 720.426,57 [kg] F*y 124.405 [daN]
d*y 0,66 [cm]
d*u 1,31 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico 1* modo di vibrare
Direzione sisma - Uy
Nodo controllo 12
Media nodi di livello 2
Eccentricità 103,72509765625
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

MIA MENTANA 3 DIR Y INTONACO
Pareti 9
Livelli 2
Nodi 3D 42
Nodi 2D 33
Materiali 3
Elementi 97
Travi 42
Pilastrini 0
Vincoli 27
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK

Figura III.103 : Verifiche modello 3 con pareti equivalenti

3.6.5.3 Confronto dei risultati ottenuti

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive, nelle quali si riportano i valori dei principali parametri di riferimento per le analisi dei modelli 2 e 3 con pareti equivalenti. Tali analisi saranno poi confrontate con i valori ottenuti con la modellazione dei § 3.6.2 e 3.6.3 relative ai modelli 2 e 3 della struttura nei quali la modellazione dell'intonaco armato è stata simulata con l'inserimento del relativo parametro di miglioramento sulle pareti oggetto dell'intervento.

MODELLI CON PARETI EQUIVALENTI	PGA_C (m/s ²)	PGA_D (m/s ²)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	$I_{s,SLV}$ (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
Modello 2 (traslazione dir. y)	1.091	1.30	315	475	0.663	33.08	0.836
Modello 3 (torsione)	1.173	1.30	377	475	0.793	39.58	0.903

Tabella III.20 : Valori di $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U per i modelli 2 e 3 con pareti equivalenti

MODELLI CON PARAMETRO MIGLIORATIVO "INTONACO ARMATO"	PGA_C (m/s ²)	PGA_D (m/s ²)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	$I_{s,SLV}$ (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
Modello 2 (traslazione dir. y)	1.111	1.30	330	475	0.695	34.65	0.853
Modello 3 (torsione)	1.195	1.30	389	475	0.819	40.85	0.919

Tabella III.21: Valori di $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U per i modelli 2 e 3 con parametro migliorativo "intonaco armato"

MODELLI	Differenza $I_{s,SLV}$ (%)	Differenza T_{INT} (%)	Differenza α_U (%)
TRASLAZIONE IN DIREZIONE Y	+ 4.60	+ 4.53	+ 1,99
TORSIONE	+ 3.17	+ 3.11	+ 1.74

Tabella III.22 : Differenze percentuali tra i parametri $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U , ricavati per le due differenti tipologie di modellazione

Come si evince dalla Tabella III.22 : Differenze percentuali tra i parametri $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U , ricavati per le due differenti tipologie di modellazione la differenza tra le due differenti tipologie di modellazione effettuate, ovvero quella nella quale si è utilizzato per la simulazione dell'intonaco armato il relativo parametro migliorativo e quella nella quale si è fatto ricorso alle pareti equivalenti, risulta davvero minima. Infatti tutte le differenze percentuali relative ai parametri $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U hanno un valore inferiore al 5 %. Nella seconda tipologia di modellazione tuttavia all'atto del collasso le pareti interne del primo piano rimangono tutte integre o raggiungono al massimo lo stato plastico, cosa

che ci si aspetterebbe a seguito dell'intervento di consolidamento effettuato mediante la realizzazione dell'intonaco armato.

3.7 Analisi locali (stato di progetto)

A seguito degli interventi proposti per migliorare la risposta sismica del fabbricato e eliminare le vulnerabilità presenti, si studiano nuovamente i meccanismi locali precedentemente analizzati. Dopo la realizzazione degli interventi, a variare saranno principalmente le condizioni di vincolo degli elementi studiati. Nel dettaglio, verranno analizzati i seguenti cinematismi:

1) Ribaltamento articolato della facciata: attraverso l'inserimento del cordolo alla quota della linea di gronda, viene impedito il ribaltamento semplice della facciata. Il cordolo rappresenta un vincolo per le pareti del primo piano; la sua funzione è infatti quella di evitare il ribaltamento fuori dal piano delle pareti stesse, garantendo un comportamento più omogeneo e scatolare alla struttura. Inoltre tra gli interventi proposti, c'è quello relativo alla reticolare di irrigidimento per il solaio del primo impalcato. L'unione di questi interventi non consente la creazione di un meccanismo che coinvolga l'intera facciata poiché essa risulta sufficientemente vincolata. L'unico meccanismo che potrebbe crearsi, e sul quale si eseguirà la verifica è il meccanismo articolato relativo al ribaltamento della facciata del primo piano.

2) Ribaltamento articolato del timpano murario interno: attraverso l'intonaco armato (che andrà adeguatamente collegato al solaio di copertura) e attraverso l'inserimento del cordolo, viene fornito un vincolo sommitale alla parete. Anche in questo caso il nuovo meccanismo da studiare sarà quello articolato, nel quale si prevede la formazione di una cerniera posta circa alla metà dell'altezza del pannello analizzato.

3) Ribaltamento semplice del frontone: inserendo il cordolo sommitale e la reticolare metallica alla quota del solaio del primo impalcato si ritiene impedito il ribaltamento dell'intero timpano esterno che risulterebbe sufficientemente vincolato. Per questo l'unico meccanismo che si ritiene possa attivarsi è quello relativo al ribaltamento semplice del frontone.

Si riportano di seguito le immagini e le tabelle relative ai meccanismi analizzati.

3.7.1 Ribaltamento articolato della facciata – FRONTE STRADA

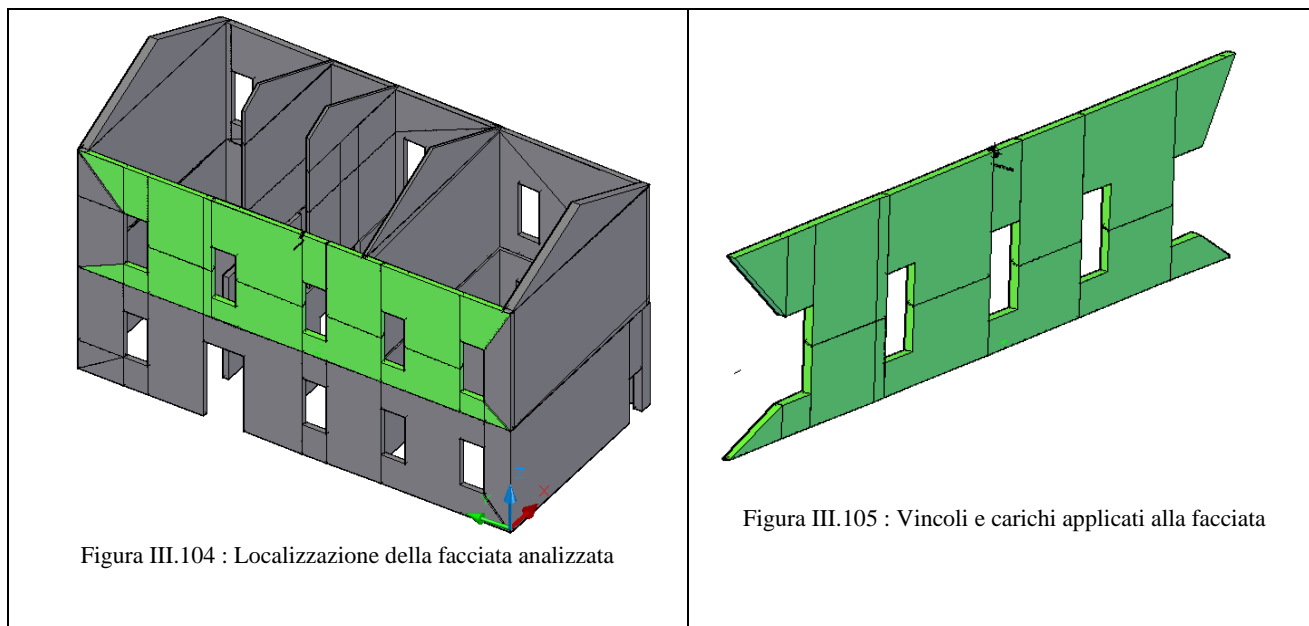


Figura III.104 : Localizzazione della facciata analizzata

Figura III.105 : Vincoli e carichi applicati alla facciata

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	SCARICA

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 22409.12kg$	$a_0 = 0.24$	$d_{k,0} = 0.239 m$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 0.620 s$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 1.746 m/s^2$	$d_u = 0.036 m$	$d_u = 0.036 m$
$a_{SLV} = 2.232 m/s^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0.036 m$	$\Delta_{d(T_s)} = 0.035 m$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO
	VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	78%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 907$ anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 95.23$ anni

3.7.1.1 Verifica a trazione del cordolo sommitale

Si esegue la verifica a trazione del cordolo sommitale, calcolando il tiro minimo che quest'ultimo deve esercitare, per evitare il ribaltamento della facciata. Si ipotizza un profilo UPN 80 acciaio s235.

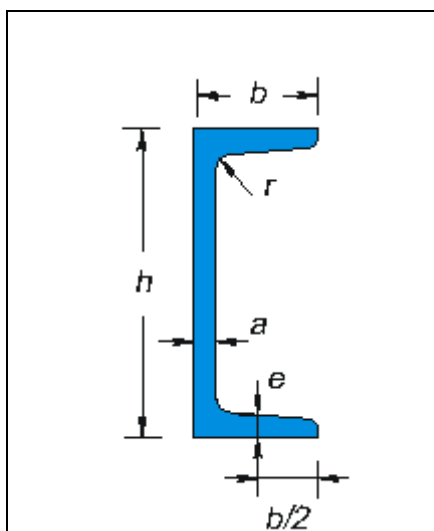


Figura III.106: Caratteristiche geometriche profilo UPN 80

h (mm)	80
a (mm)	6
e (mm)	8
b (mm)	45
r (mm)	8
A (cm ²)	11
W _x (cm ³)	216.5
W _y (cm ³)	6.35
J _x (cm ⁴)	106
J _y (cm ⁴)	19.4

Per effettuare la verifica è necessario conoscere il tiro che deve fornire il cordolo per evitare il ribaltamento dalla parete. Si effettua il calcolo del momento stabilizzante e del momento instabilizzante, come proposto nel § 3.4.4 della tesi, aggiungendo il contributo stabilizzante fornito dal cordolo. I dati forniti in seguito fanno riferimento al ribaltamento semplice della facciata del primo piano.

$$G = 228 \text{ KN}$$

$$V = 0 \text{ KN}$$

$$a_{slv} = 1.434 \text{ m/s}^2$$

$$M^* = 22669.03 \text{ kg}$$

$$e^* = 1.00$$

$$T = 1.431 \text{ s}$$

Il moltiplicatore di collasso risulta pari a:

$$\lambda_0 = \frac{a_0 \cdot e^* \cdot FC}{g} = \frac{(1.434) \cdot (1) \cdot (1.35)}{9.81} = 0.197$$

È ora possibile calcolare il contributo fornito dal momento stabilizzante e da quello in stabilizzante:

$$M_s = G \cdot \frac{s}{2} + V \cdot \frac{s}{2} + T \cdot H \quad (3.36)$$

$$M_i = \lambda_0 \cdot \left(V \cdot H + G \cdot \frac{H}{2} \right) \quad (3.37)$$

Si impone $M_s = M_i$ e si determina l'incognita T

$$T = \left(\frac{\lambda_0 \cdot G \cdot H}{2} - \frac{G \cdot s}{2} \right) \cdot \frac{1}{H} = \left(\frac{0.197 \cdot 228.4 \cdot 5.36}{2} - \frac{228.4 \cdot 0.24}{2} \right) \cdot \frac{1}{5.36} = 17.35 \text{ KN}$$

Il cordolo deve quindi fornire un tiro maggiore o uguale a quello calcolato per impedire il ribaltamento. Si esegue ora la verifica a trazione del profilo metallico secondo quanto prescritto nel § 4.2.4.1.2 delle NTC.

L'azione di calcolo $N_{Ed} = T = 17.35 \text{ KN}$, deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.38)$$

Dove

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.39)$$

$\gamma_{M0} = 1.05$ (Tabella 4.2.V delle NTC - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità)

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$ (Tabella 11.3.IX delle NTC)

$$N_{t,Rd} = \frac{1100 \cdot 235}{1.05} = 246.2 \text{ KN} \geq T$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta

3.7.2 Ribaltamento articolato dei timpani murari interni

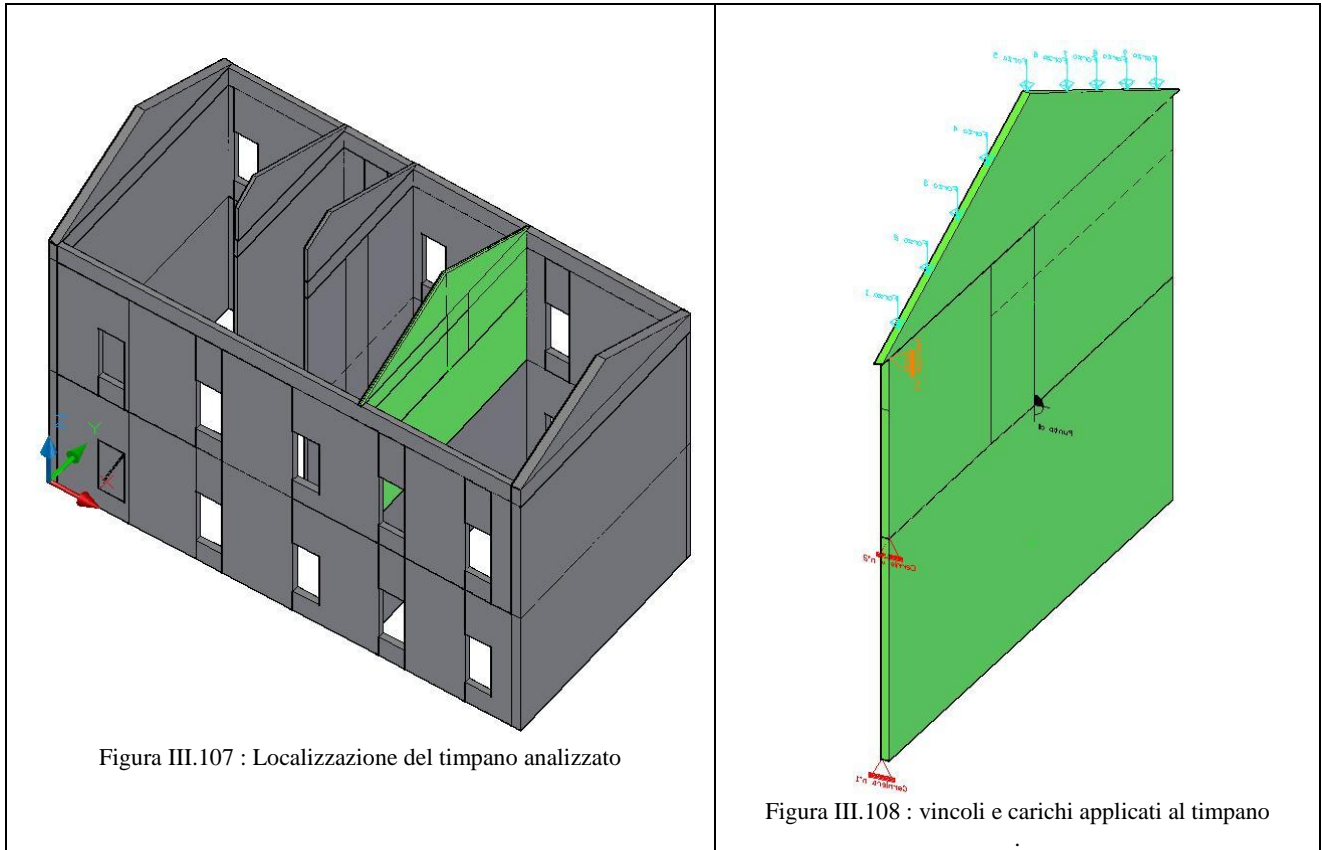


Figura III.107 : Localizzazione del timpano analizzato

Figura III.108 : vincoli e carichi applicati al timpano

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
55.15	F ₁ = F ₂ = ... = F ₉ = 23.89 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 11415.71 kg	a ₀ = 0,23	d _{k,0} = 0,077 m
e* = 0.34		
T _s = 0.208 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 4.936 m/s ²	d _u = 0.011 m	d _u = 0.011 m
a _{SLV} = 0.993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.006 m	Δ _{d(T_s)} = 0.019 m
VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
	VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	> 100 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T _R > 2475 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T _{INT} > 269 anni

3.7.3 Ribaltamento semplice del frontone

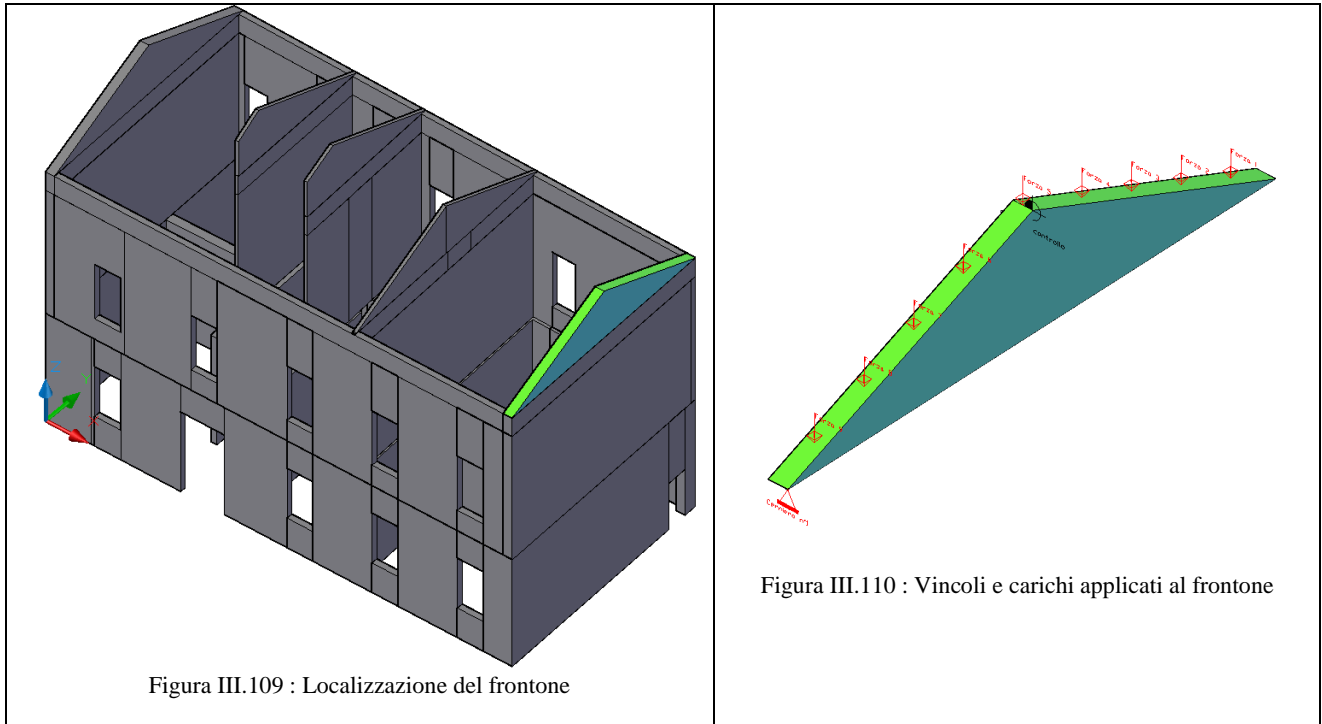


Figura III.109 : Localizzazione del frontone

Figura III.110 : Vincoli e carichi applicati al frontone

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
66.3	F ₁ = F ₂ = ... = F ₉ = 14.37

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 15893.25 kg	a ₀ = 0,37	d _{k,0} = 0,721 m
e* = 0.78		
T _s = 0.849 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 3.474 m/s ²	d _u = 0.130 m	d _u = 0.130 m
a _{SLV} = 3.333 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.049 m	Δ _{d(T_s)} = 0.059 m
VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
VERIFICATO		

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	> 100 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T _R > 2475
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T _{INT} > 269

3.7.4 Confronto dei risultati ottenuti

Vengono riportate di seguito delle tabelle riassuntive, nelle quali vengono illustrati i parametri di riferimento per i tre modelli nelle due diverse condizioni studiate, stato di fatto e stato di progetto. Viene inoltre calcolato il miglioramento percentuale ottenuto, attraverso gli interventi proposti, rispetto alla situazione iniziale del fabbricato.

CINEMATISMO	α_u [-]	T_R [anni]	T_{INT} [anni]
Facciata – fronte strada (stato di fatto)	0.56	74	7.7
Timpano interno (stato di fatto)	0.08	<30	<3
Timpano esterno (stato di fatto)	0.43	44.2	4.6
Facciata – fronte strada (stato di progetto)	0.78	907	95.2
Timpano interno (stato di progetto)	>1	>2475	>269
Frontone	>1	>2475	>269

Tabella III.23 : valori di T_R , T_{INT} e α_U per i modelli analizzati

CINEMATISMO	Variazione T_{INT} (%)	Variazione α_U (%)
<i>Facciata</i>	> 100	+39.29
Timpano interno	> 100	> 100
Timpano esterno (frontone)	> 100	> 100

Tabella III.24 : Calcolo del miglioramento ottenuto attraverso gli interventi proposti

Come è possibile notare dai dati in tabella, attraverso gli interventi proposti si ha un miglioramento netto rispetto alla situazione iniziale del fabbricato. In molti casi il miglioramento percentuale rispetto allo stato di progetto è superiore al 100 %, ciò non implica necessariamente il pieno superamento delle verifiche, tuttavia fa intuire come gli interventi proposti forniscano al fabbricato una maggiore resistenza nei confronti del sisma. Si ha comunque per tutti le analisi relative allo stato di progetto il superamento dei valori proposti per i parametri di riferimento, ovvero $\alpha_U > 0.6$ e $T_{INT} > 30$ anni

BIBLIOGRAFIA

- Beolchini G.C., Milano L., Antonacci E. (2005) – Definizione di modelli per l'analisi strutturale di edifici in muratura Volume II parte prima – Università degli studi di l'Aquila

Normative e documenti tecnici

- Circolare 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al DM 14/01/2008
- Nuove norme tecniche per la costruzioni – DM Infrastrutture 14/01/2008
- Linee guida per il rilievo l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato – Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS – BOZZA ottobre 2010 versione 3

CAPITOLO 4: ANALISI DI VULNERABILITA' E IPOTESI DI INTERVENTO PER L'EDIFICIO SITO IN VIA MENATANA 7.

Introduzione

Oggetto del seguente capitolo, è lo studio di vulnerabilità sismica, effettuata secondo le norme tecniche vigenti, del palazzo di via Mentana 7, sede di uffici del *Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara*. Al suo interno esso presenta una delle prime strutture in c.a. della città di Ferrara, lo scalone di rappresentanza in stile Liberty, Figura IV.3 : Immagini relative al corpo scala, per cui verranno eseguite delle specifiche analisi e modellazioni all'interno del capitolo. Il Palazzo è soggetto a vincolo conservativo della Sovrintendenza ai beni Architettonici e Paesaggistici ed è sottoposto a tutela ai sensi degli artt. 10, 12 e 13 del D. Lgs. 42/2004.

Lo studio del fabbricato sarà suddiviso in quattro parti:

- 1) Individuazione delle prime vulnerabilità dell'edificio e analisi globali e locali della struttura (senza il corpo scala), con riferimento allo stato di fatto dei fabbricati.
- 2) Individuazione di ulteriori vulnerabilità locali e globali degli edifici a seguito delle analisi effettuate. Note tutte le vulnerabilità, saranno proposti degli interventi volti a eliminare, dove possibile, le vulnerabilità individuate o comunque in grado di migliorare la risposta degli edifici nei confronti della sollecitazione sismica.
- 3) Analisi globali e locali degli edifici (senza il corpo scala), con dei nuovi modelli, che facciano riferimento allo stato di progetto del fabbricato, e calcolo del miglioramento percentuale ottenuto rispetto allo stato di fatto.
- 4) Analisi del corpo scala, attraverso una specifica modellazione mediante il programma FEM Straus 7.2.3

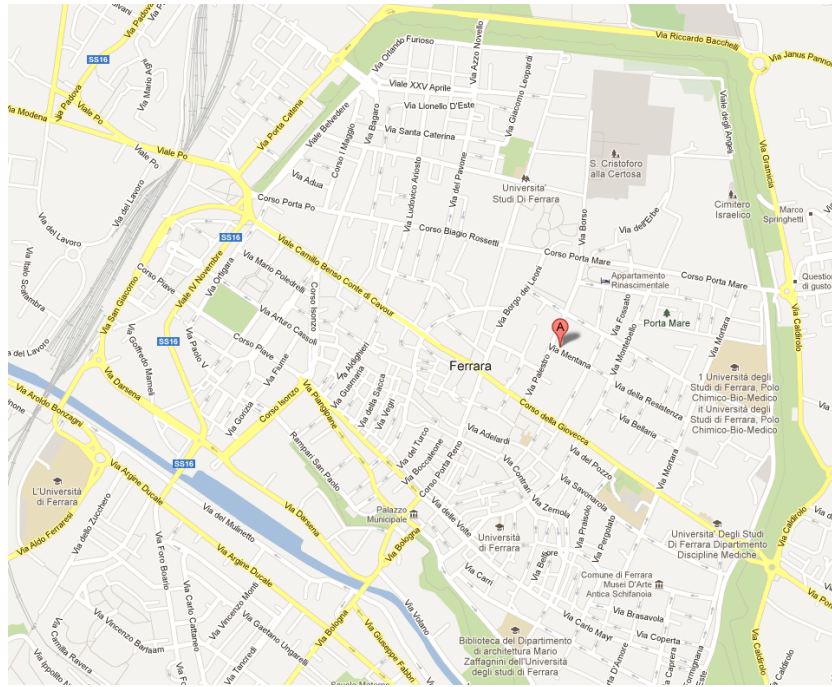


Figura IV.1: Localizzazione del fabbricato



Figura IV.2 : Immagine da satellite dell'edificio



Figura IV.3 : Immagini relative al corpo scala

4.1 Descrizione dell'edificio

In accordo con quanto indicato nel § 8.5 delle NTC 2008, *Procedure per la valutazione della sicurezza e redazione dei progetti*, si individuano le informazioni preliminari da determinare al fine dello studio del fabbricato. Viene in particolare suggerita la seguente scaletta di punti da analizzare:

- 1) Analisi storico critica
- 2) Rilievo
- 3) Caratterizzazione meccanica dei materiali
- 4) Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- 5) Azioni
- 6) Materiali

4.1.1 Analisi storico critica

Come per l'edificio di via Mentana 3, l'analisi storico critica non viene eseguita in quanto le informazioni storiche relative al palazzo non sono sufficienti. È noto unicamente il periodo di costruzione, inizi del Novecento, ma non sono presenti degli elaborati quali piante, sezioni dei solai e prospetti attraverso i quali valutare l'evoluzione del fabbricato nel corso degli anni. A differenza

del palazzo di via Mentana 3, che era parte di un aggregato edilizio, l'edificio di via Mentana 7 risulta una struttura "isolata".

4.1.2 Rilievo

Il rilievo dell'edificio è stato eseguito dal committente, e fornito sia in forma cartacea che digitale.

Nel materiale fornito erano presenti:

- **Elaborati grafici:** pianta piano terra, pianta piano primo, pianta piano secondo, pianta sottotetto, pianta copertura e pianta delle travi del tetto.
- **Documentazione fotografica:** 20 foto per il piano terra, 17 foto per il piano primo, 13 foto per il piano secondo, 28 foto per il piano di sottotetto e 8 foto per l'esterno dell'edificio.
- **Quadro fessurativo:** 16 foto.
- **Una relazione tecnica e di calcolo strutturale,** relativa al calcolo e alla verifica del lucernario del fabbricato, realizzata dall'ing. Massimo Giovannini.
- **Una relazione tecnica sulla "Valutazione della sicurezza del fabbricato in seguito a evento sismico",** realizzata dall'ing. Alberto Cervellati prima del terremoto del 20/05/2012 e consegnata al committente in data 04/01/2010.

A tale documentazione sono stati aggiunti altri elaborati grafici, e varie foto fatte nel corso dei sopralluoghi effettuati nell'edificio.

L'edificio è caratterizzato da struttura portante in muratura di mattoni pieni e malta di calce e risulta composto da tre piani, collegati tra loro mediante un corpo scala centrale, e dal sottotetto, accessibile mediante un secondo corpo scala, di minore dimensioni e che non presenta pregi storici-architettonici a differenza del primo. Le pareti perimetrali sono tutte costituite da muratura a tre teste, mentre le pareti portanti interne sono tutte in muratura a due teste, ad eccezione di un'unica parete al piano terra realizzata in muratura a una testa e per la quale sono state svolte specifiche indagini e analisi. La linea di gronda è a un'altezza di 14.77 m rispetto al piano di campagna, mentre la linea di colmo è a un'altezza di 18.20 m.



Figura IV.4 : Foto del prospetto dell'edificio

È possibile suddividere l'edificio in due corpi: il corpo uno avente uno sviluppo in pianta di $27,8 \times 17,5 \text{ m}^2$, e il corpo due di minori dimensioni avente uno sviluppo in pianta di $6,93 \times 9,35 \text{ m}^2$. Il corpo due non segue tutto lo sviluppo in altezza del fabbricato ma arriva fino alla quota del solaio del secondo impalcato.

Dalla pianta del piano terra, Figura IV.5 : Pianta piano terra. Vengono evidenziati in blu i due corpi dell'edificio e in rosso i due corpi scala., è possibile individuare i due corpi dell'edificio e i due corpi scala:

- 1) Corpo scala 1: è il corpo scala principale, ha uno sviluppo in pianta di $7,36 \times 4,88 \text{ m}^2$, e il suo sviluppo si arresta alla quota del solaio del secondo impalcato, non consente l'accesso al sottotetto;
- 2) Corpo scala 2: funge da scala secondaria, ha uno sviluppo in pianta di $2,3 \times 4,36 \text{ m}^2$, e il suo sviluppo si arresta alla quota del solaio di sottotetto.

PIANTA PIANO TERRA

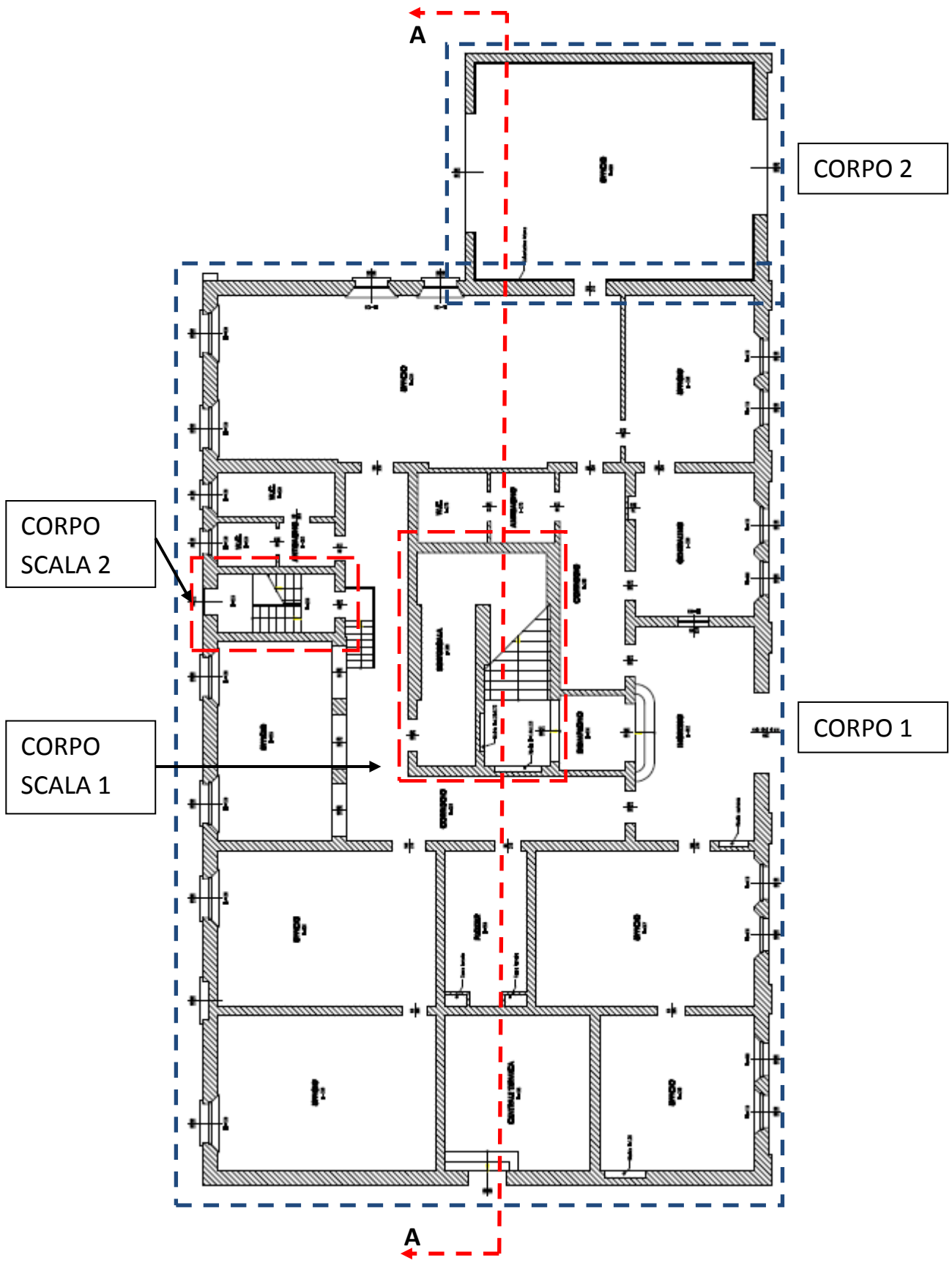


Figura IV.5 : Pianta piano terra. Vengono evidenziati in blu i due corpi dell'edificio e in rosso i due corpi scala.

PIANTA PRIMO PIANO

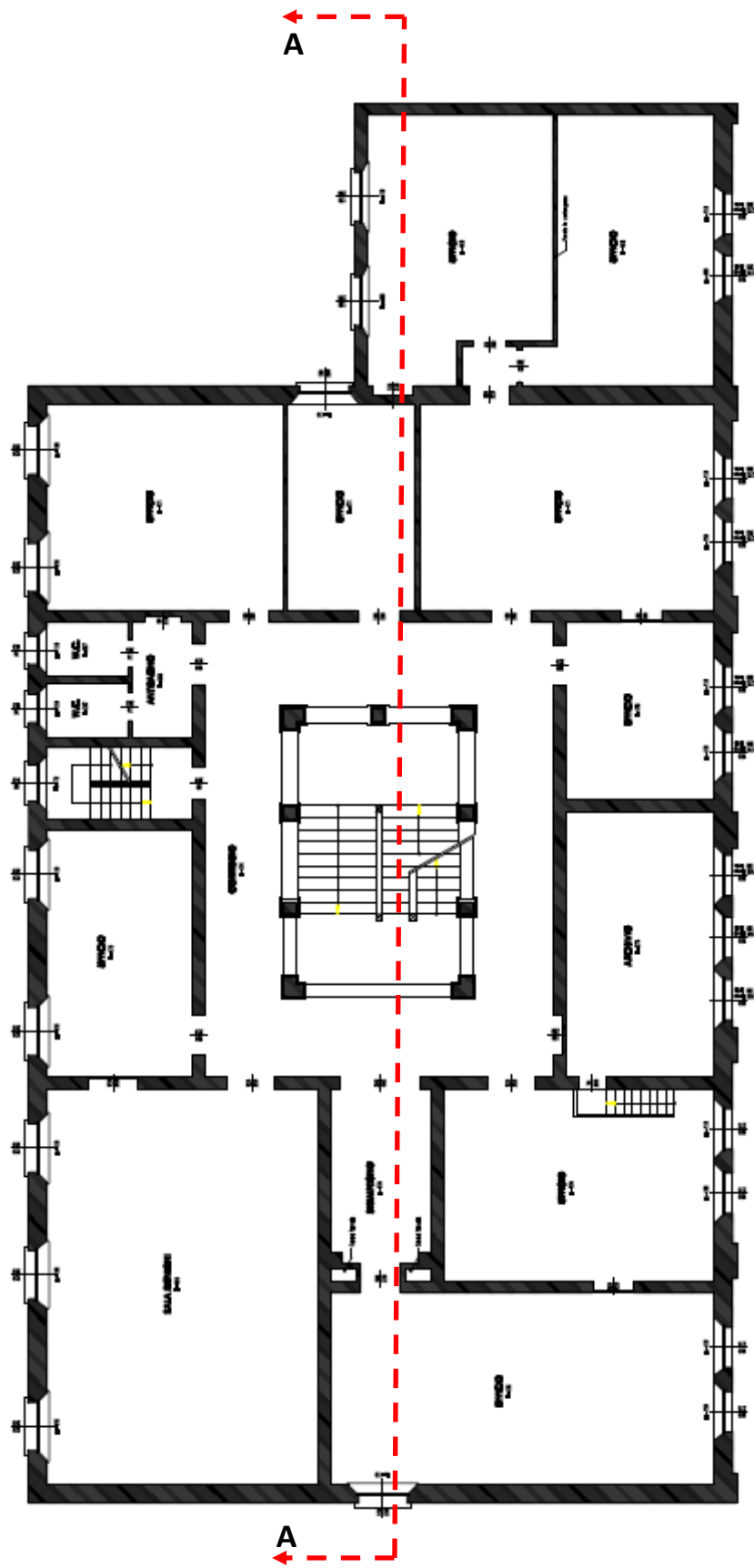


Figura IV.6: Pianta piano primo

PIANTA SECONDO PIANO

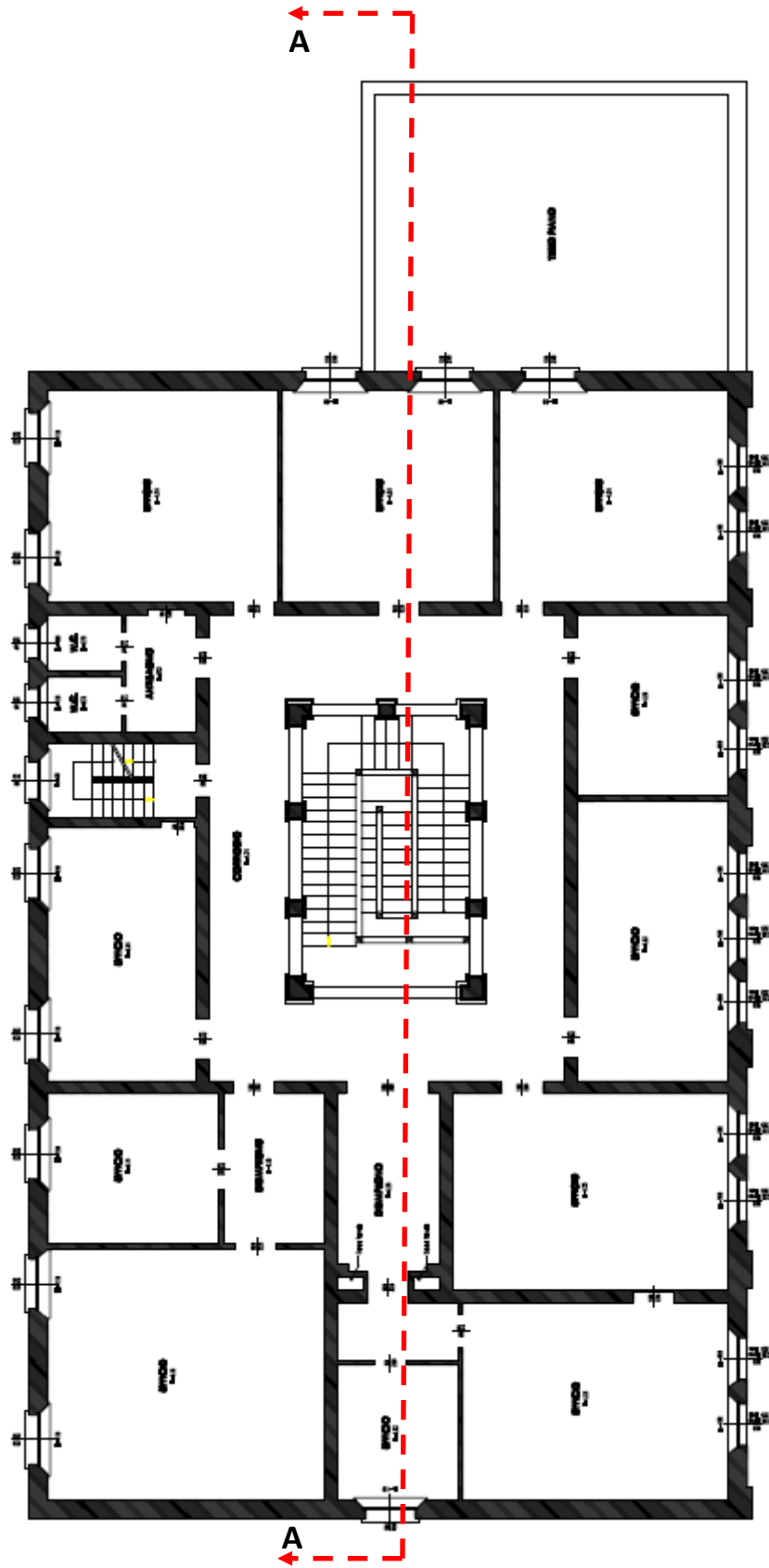


Figura IV.7 : Pianta piano secondo

PIANTA SOTTOTETTO

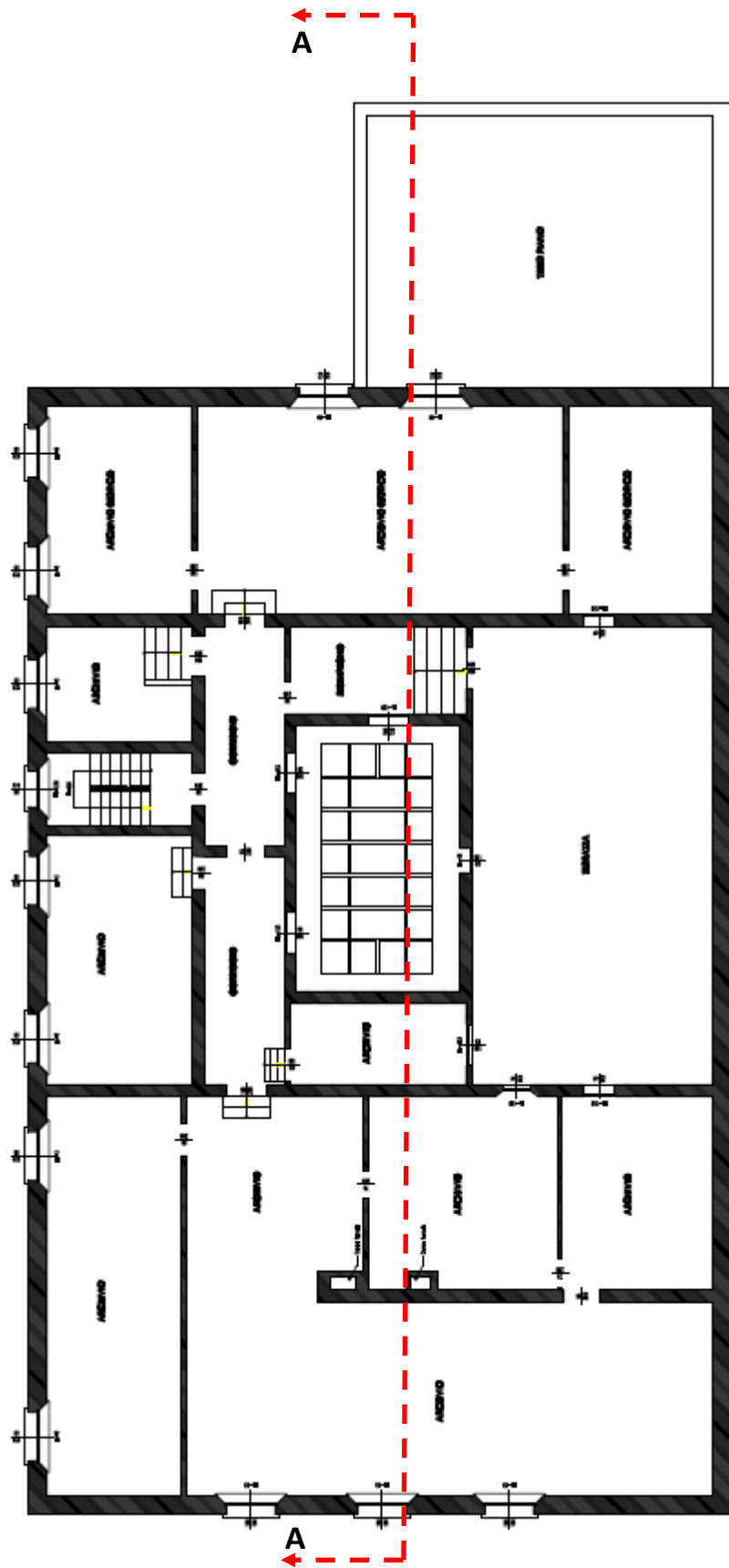


Figura IV.8 : Pianta piano di sottotetto

SEZIONE A-A

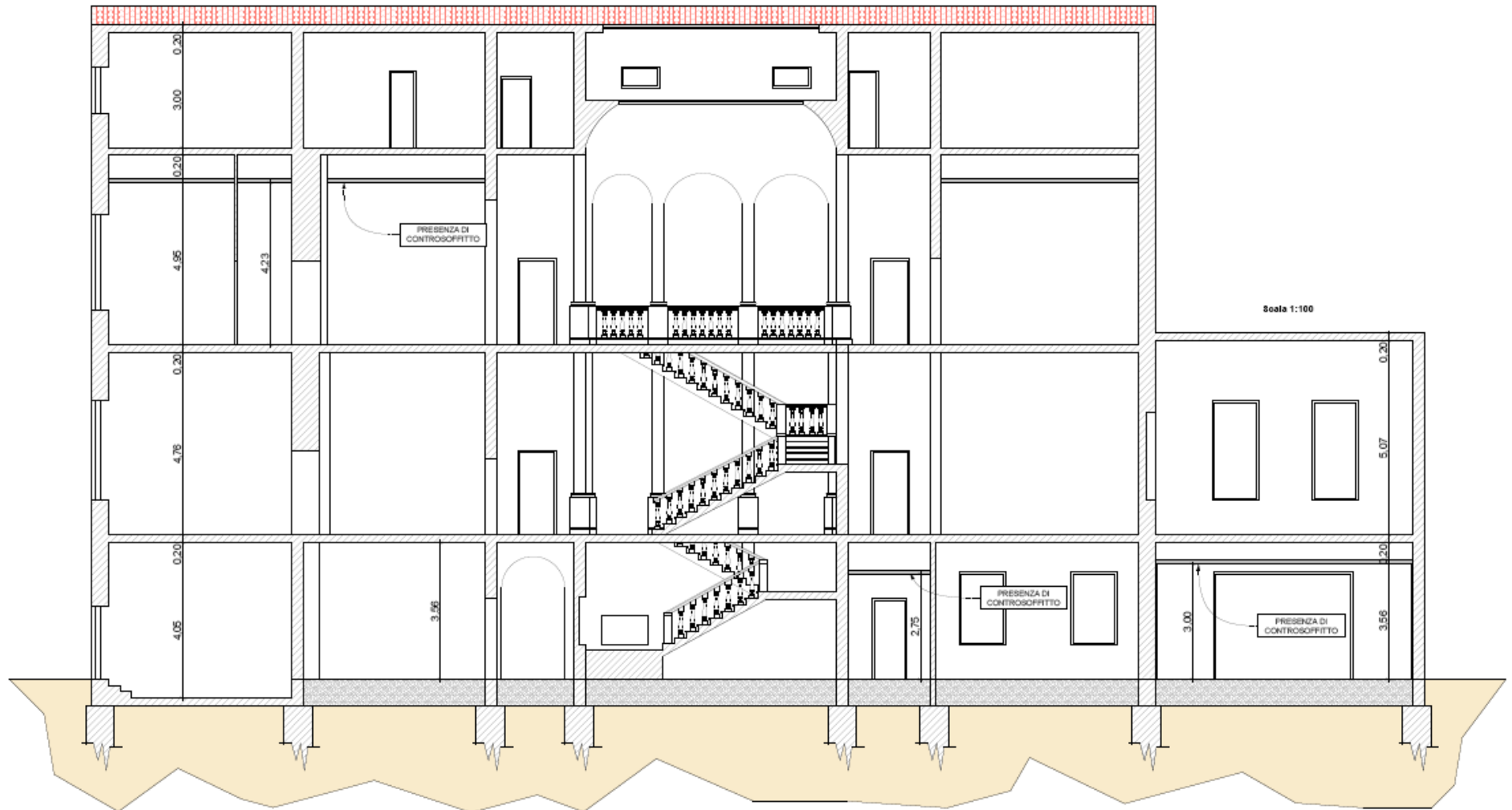


Figura IV.9 : Sezione A-A

I solai del primo impalcato, del secondo impalcato e del sottotetto presentano la medesima tipologia strutturale, ovvero putrelle in acciaio e volterrane. Le travi in acciaio sono delle INP 140 e hanno un interasse di 95 cm, mentre non è stata riscontrata la presenza di una soletta collaborante. Tali informazioni sono state ricavate, come precisato e documentato in seguito, mediante dei sondaggi effettuati in sito. L'altezza dei solai risulta variabile all'interno del fabbricato, tuttavia si può assumere un'altezza media, come riscontrabile dagli elaborati grafici forniti, di circa 20cm.

Le quote dei solai non sono le medesime per tutto il fabbricato. In particolare va segnalata la presenza del solaio del “mezzanino”, posto ad una quota intermedia (+5.80 m), tra i solai del primo impalcato (+3.76 m) e del secondo impalcato (+8.72 m), e per il quale si eseguiranno specifiche analisi nel seguito della tesi.

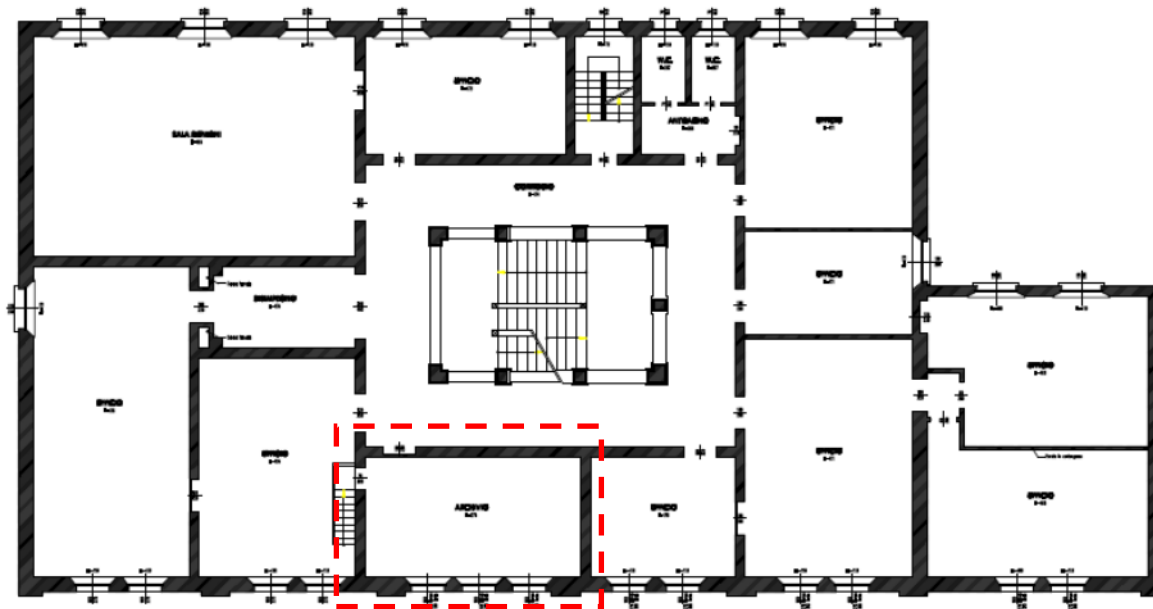


Figura IV.10 : Pianta piano primo, con localizzazione del mezzanino

La copertura è inclinata e a due falde. Il solaio di copertura risulta costituito da due diverse tipologie di travi lignee di sezione $18 \times 25 \text{ cm}^2$ e $20 \times 25 \text{ cm}^2$, poste a un interasse di circa 110 cm. In direzione ortogonale a tali travi sono appoggiati dei travetti di sezione $3 \times 6 \text{ cm}^2$ con un interasse di 32 cm. Al di sopra dei travetti si trovano dei mattoni in cotto di spessore pari a 6 cm e infine i coppi in cotto.

PIANTA COPERTURA

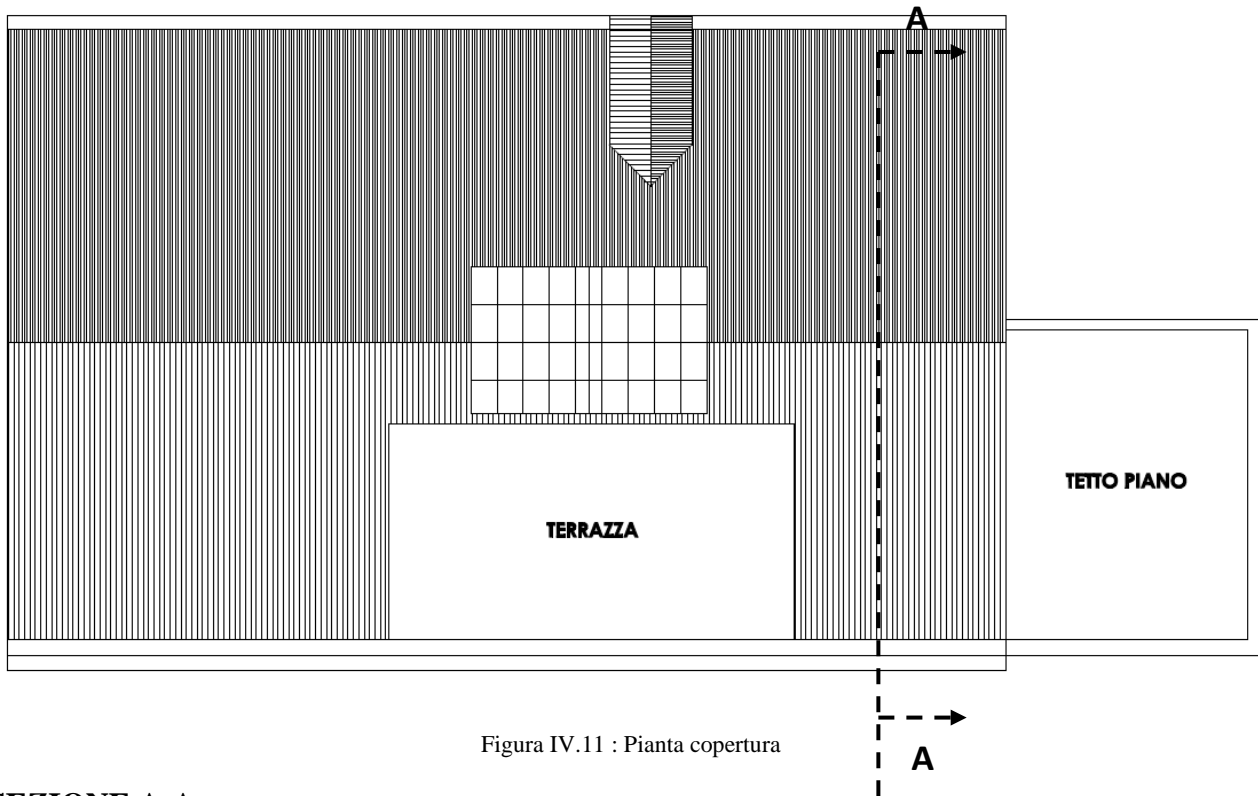


Figura IV.11 : Pianta copertura

SEZIONE A-A

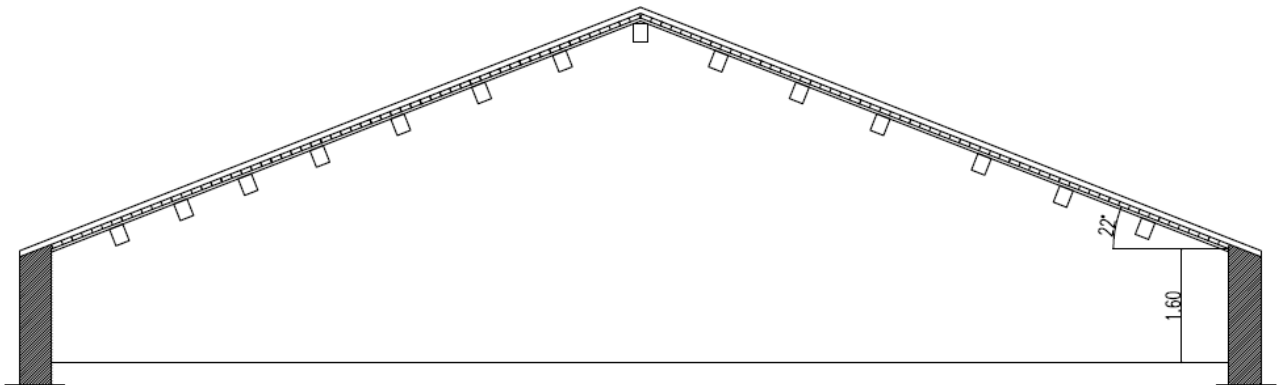


Figura IV.12 : Sezione A-A copertura

Dalla pianta relativa alla copertura è possibile notare la presenza di un lucernario in acciaio e vetro, costituito da una parte superiore a due falde, e da una parte inferiore avente sviluppo orizzontale. La pianta del lucernario è rettangolare, di dimensioni $6,75 \times 4,00 \text{ m}^2$.

L'orditura principale della parte superiore è costituita da tre profili IPE 160, posti ad un interasse di circa 1 metro, mentre l'orditura secondaria è realizzata mediante dei profili a "T" di dimensioni $35 \times 35 \times 5,5$ posti ad un interasse di 60 cm.



Figura IV.13 : Foto del lucernario superiore

La parte inferiore ha un'orditura principale costituita da travi in acciaio INP 100 posti ad un interasse di 85 cm.

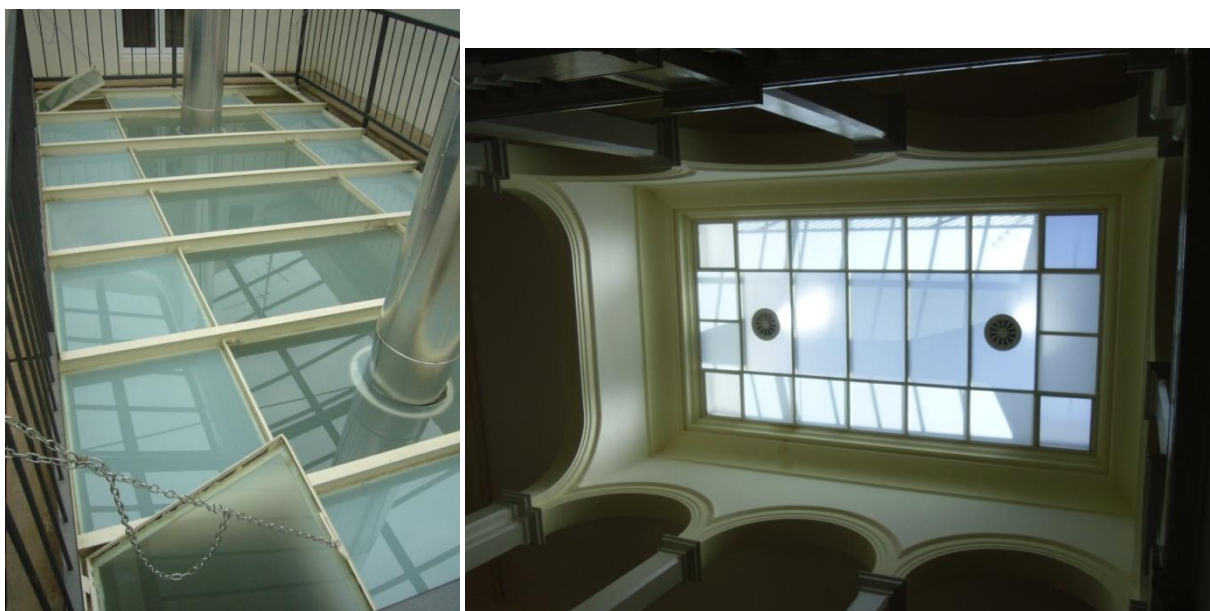


Figura IV.14 : Foto del lucernario inferiore, rispettivamente dall'alto e dal basso

Il quadro fessurativo in atto non presenta delle lesioni particolarmente significative. Nella maggior parte dei casi le lesioni riguardano soltanto delle crepe a livello dell'intonaco e non hanno uno sviluppo e una profondità tale da interessare gli elementi strutturali del fabbricato. Si riportano alcune delle immagini fornite nella documentazione fotografica.



Figura IV.15 : Foto del quadro fessurativo in atto

4.1.2.1 Indagini e sondaggi

A seguito degli elaborati forniti e dei sopralluoghi effettuati sono state richieste ed effettuate le seguenti indagini conoscitive:

- 1) Definizione delle sezioni dei solai del primo impalcato, del secondo impalcato e del sottotetto.

4) Presenza del cordolo nel sottotetto.

Si è voluto verificare mediante indagini, l'eventuale presenza di un cordolo di ripartizione all'interno del sottotetto. Il cordolo risulta assente.

5) Indagini scala.

La scala centrale in stile Liberty, presenta una struttura portante in muratura al piano terra, mentre al primo piano e al secondo piano la struttura portante risulta costituita da 9 pilastri dei quali non era noto a priori il materiale. A seguito delle indagini effettuate si è verificato che i pilastri risultano essere in cemento armato, così come le travi che collegano i vari pilastri, in corrispondenza dei pianerottoli e la balaustra. Non sono state tuttavia determinate le dimensioni e la disposizione dell'armatura, in quanto sarebbero state richieste indagini eccessivamente distruttive per un elemento dal pregio storico e architettonico qual è il corpo scala in questione.



Figura IV.22 : Foto del pilastro su cui sono stati eseguiti i fori per la verifica del materiale

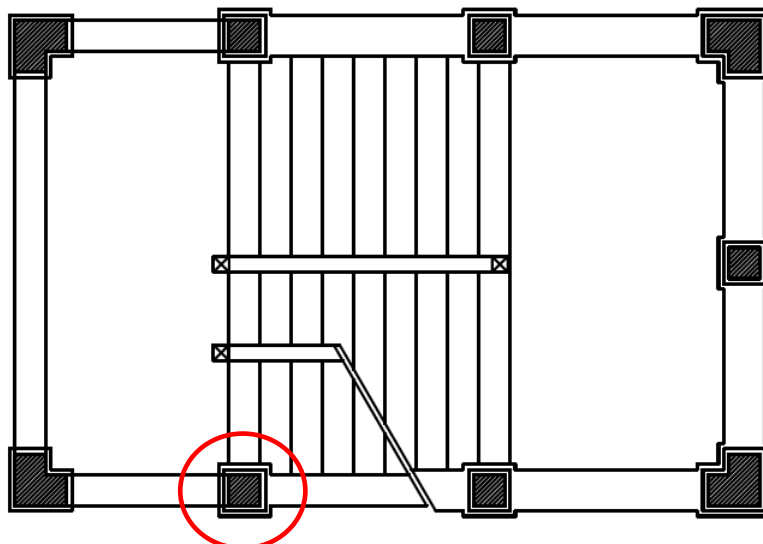


Figura IV.23 : Pianta della scala del primo piano e individuazione del pilastro su cui è avvenuto il sondaggio,

4.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I parametri di resistenza della muratura vengono determinati dalla Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2 della Circolare n.617). In particolare avendo un Livello di Conoscenza LC1 si considerano i valori minimi riportati in tabella per le resistenze e i valori medi per i moduli elastici, ottenendo i seguenti parametri:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

A tali valori vengono applicati tre coefficienti migliorativi:

- 1) Connessione trasversale (valore coefficiente 1,3);
- 2) Giunti sottili (valore coefficiente 1,5);
- 3) Malta di buone caratteristiche (valore coefficiente 1,5).

Il primo parametro correttivo è stato utilizzato a seguito dell'indagine conoscitiva n.ro 3, relativa all' *Individuazione dell'eventuale presenza di ammorsamento tra le pareti ortogonali*, che ha

certificato la presenza dell'ammorsamento e quindi della buona connessione trasversale esistente tra le pareti. Gli altri due coefficienti sono stati utilizzati a seguito dei sopralluoghi e delle indagini visive che hanno certificato la presenza di una muratura in ottime condizioni e dalle buone caratteristiche meccaniche.

Il primo coefficiente va applicato solo ai valori delle resistenze, mentre gli altri due coefficienti vanno applicati sia ai valori delle resistenze che a quelli dei moduli elastici. I valori delle resistenze e dei moduli di progetto diventano quindi:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2 * 1.3 * 1,5 * 1,5 = 702 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2 * 1.3 * 1,5 * 1,5 = 17.55 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2 * 1,5 * 1,5 = 3375 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2 * 1,5 * 1,5 = 1125 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

4.1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per l'edificio analizzato, essendo state svolte indagini in situ limitate, non avendo effettuato prove sui materiali e avendo limitate conoscenze sui dettagli costruttivi, si considera un livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,35.

4.1.5 Azioni

4.1.5.1 Carichi permanenti

Il carico permanente è determinato dal peso proprio dei solai e dal peso degli elementi non strutturali costituenti il solaio stesso. Vengono di seguito definiti i carichi e le sezioni del solaio del primo impalcato, del secondo impalcato, del sottotetto e del solaio di copertura.

Solaio del primo impalcato, solaio del secondo impalcato e solaio di sottotetto:

Elemento	Peso specifico
Travi ip140	0,12 kN/m

Foratini in laterizio ($h_{\text{media}} = 10 \text{ cm}$)	12 kN/m^3
riempimento ($h=6 \text{ cm}$)	15 kN/m^3
pavimentazione ($h=4 \text{ cm}$)	17 kN/m^3

Tabella IV.1 : Analisi dei carichi solaio tipo

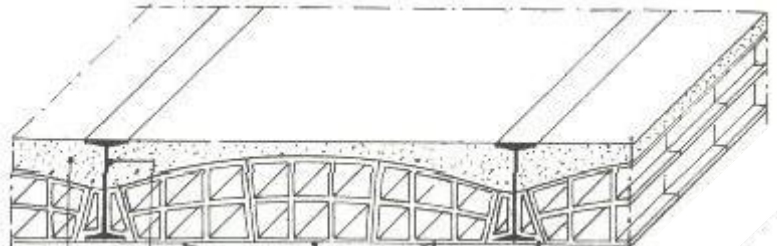


Figura IV.24: Sezione solaio tipo

Solaio di copertura:

Elemento	Peso specifico
Coppi in cotto	$0,6 \text{ kN/m}^2$
Mattonelle di cotto ($s= 6 \text{ cm}$)	17 kN/m^3
Travetti in legno (sez 6 x 3)	8 kN/m^3
Travi in legno (sez 20 x 25)	8 kN/m^3

Tabella IV.2 : Analisi dei carichi solaio di copertura

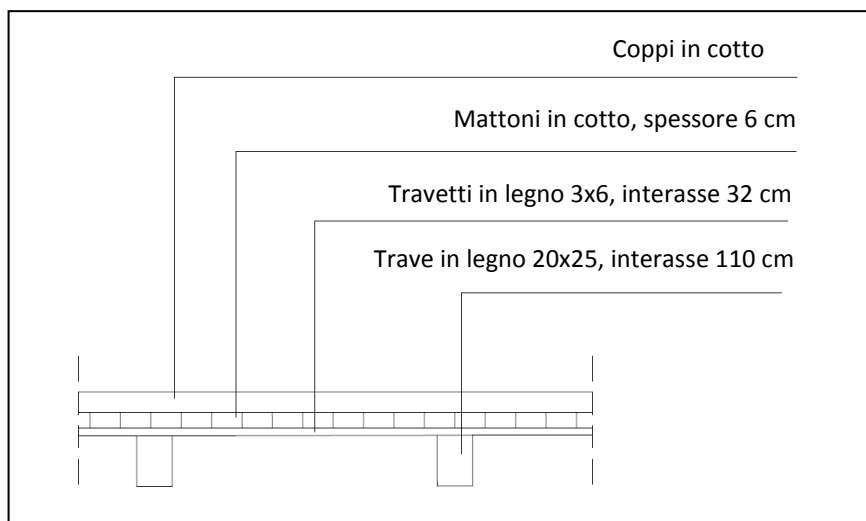


Figura IV.25: Sezione solaio di copertura

4.1.5.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali gravanti sulla struttura sono stati ricavati dalla tabella 3.1.II – Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici del D.M. 08.

Per quanto riguarda gli edifici di categoria B ed in particolare B2 (uffici aperti al pubblico) il carico di esercizio previsto è di 300 kg/m²; tale carico accidentale è stato adottato per tutti i solai ad eccezione del solaio del mezzanino, del solaio di sottotetto e del solaio di copertura. Sia il mezzanino che il sottotetto sono infatti adibiti ad archivio e per questo la norma prescrive un carico di 600 kg/m² (categoria E1). Per il solaio di copertura si è tenuto conto del carico accidentale per copertura praticabile, pari a 150 kg/m², e del carico accidentale dovuto alla neve, determinato seguendo le prescrizioni del paragrafo 3.4 del D.M. 14/01/2008 attraverso l’espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (4.1)$$

Attraverso tale formula, come già precedentemente fatto per l’edificio di via Mentana 3 si ricava il seguente valore per il carico accidentale da neve:

$$Q_s = 80 \text{ kg/m}^2$$

Carico accidentale piano tipo: $Q = 300 \text{ kg/m}^2$

Carico accidentale mezzanino e sottotetto: $Q = 600 \text{ kg/m}^2$

Carichi accidentali copertura: $Q_1 = 150 \text{ kg/m}^2$, $Q_2 = 80 \text{ kg/m}^2$.

4.1.5.3 Combinazioni di carico

Noti i carichi per unità di superficie, è stato determinato il carico totale agente utilizzando la relazione 2.5.5, § 2.5.3 del D.M. 08 relativa alla combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.2)$$

4.1.5.4 Azione sismica

L’azione sismica viene definita, in accordo con *NTC2008*, § 2.4. I coefficienti sono gli stessi determinati per l’edificio di via Mentana 3, è quindi possibile utilizzare lo stesso spettro di risposta.

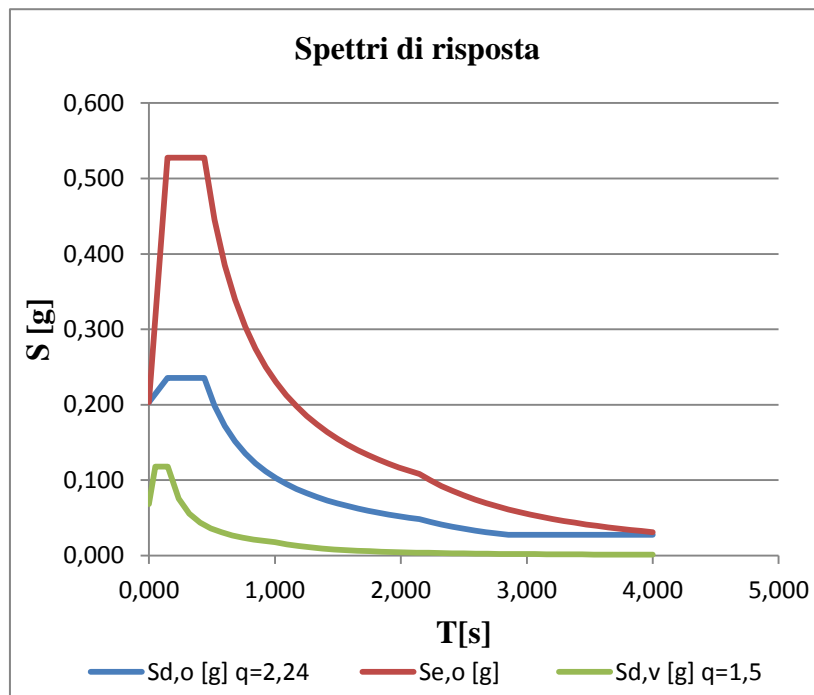


Figura IV.26 : Spettri di risposta

4.1.6 Materiali

Tale aspetto non viene trattato all'interno della Tesi in quanto si vogliono fornire solo delle indicazioni sugli interventi progettuali da eseguire senza raggiungere il dettaglio che si avrebbe nella fase esecutiva del progetto.

4.2 Stato di fatto

A seguito del rilievo e delle indagini conoscitive effettuate è stato possibile identificare le prime vulnerabilità dell'edificio.

4.2.1 Piano terra

È possibile individuare piano terra un muro portante (indicato in Figura IV.27 : Pianta del piano terra con localizzazione della parete snella) a una testa (12 cm). Le NTC 2008 al §4.5.4 prescrivono per le pareti portanti una snellezza λ inferiore a 20, al fine di assicurare una adeguata sicurezza nei confronti delle azioni del secondo ordine. A seguito di verifica risulta che tale prescrizione non è soddisfatta:

$$\lambda = h/t = \frac{3.76}{0.12} = 31.3 > 20$$

Inoltre su tale muro, grava al piano superiore un muro dello spessore di 30 cm, anch'esso portante. Una riduzione di sezione così significativa unita ai problemi della pareti nei confronti della snellezza ne fanno una vulnerabilità significativa per l'edificio.

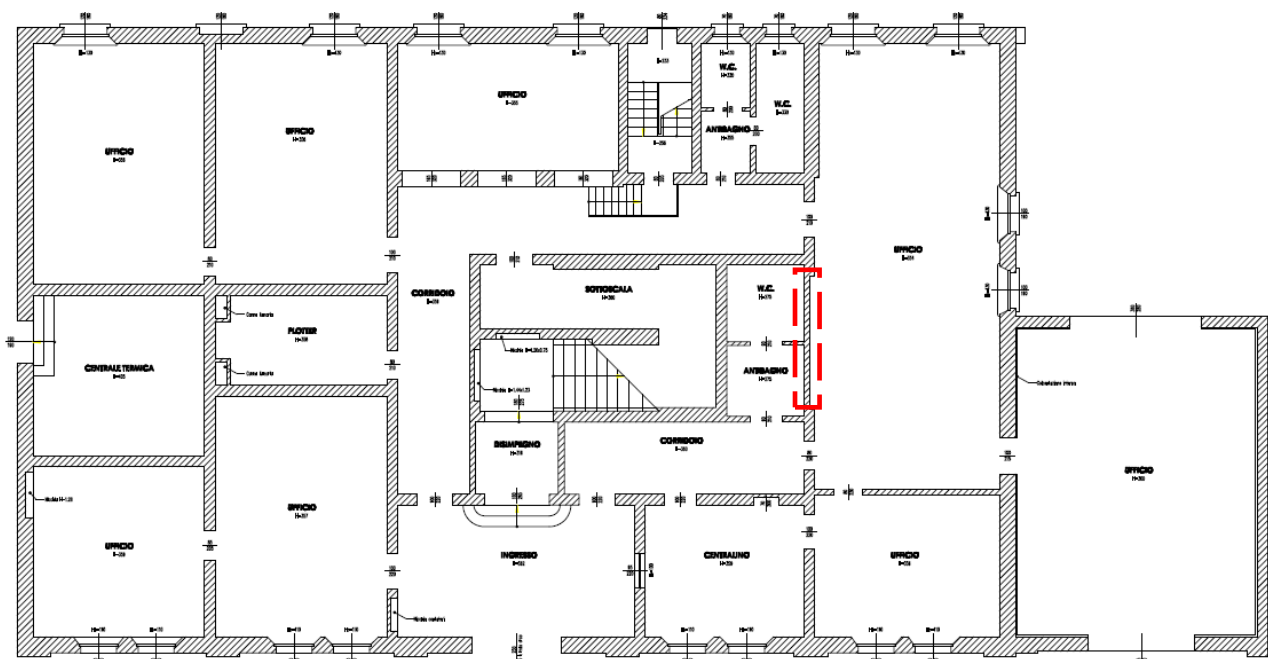


Figura IV.27 : Pianta del piano terra con localizzazione della parete snella

4.2.2 Piano primo

Tra il primo e il secondo piano è possibile individuare una stanza adibita ad archivio, avente il solaio posizionato ad una quota intermedia (+5.80 m) tra i solai del primo impalcato (+3.76 m) e quello del secondo impalcato (+8.72 m). Tale configurazione rappresenta una vulnerabilità per l'edificio, in quanto il solaio intermedio (solaio del mezzanino), potrebbe in caso di sisma spingere sulle pareti adiacenti e fornire un effetto di martellamento. A peggiorare tale situazione è la destinazione d'uso della stanza, poiché essa risulta adibita ad archivio; di conseguenza il fenomeno appena descritto (martellamento sulle pareti adiacenti) potrebbe essere amplificato dalle ingenti masse che andrebbero ad attivarsi.

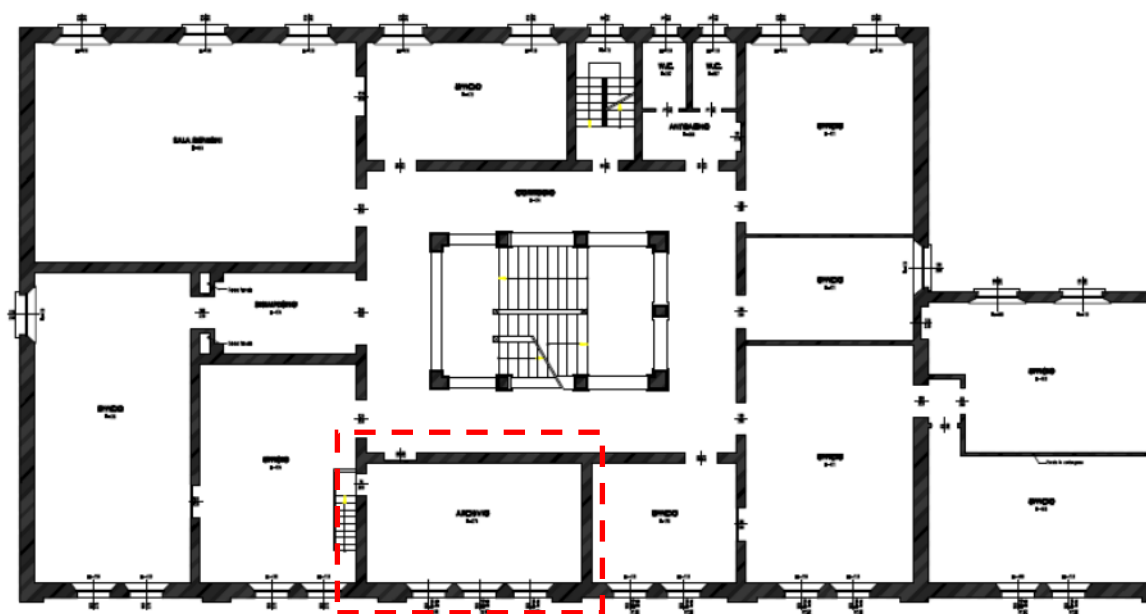


Figura IV.28 : Pianta piano primo, con localizzazione del mezzanino



Figura IV.29 : scala di accesso al mezzanino e interno del mezzanino con gli archivi presenti

4.2.3 Piano secondo

Non si riscontrano, almeno nell'analisi dello stato di fatto delle vulnerabilità al piano secondo.

4.2.4 Sottotetto

Nel sottotetto è possibile osservare come le travi di copertura, a differenza di quanto visto per l'edificio di via Mentana 3, si presentino in un ottimo stato di conservazione.



Figura IV.30 : Foto travi del sottotetto

L'unica problematica riscontrata è quella relativa alla destinazione d'uso dell'intero piano, che risulta completamente adibito ad archivio. È possibile notare la presenza di numerosi faldoni, anche di carattere storico, che riempiono completamente gli scaffali metallici; scaffali che risultano tra l'altro collegati alle pareti perimetrali mediante delle staffe bullonate, cosa che converrebbe assolutamente evitare. La presenza di una massa così ingente posta in sommità dell'edificio potrebbe rappresentare un problema nel momento in cui dovesse verificarsi un nuovo sisma. Si procederà quindi a specifiche analisi volte a determinare il contributo fornito dalla massa degli archivi al comportamento globale della struttura.



Figura IV.31 : Foto degli archivi presenti nel sottotetto



Figura IV.32 : Foto degli archivi, in rosso viene evidenziata la staffa bullonata alla parete

4.3 Analisi globale (stato di fatto)

4.3.1 Modellazione

La modellazione è stata realizzata mediante il software di calcolo 3Muri, attraverso l'inserimento di pareti discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili. Per la geometria degli elementi strutturali si è fatto riferimento principalmente agli elaborati di progetto depositati.

I solai sono tutti realizzati con putrelle in acciaio e volterrane, senza la presenza di una soletta collaborante; essi sono deformabili nel loro piano. Le quote di solaio non sono le medesime per l'intero corpo di fabbrica, in particolar modo nel sottotetto. Si è quindi operata una gestione dei "livelli" tale da tener conto dei disallineamenti

Dalla modellazione è stato escluso il corpo scala centrale, costituito da muratura portante al piano terra e da un telaio in c.a. al piano primo e al piano secondo. L'eliminazione del corpo scala dal modello è stata possibile poiché la sua presenza risulta influente ai fini del calcolo, come sarà dimostrato in seguito nel **capitolo 4.8**, nel quale sono state svolte specifiche analisi relative all'intero corpo scala.

A differenza dell'edificio in via Mentana 3, è stato sufficiente realizzare un unico modello in quanto l'edificio analizzato non è parte di un aggregato edilizio, ma una struttura isolata.

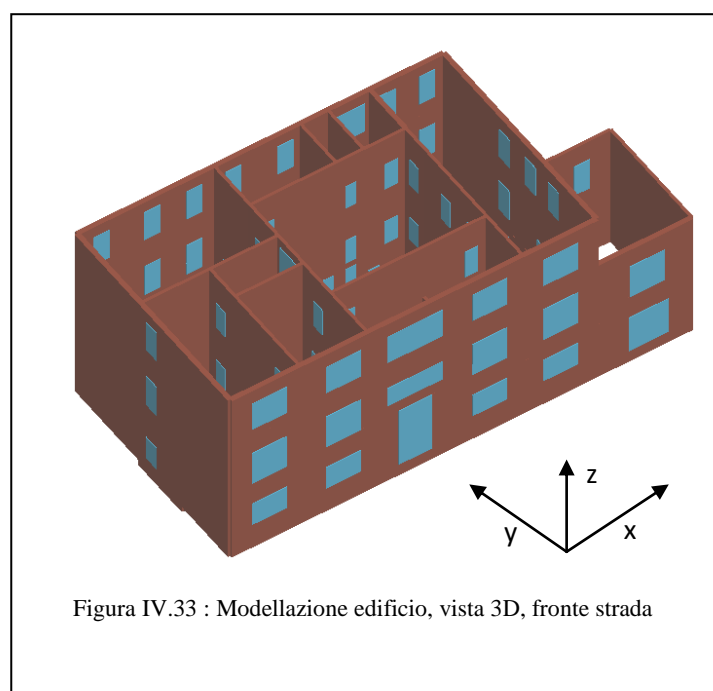
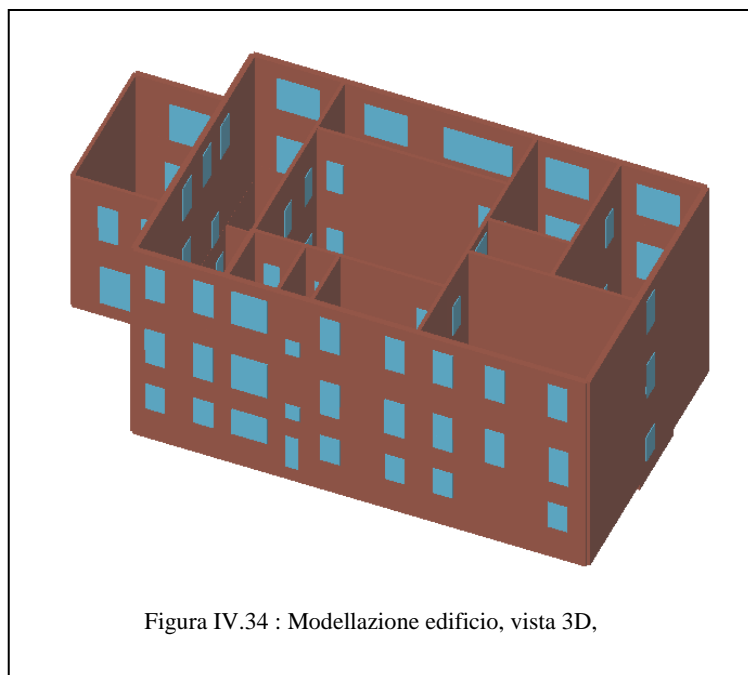


Figura IV.33 : Modellazione edificio, vista 3D, fronte strada



4.3.2 Caratteristiche dei materiali

Nel modello è stata utilizzata un'unica tipologia di muratura, per tutti gli elementi: muratura in mattoni pieni e malta di calce, a cui sono stati applicati i parametri correttivi indicati in tabella.

Nome	Parametri migliorativi	Valore coefficiente	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	τ [N/cm ²]	f_m [N/cm ²]
Muratura Mentana 7	Connessione trasversale	1.3	3375	1125	10.82	520
	Giunti sottili	1.5				
	Malta di buone caratteristiche	1.5				

Tabella IV.3 : Caratteristiche meccaniche della muratura utilizzata nel modello

I parametri a cui si farà riferimento per un confronto qualitativo dei risultati ottenuti dalle singole analisi sono principalmente 3:

- 1) α_U , indica il rapporto tra le accelerazioni a_{SLV} e $a_{g,SLV}$, dove a_{SLV} è l'accelerazione al suolo che porta il manufatto al raggiungimento dello SLV, mentre $a_{g,SLV}$ è l'accelerazione al suolo corrispondente al periodo di ritorno di riferimento.
- 2) T_R : ovvero il tempo di ritorno per il quale si ha il raggiungimento dello SLV
- 3) T_{INT} : definisce il periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, e risulta strettamente legato al concetto di vita nominale restante.

Si cercherà di ottenere attraverso gli interventi proposti, qualora non siano già stati raggiunti, i seguenti valori per i parametri precedentemente indicati:

$$\alpha_U \geq 0.6$$

$$T_{INT} \geq 30 \text{ anni} \quad (4.3)$$

4.3.3 Risultati

Sono state realizzate 24 analisi di push-over, relative a sismi avente direzione x e direzione y.

Come richiesto dalla normativa vigente, le condizioni di carico sono di due tipi:

- a) distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- b) distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

Come è possibile notare dalla Figura IV.35 : Risultati analisi di push-over, stato di fatto, molte delle analisi relative allo SLV sono soddisfatte, ben 18 su 24, inoltre tutte le analisi nei confronti degli SLD e SLO sono soddisfatti.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,91	12,33	1,693	1,34	10,30	1,00	10,30	1,772	5,155
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	6,74	12,21	1,519	2,32	9,97	1,71	9,97	1,812	4,302
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,04	1,97	1,579	0,25	1,80	0,20	1,80	1,596	4,369
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,59	2,51	1,724	0,82	2,51	0,66	2,51	0,970	2,861
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,17	1,18	1,921	0,26	1,18	0,21	1,18	1,007	2,963
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,83	1,36	3,859	0,48	0,77	0,35	0,77	0,767	1,413
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,96	2,14	1,147	0,29	1,89	0,23	1,89	1,707	4,588
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,46	1,76	1,829	0,37	0,92	0,30	0,92	1,158	2,122
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	84,8	3,90	11,50	1,805	1,34	10,06	0,99	10,06	1,662	4,835
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-84,8	4,84	10,62	1,137	1,66	10,20	1,23	10,20	2,193	6,129
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	84,8	6,51	10,51	1,653	2,24	8,84	1,66	8,84	1,614	3,949
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-84,8	6,77	11,35	1,393	2,33	11,35	1,72	11,35	1,676	4,874
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	84,8	0,99	1,56	1,522	0,24	1,56	0,20	1,56	1,375	4,041
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-84,8	1,83	2,34	1,444	0,55	2,19	0,44	2,19	1,220	3,405
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	84,8	1,40	1,63	2,417	0,31	1,63	0,25	1,63	1,134	3,326
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-84,8	2,57	2,34	1,788	0,81	2,34	0,65	2,34	0,918	2,706
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	172,3	1,19	0,84	2,183	0,25	0,43	0,20	0,43	0,778	1,536
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-172,3	1,27	7,79	2,022	0,29	1,41	0,23	1,41	1,484	3,182
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	172,3	1,76	1,69	3,848	0,46	0,72	0,33	0,72	0,760	1,381
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-172,3	1,57	5,03	3,654	0,36	1,01	0,27	1,01	0,821	2,017
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	172,3	1,03	1,73	1,261	0,29	1,01	0,23	1,01	1,414	2,934
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-172,3	1,04	1,21	1,259	0,29	1,14	0,24	1,14	1,095	3,117
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	172,3	1,43	1,53	2,083	0,34	0,73	0,27	0,73	1,059	1,830
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-172,3	1,51	1,53	1,802	0,39	0,83	0,32	0,83	1,007	1,936

Figura IV.35 : Risultati analisi di push-over, stato di fatto

4.3.3.1 Modello globale – DIREZIONE X

Analisi di push-over n.ro 16 – Sisma direzione X-, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione x**, tra quelle studiate, analisi n.ro 16.

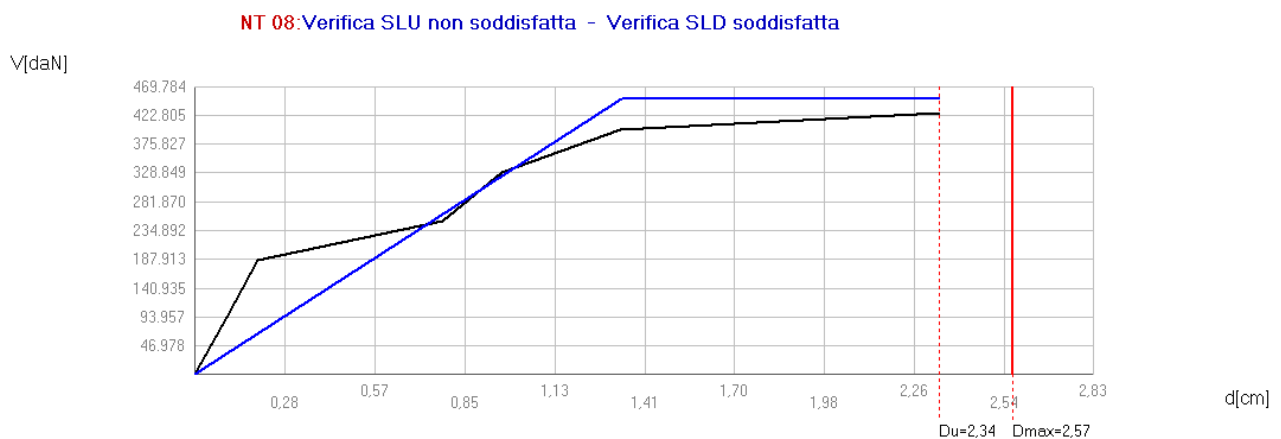


Figura IV.36 : Curva di push-over analisi n.ro 16, stato di fatto, direzione x

Il collasso della struttura avviene principalmente a causa della rottura di alcuni elementi della facciata del secondo piano per pressoflessione. La quasi totalità degli elementi del piano terra e del primo piano risultano integri all'atto del collasso.

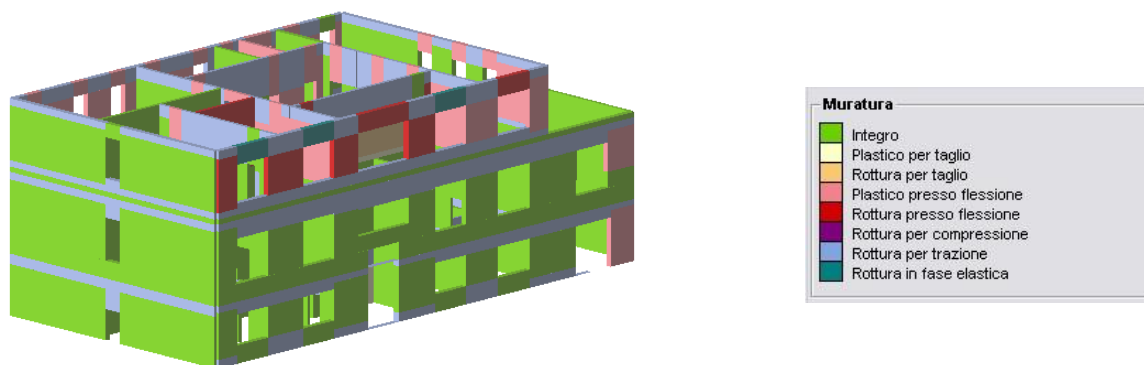


Figura IV.37 : Analisi globale stato di fatto, direzione x (fronte strada) e mappa di colori

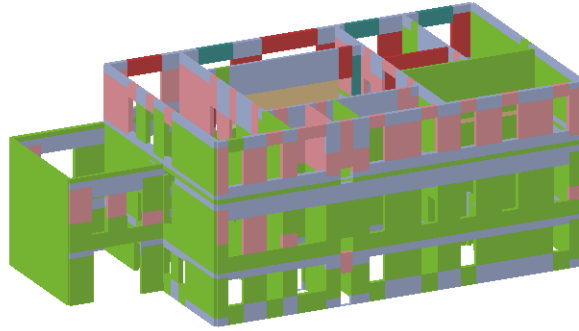


Figura IV.38 : Analisi globale stato di fatto, direzione x (retro dell'edificio)

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,918$$

$$T_R = 391 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 41,06 \text{ anni}$$

Già nell'analisi relativa allo stato di fatto è possibile notare un ottimo comportamento dell'edificio in direzione x, come dimostrano i valori dei parametri ricavati dall'analisi, già molto al di sopra del valore dei parametri di riferimento.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 2,57 [cm] > Du 2,34 [cm]
q * 1,79 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,81 [cm] <= Dd 2,34 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,65 [cm] <= Do 2,34 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	391	475	0,823	1,19	1,30	0,918
SLD	391	50	7,820	1,22	0,45	2,706
SLO	391	30	13,033	1,24	0,36	3,457

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,378 [s] Duttilità disponibile 1,75
m* 1.212.740,15 [kg] Γ 1,32
w 2.018.875,92 [kg] F*y 341.083 [daN]
d*y 1,02 [cm]
d*u 1,78 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico 1* modo di vibrare
Direzione sisma - Ux
Nodo controllo 47
Media nodi di livello 6
Eccentricità -84,7501983642578
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

SOVRACCARICO 600 (CORRETTO 2)

Pareti 18
Livelli 6
Nodi 3D 192
Nodi 2D 99
Materiali 2
Elementi 320
Travi 0
Pilastrini 0
Vincoli 49
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK

Figura IV.39 : Verifiche stato di fatto, direzione x

4.3.3.1 Modello globale – DIREZIONE Y

Analisi di push-over n.ro 6 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione y**, tra quelle studiate, analisi n.ro 6.

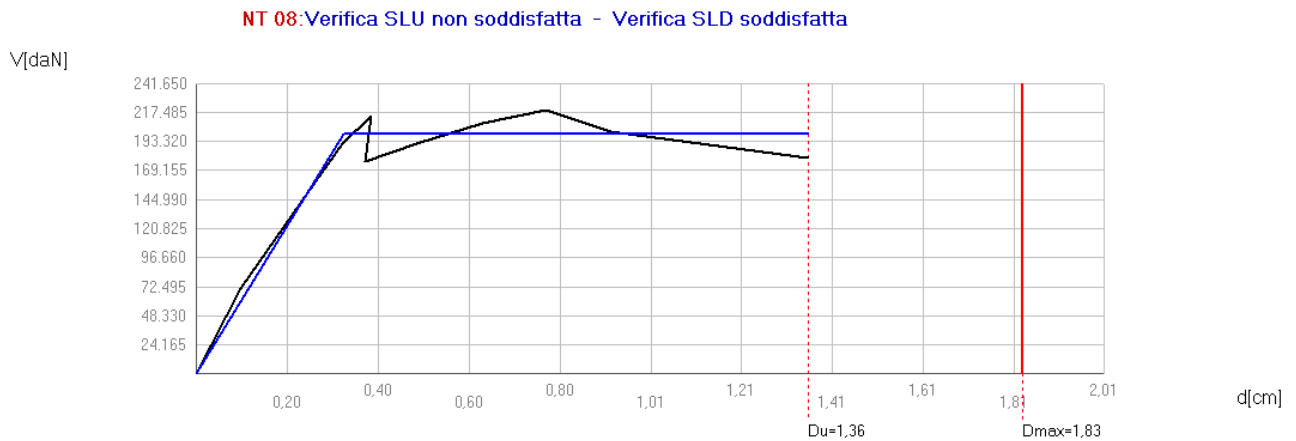


Figura IV.40 : Curva di push-over analisi n.ro 6, stato di fatto, direzione y

Il collasso anche in questo caso avviene per rottura a pressoflessione di alcune delle pareti del secondo piano. Questa volta però non è la facciata a raggiungere la crisi bensì tre pareti interne poste in direzione y, come è possibile notare dalle mappe di colore.

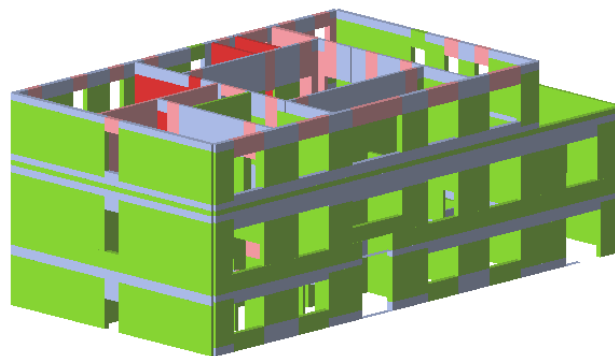


Figura IV.41 : Analisi globale stato di fatto, direzione y (fronte strada)

4.4 Analisi locali (stato di fatto)

Si riportano in dettaglio le analisi svolte nel caso di alcune pareti che si ritengono particolarmente significative. Per ogni cinematismo sarà svolta l'analisi cinematica lineare e non lineare. Le analisi sono svolte con l'ausilio del software MC4Loc prodotto dalla MC4, software di cui l'Università di Ferrara possiede regolare licenza.

Con riferimento allo stato di fatto del fabbricato si analizzano i seguenti cinematismi:

- 1) RIBALTAMENTO SEMPLICE DEI TIMPANI MURARI: i timpani sono soggetti ai carichi verticali trasmessi dall'orditura principale del solaio di copertura. Le travi lignee che poggiano su di essi non costituiscono un ritegno al ribaltamento, in quanto semplicemente appoggiate. Si analizza quindi il ribaltamento semplice dei timpani esterni.
- 2) RIBALTAMENTO SEMPLICE DELLA FACCIATA CON CUNEO DI DISTACCO DI 30°: sulle fasce murarie evidenziate in verde in Figura IV.44 : Individuazione cinematismi analizzati - vista 3D fronte strada e in Figura IV.45 : Individuazione cinematismi analizzati - vista 3D retro, non grava il carico di nessun solaio di piano, l'unico carico stabilizzante è rappresentato dal peso proprio della muratura. Si osserva inoltre l'assenza di presidi al ribaltamento alle quote di solaio quali incatenamenti o cordoli in c.a. Tuttavia attraverso le indagini conoscitive è stata riscontrata la presenza di ammorsamento tra le pareti, per queste ragioni si studia il ribaltamento globale dell'intera facciata (fronte strada). con formazione del cuneo di rottura di 30°.
- 3) MECCANISMI ARTICOLATI IN CORRISPONDENZA DEL MEZZANINO: fra il primo e il secondo livello si localizza un mezzanino adibito ad archivio. Si studia il cinematismo di flessione verticale delle pareti che lo sostengono e lo confinano.
- 4) RIBALTAMENTO ARTICOLATO PARETE SNELLA PIANO TERRA : si studia il cinematismo relativo al ribaltamento articolato della parete snella al piano terra. Si ritiene che il meccanismo da analizzare sia quello articolato e non quello di ribaltamento semplice in quanto i due profili IPN 250 (rilevati a seguito delle indagini conoscitive) posti in sommità forniscono un vincolo alla parete stessa.

5) RIBALTAMENTO SEMPLICE DI ALCUNE PORZIONI DI FACCIATA: Si studiano solo per eseguire un confronto numerico, anche i meccanismi relativi al ribaltamento semplice di alcune porzioni di facciata senza formazione del cuneo, ma si ricorda che il tali meccanismi non possono attivarsi a causa della presenza dell'ammorsamento.

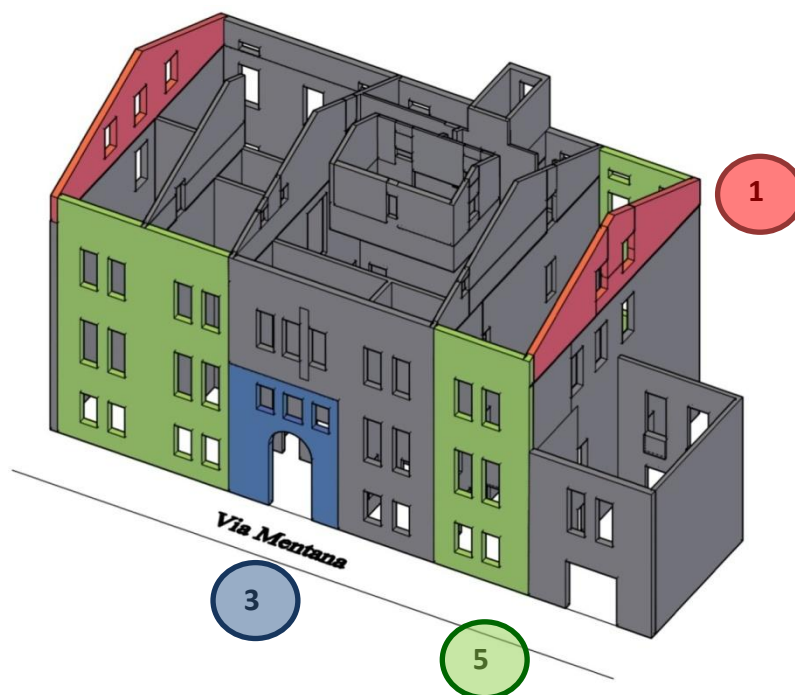


Figura IV.44 : Individuazione cinematismi analizzati - vista 3D fronte strada

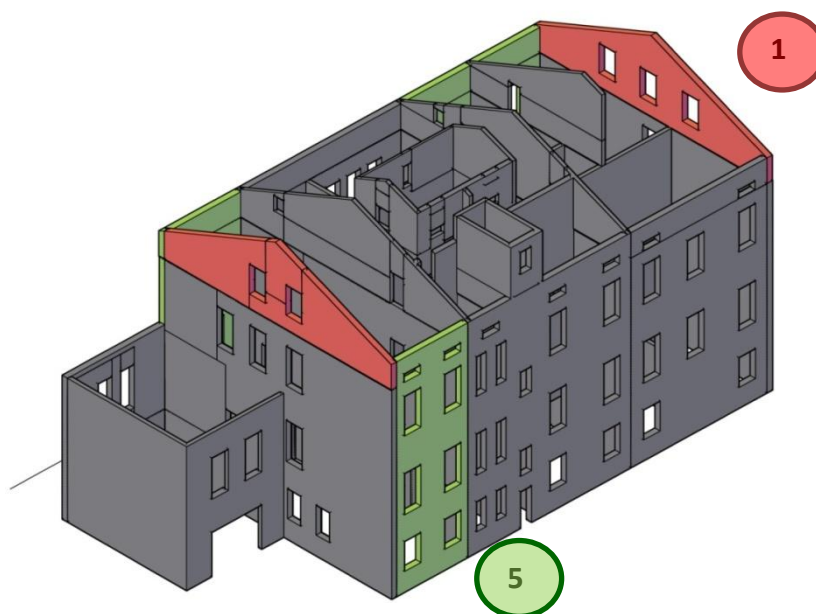


Figura IV.45 : Individuazione cinematismi analizzati - vista 3D retro

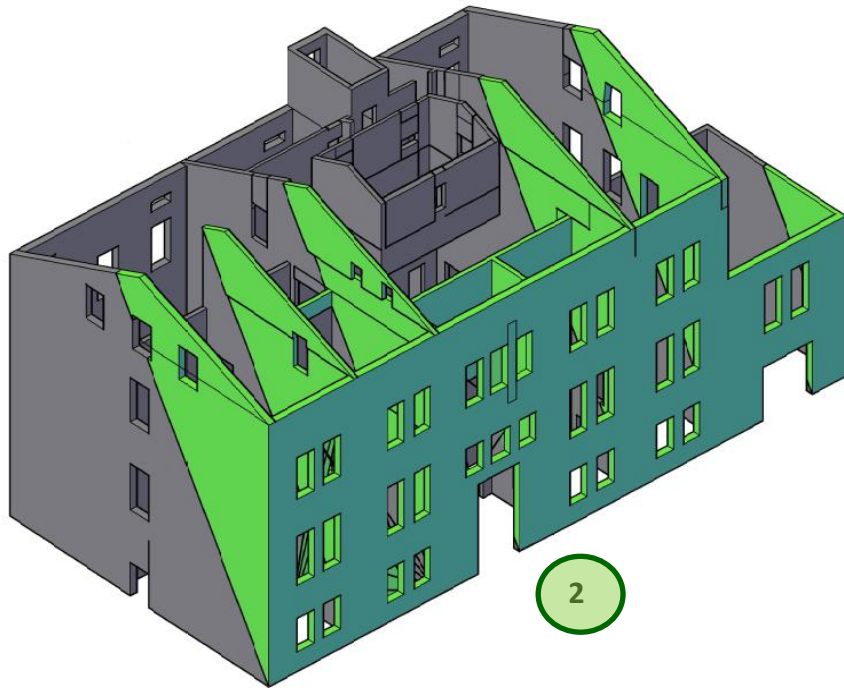


Figura IV.46 : Individuazione cinematismi analizzati, cuneo di distacco di 30°, facciata fronte strada

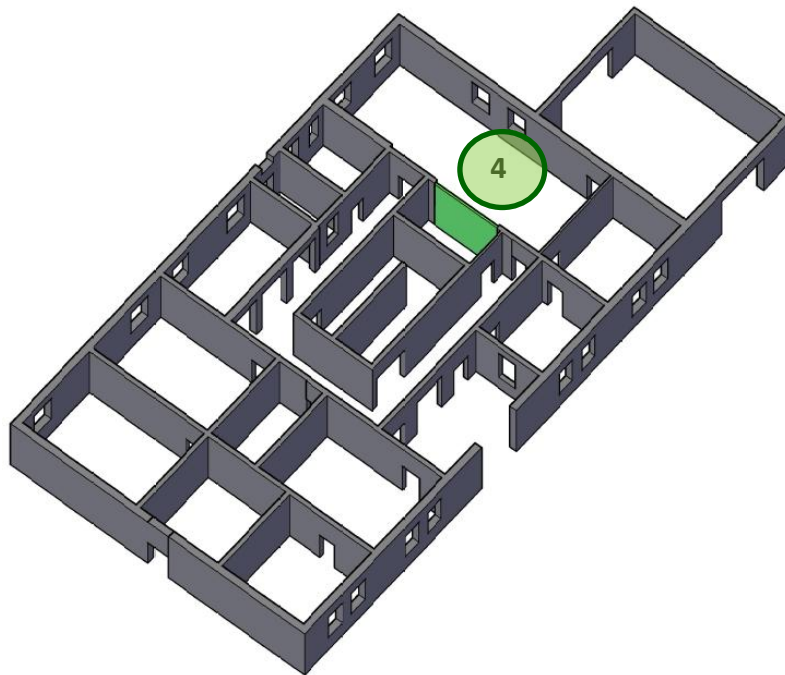


Figura IV.47 . Cinematismi analizzati, muro snello piano terra

4.4.1 Ribaltamento semplice dei timpani murari

4.4.1.1 Timpano 1

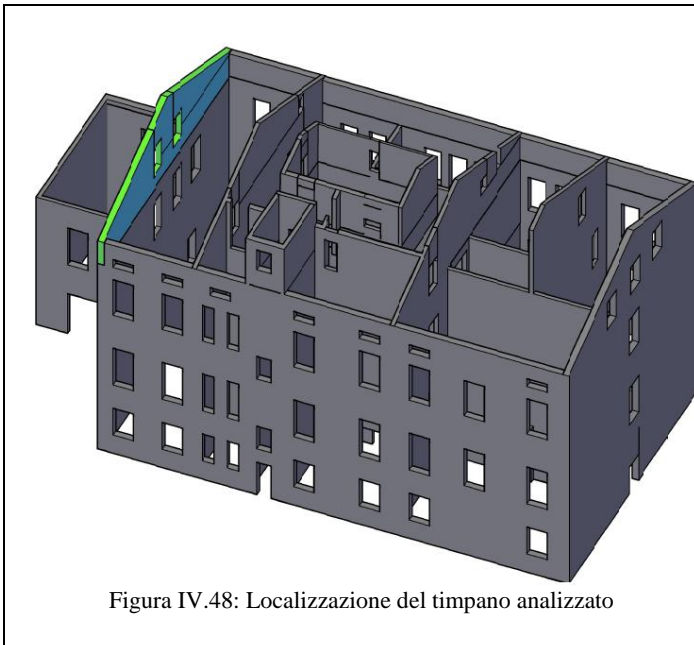


Figura IV.48: Localizzazione del timpano analizzato

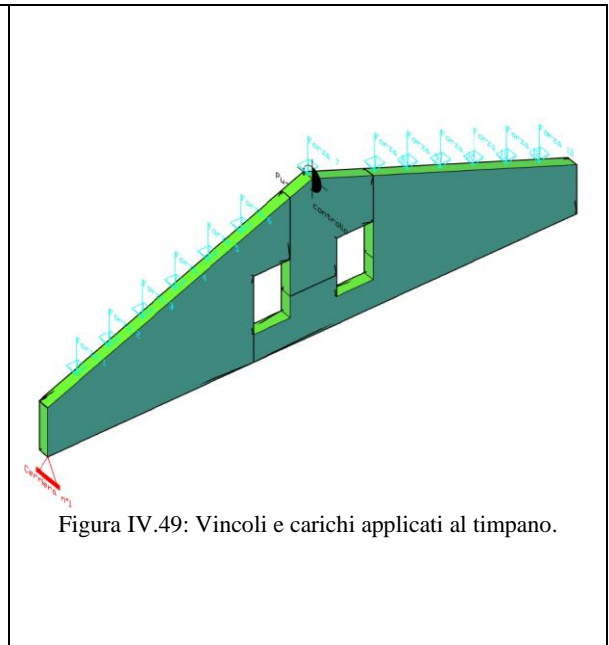


Figura IV.49: Vincoli e carichi applicati al timpano.

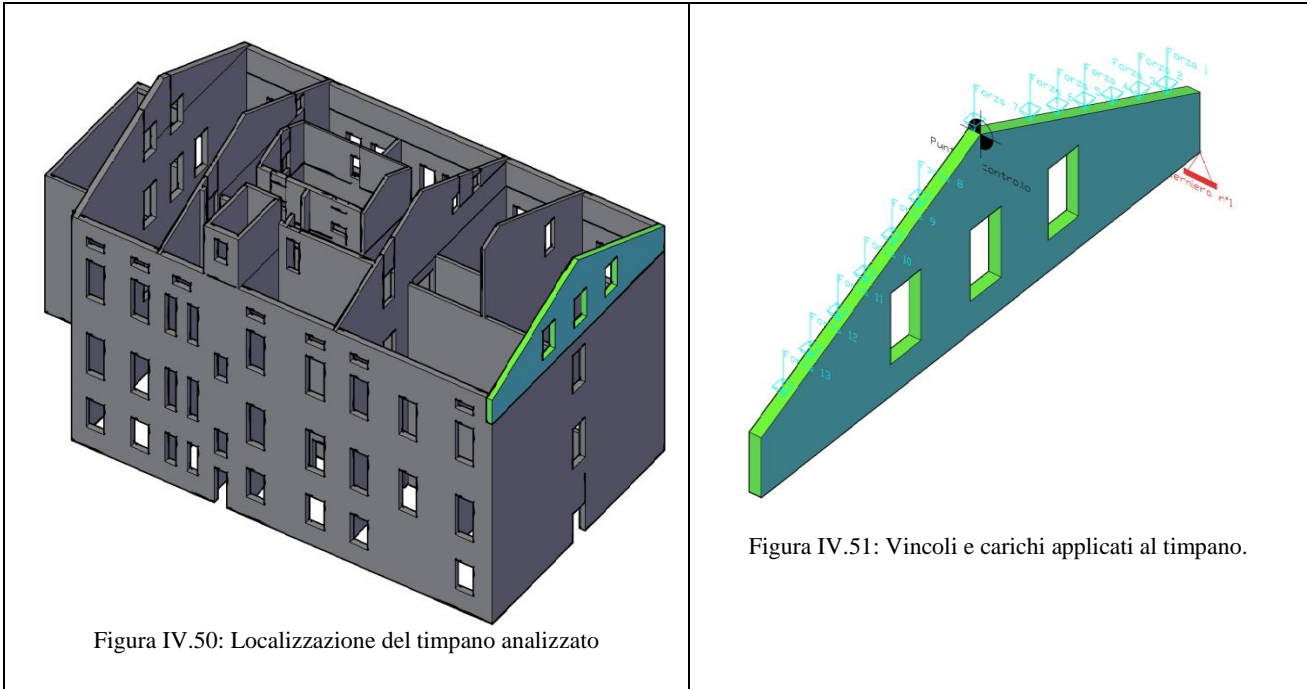
AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
51,04	F ₁ = F ₂ = ... = F ₁₃ = 11,42 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 46200.45 kg	a ₀ = 0.08	d _{k,0} = 0.429 m
e* = 0.88		
T _s = 1.316 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 0.689 m/s ²	d _u = 0.063 m	d _u = 0.063 m
a _{SLV} = 0,993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.076 m	Δ _{d(T_s)} = 0.075 m
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
NON VERIFICATO		

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	69 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T_R = 112 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T_{INT} = 11.7 anni

4.4.1.2 Timpano 2



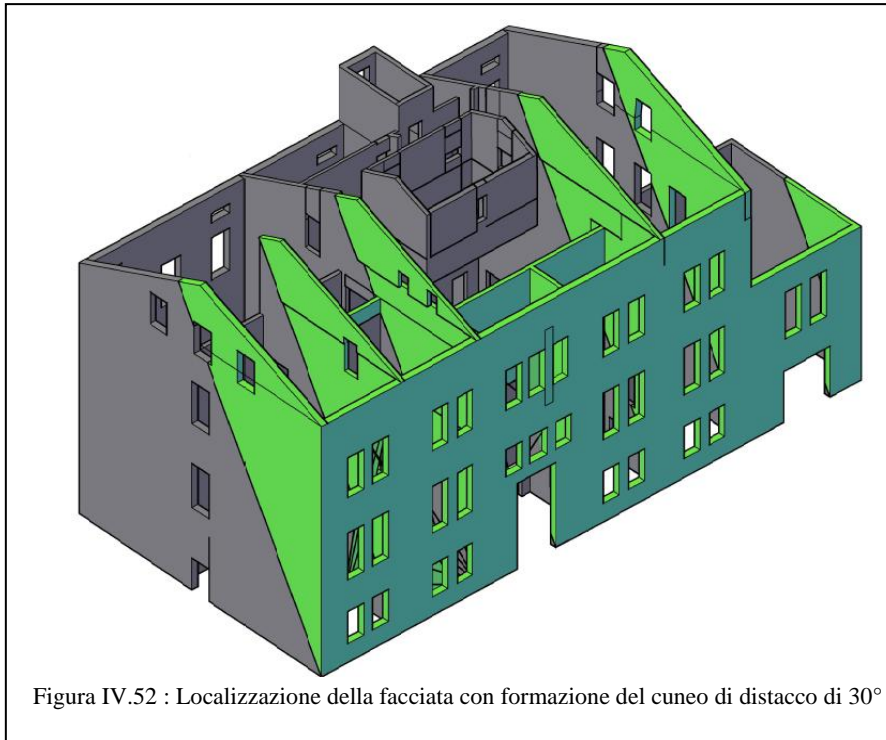
AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
65,6	F ₁ = F ₂ = ... = F ₁₃ = 15 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 48690.86 kg	a ₀ = 0,20	d _{k,0} = 0,390 m
e* = 0.88		
T _s = 0.911 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 0.661 m/s ²	d _u = 0.064 m	d _u = 0.064 m
a _{SLV} = 0.993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.078 m	Δ _{d(T_s)} = 0.106 m
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
NON VERIFICATO		

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	66.6 %
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T_R = 101 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T_{INT} = 10 anni

4.4.2 Ribaltamento semplice della facciata con cuneo di distacco di 30°



AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	SCARICA

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 507898.76 \text{ kg}$	$a_0 = 0,21$	$d_{k,0} = 2.999 \text{ m}$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 2.685 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
	§C8A.4.11
$a_0^* = 1.508 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0.573 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0.993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0.123 \text{ m}$
VERIFICATO	VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100 %
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 652 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 68 \text{ anni}$

4.4.3 Meccanismi articolati in corrispondenza del mezzanino

4.4.3.1 Fronte strada

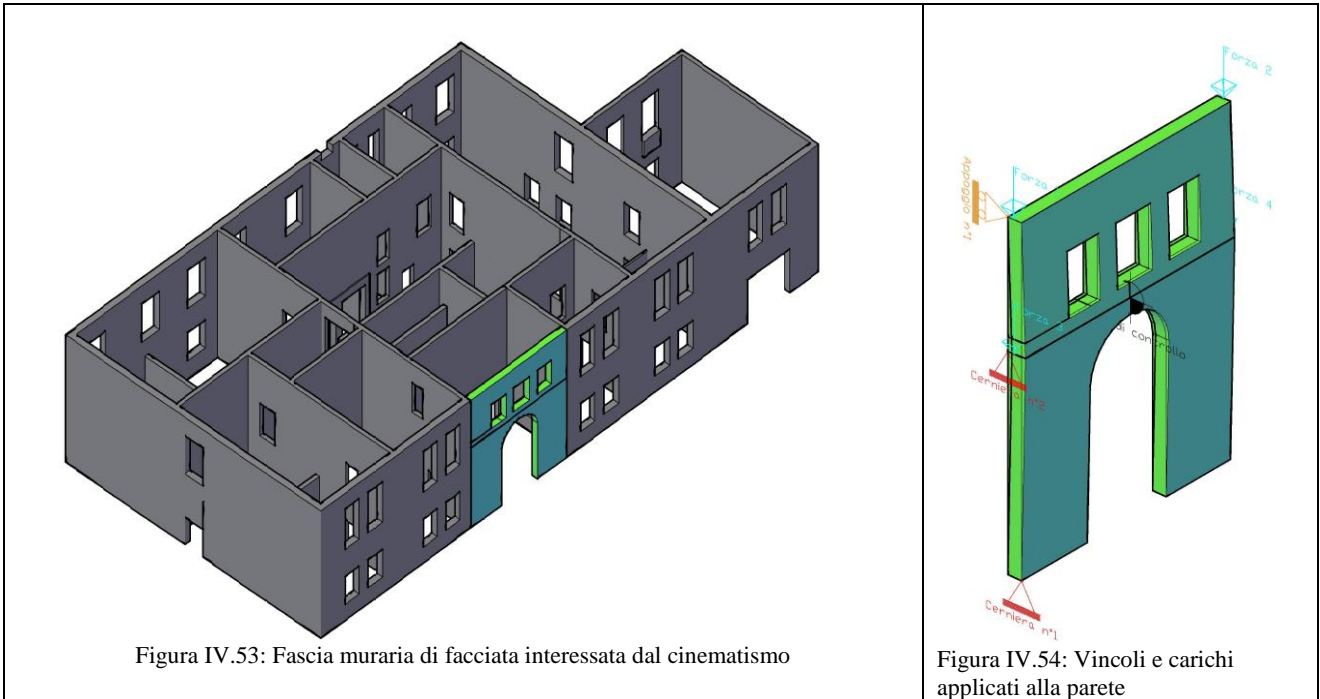


Figura IV.53: Fascia muraria di facciata interessata dal cinematismo

Figura IV.54: Vincoli e carichi applicati alla parete

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
15,84	F ₁ = F ₂ = 72,9 F ₃ = F ₄ = 110,3

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 47407.18 \text{ kg}$	$a_0 = 0,20$	$d_{k,0} = 0,390 \text{ m}$
$e^* = 0.66$		
$T_s = 0.911 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 2.155 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,095 \text{ m}$	$d_u = 0,095 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,052 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,029 \text{ m}$
VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
	VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 1550 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 162.7 \text{ anni}$

4.4.3.2 Parete caricata dal mezzanino

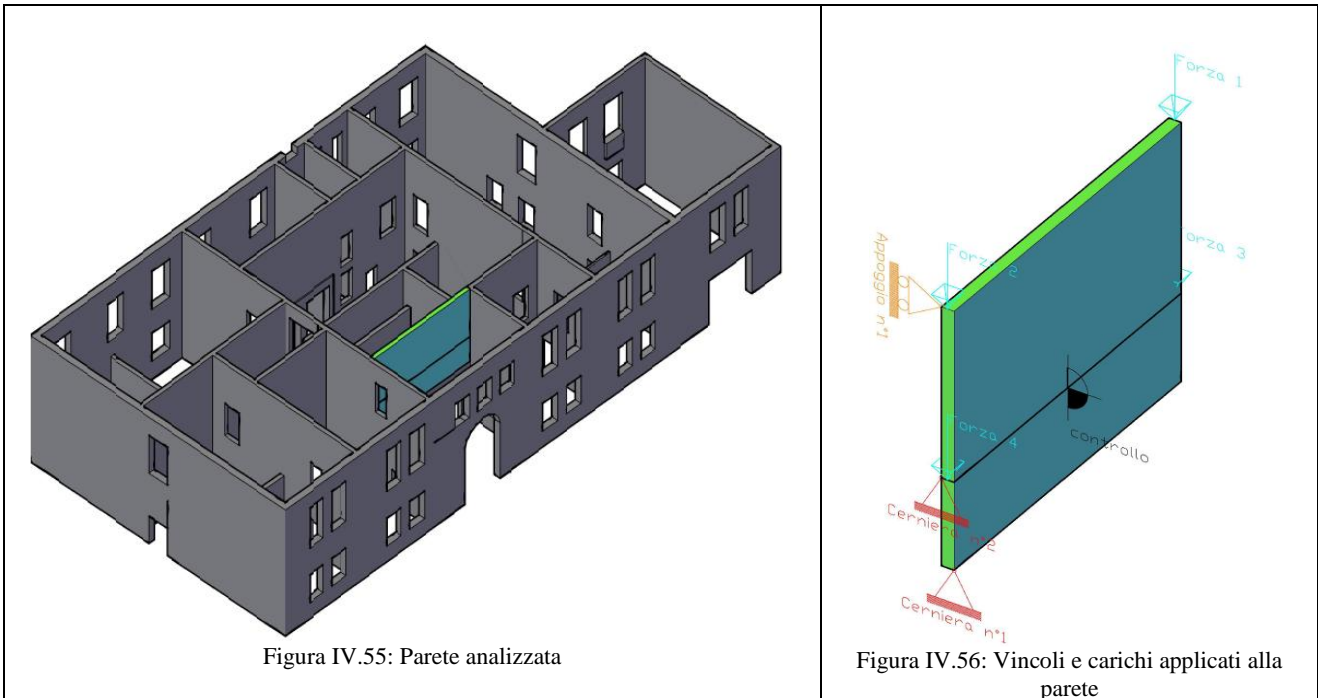


Figura IV.55: Parete analizzata

Figura IV.56: Vincoli e carichi applicati alla parete

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
24,12	F ₁ = F ₂ = 137,5 F ₃ = F ₄ = 184,5

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 48747.75 \text{ kg}$	$a_0 = 0,18$	$d_{k,0} = 0,17 \text{ m}$
$e^* = 0.60$		
$T_s = 0.642 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 2.115 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,046 \text{ m}$	$d_u = 0,046 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,037 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,041 \text{ m}$
VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
	VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 1551.69 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 162.93 \text{ anni}$

4.4.3.3 Parete non caricata (1)

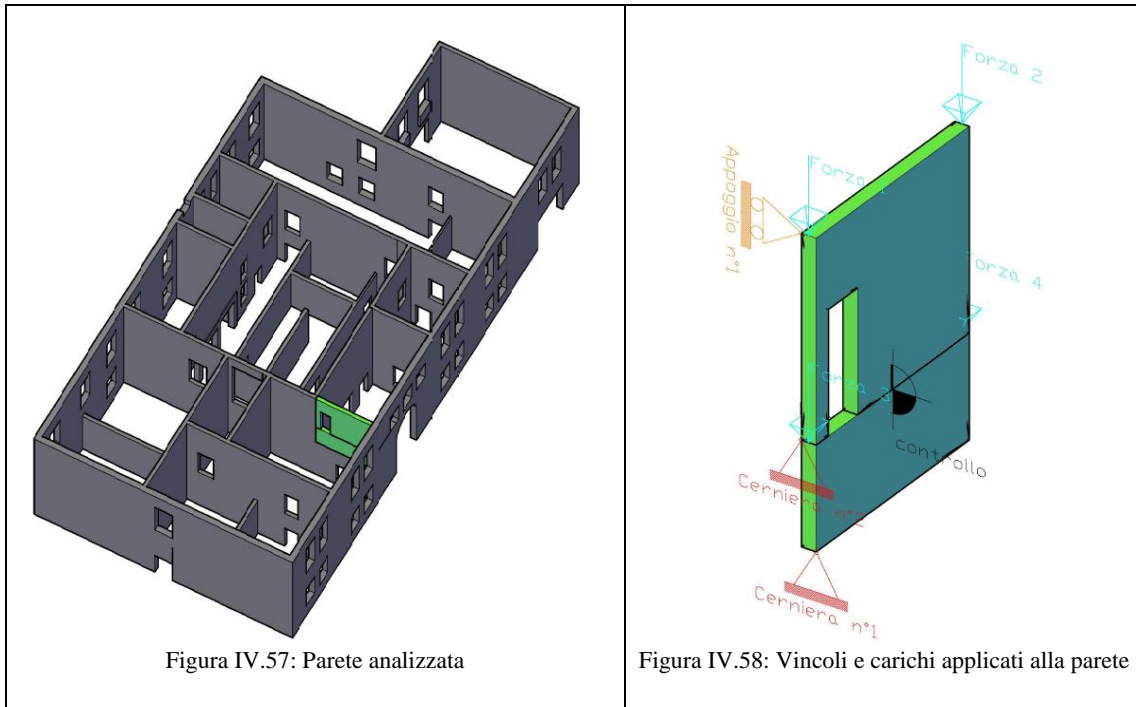


Figura IV.57: Parete analizzata

Figura IV.58: Vincoli e carichi applicati alla parete

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
11,88	F ₁ = F ₂ = 67,7 F ₃ = F ₄ = 90,9

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 23925.33 \text{ kg}$	$a_0 = 0,26$	$d_{k,0} = 0,249 \text{ m}$
$e^* = 0,60$		
$T_s = 0.640 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 3.113 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,068 \text{ m}$	$d_u = 0,068 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,037 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,041 \text{ m}$
NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
	VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R > 2475 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} > 259 \text{ anni}$

4.4.3.4 Parete non caricata (2)

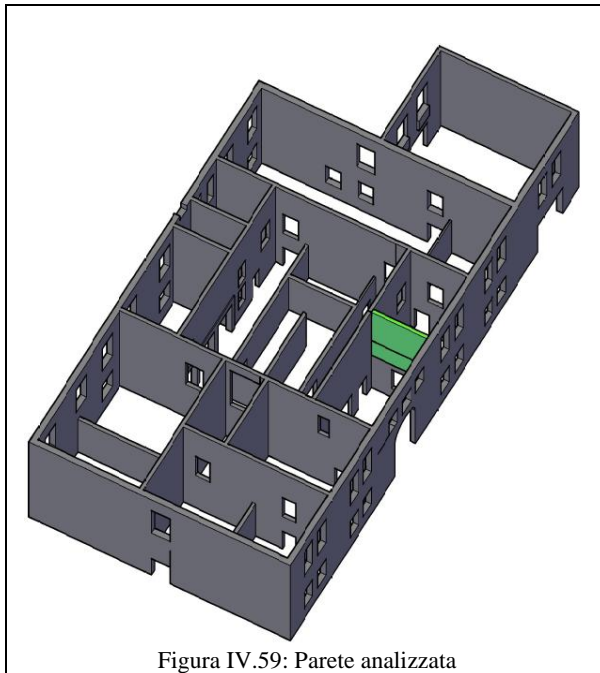


Figura IV.59: Parete analizzata

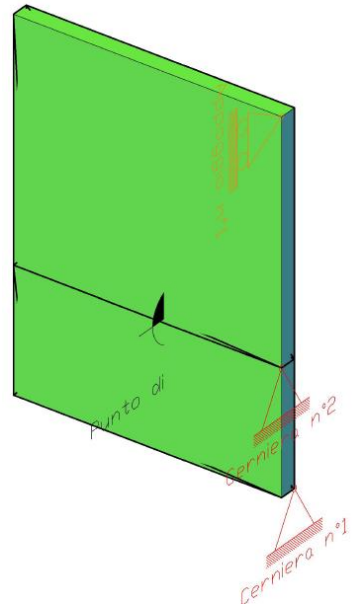


Figura IV.60: Vincoli e carichi applicati alla parete

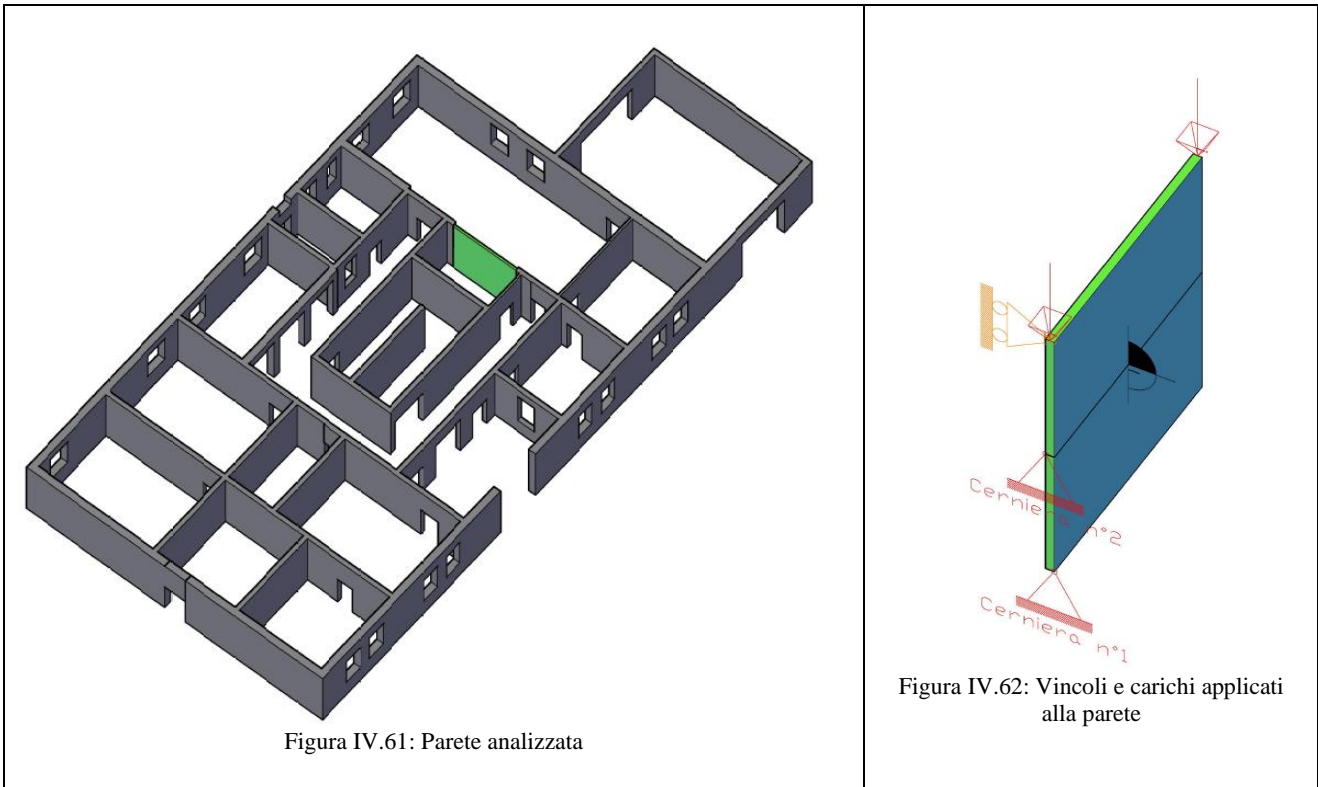
AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	F ₁ = 0 (PARETE SCARICA)

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 8070.68 \text{ kg}$	$a_0 = 0.21$	$d_{k,0} = 0.240 \text{ m}$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 0.658 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 1.561 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,036 \text{ m}$	$d_u = 0,036 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,038 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,041 \text{ m}$
VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
	NON VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 709 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} = 74.4 \text{ anni}$

4.4.4 Ribaltamento articolato parete snella a piano terra



AREA DI INFLUENZA (m²)	FORZE (KN)
14,99	F ₁ = F ₂ = 70,6

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 3033.35kg	a ₀ = 0.14	d _{k,0} = 0.116 m
e* = 0,94		
T _s = 0.545s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
	§C8A.4.11
	d _u = 0,017m
a ₀ * = 1.097 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0,031m
a _{SLV} = 0,993 m/s ²	
VERIFICATO	NON VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T _R = 516 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T _{INT} = 33,15 anni

4.4.5 Ribaltamento semplice di alcune porzioni di facciata

4.4.5.1 Fronte strada (1)

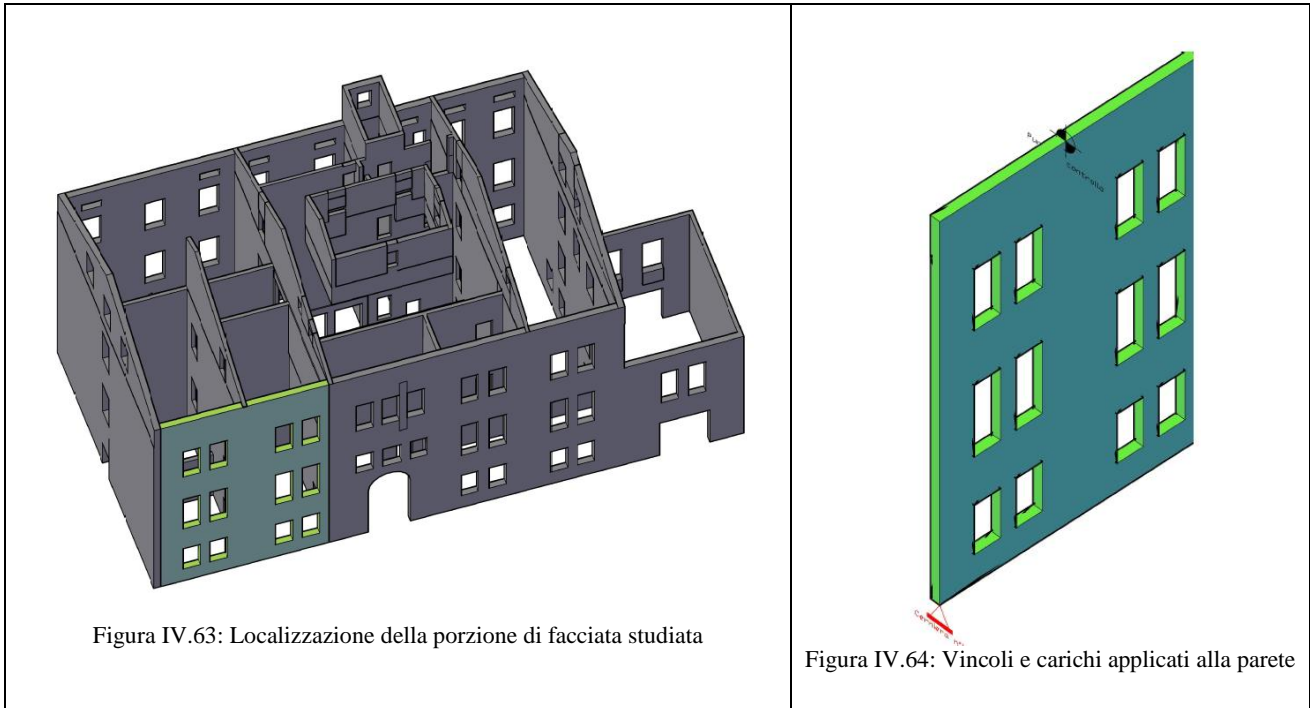


Figura IV.63: Localizzazione della porzione di facciata studiata

Figura IV.64: Vincoli e carichi applicati alla parete

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	F = 0 KN (PARETE SCARICA)

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 82338.38 \text{ kg}$	$a_0 = 0,03$	$d_{k,0} = 0.378 \text{ m}$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 2.431 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
$a_0^* = 0.183 \text{ m/s}^2$	§C8A.4.11
$a_{SLV} = 0.993 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0.057 \text{ m}$
	$\Delta_{d(T_s)} = 0.123 \text{ m}$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	18.4 %
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R < 30 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} < 3 \text{ anni}$

4.4.5.2 Fronte strada (2)

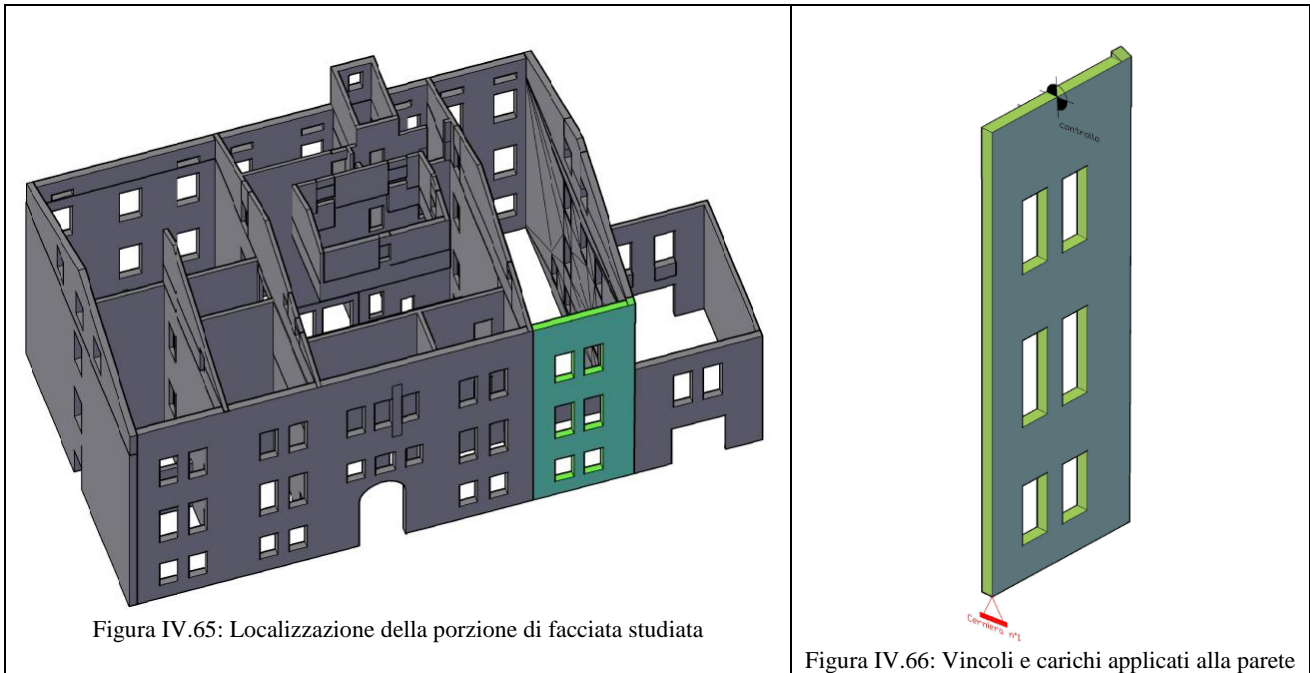


Figura IV.65: Localizzazione della porzione di facciata studiata

Figura IV.66: Vincoli e carichi applicati alla parete

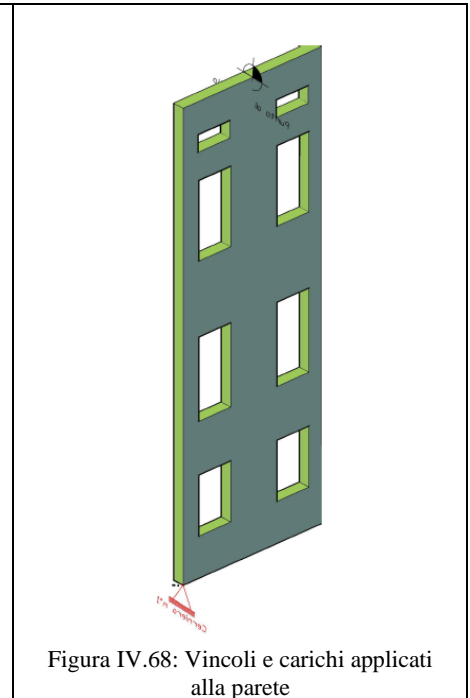
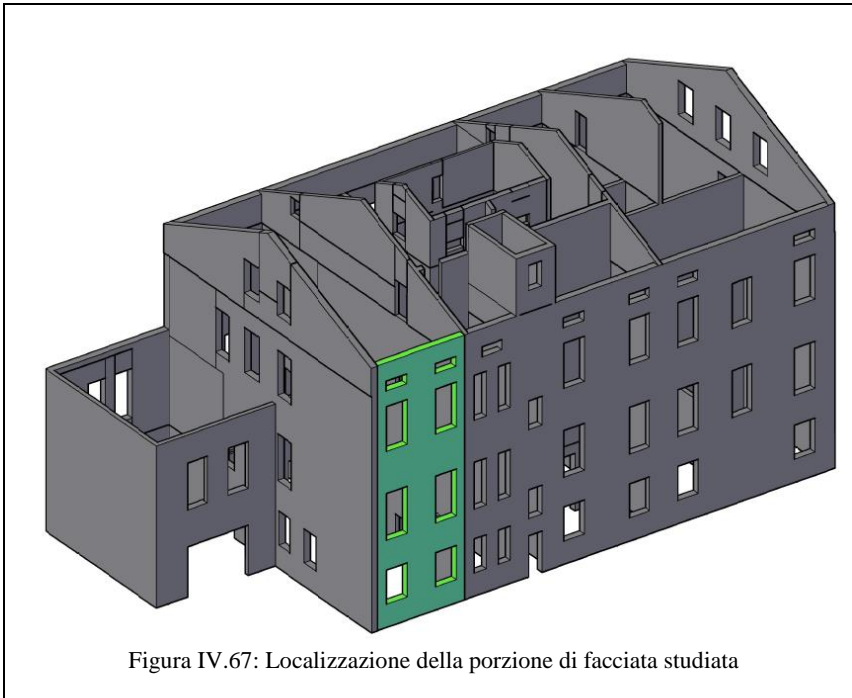
AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	F = 0 KN (PARETE SCARICA)

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 43467.05 \text{ kg}$	$a_0 = 0,03$	$d_{k,0} = 0.378 \text{ m}$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 2.430 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
$a_0^* = 0.183 \text{ m/s}^2$	§C8A.4.11
$a_{SLV} = 0.993 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0.057 \text{ m}$
	$\Delta_{d(T_s)} = 0.123 \text{ m}$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	18.4 %
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R < 30 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} < 3 \text{ anni}$

4.4.5.3 Retro



AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
0	F = 0 KN (PARETE SCARICA)

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 40327.55 \text{ kg}$	$a_0 = 0,03$	$d_{k,0} = 0.378 \text{ m}$
$e^* = 1.00$		
$T_s = 2.396 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV
$a_0^* = 0.185 \text{ m/s}^2$	§C8A.4.11
$a_{SLV} = 0.993 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0.057 \text{ m}$
	$\Delta_{d(T_s)} = 0.123 \text{ m}$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	18.6 %
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R < 30$ anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} < 3$ anni

A differenza di quanto visto per l'edificio di via Mentana 3, per il quale tutti i cinematismi relativi allo stato di fatto non risultavano verificati, in questo caso si ha per molti cinematismi il superamento delle verifiche. In particolare risultano verificati tutti i cinematismi relativi al mezzanino, il cinematismo di ribaltamento articolato del muro snello a piano terra e il cinematismo di ribaltamento semplice della facciata (fronte strada), con formazione del cuneo di rottura di 30°. Si esclude per questo di effettuare degli interventi di miglioramento per gli elementi in questione in quanto essi non rappresentano delle vulnerabilità per l'edificio, come ampiamente dimostrato attraverso le verifiche.

4.5 Interventi proposti

Si fornisce una breve descrizione degli interventi proposti per eliminare le vulnerabilità individuate per l'edificio sito in via Mentana 7:

1. Cordolo metallico: è necessario creare un efficace vincolo allo sbandamento fuori piano per il muro di facciata, si prevede quindi un cordolo sommitale metallico tassellato alle pareti perimetrali del sottotetto dell'edificio.
2. Ripristino dello spessore del muro snello presente al piano terra: si ritiene opportuno ripristinare lo spessore del muro snello al piano terra, raddoppiandolo. La parete in questione non aveva superato le verifiche imposte dalla normativa relativamente alla snellezza nei confronti dei carichi verticali. In questo modo la verifica risulterebbe soddisfatta:

$$\lambda = \frac{h}{(2 \cdot t)} = \frac{3.76}{2 \cdot 0.12} = 15.7 < 20 = \lambda_{max}$$

4.5.1 Intervento 1 - Cordolo metallico

La presenza di un cordolo metallico, tassellato alla parete fornisce un comportamento scatolare all'intero piano e assorbe le spinte provenienti dalle travi di copertura, evitando il ribaltamento fuori dal piano delle pareti stesse, sia per quanto riguarda le pareti della facciata che i timpani esterni analizzati nei cinematismi locali. Le fasi esecutive dell'intervento sono le medesime descritte nel capitolo precedente per l'edificio di via Mentana 3:

1. Rimozione dell'intonaco (dove presente) sino a mettere in vista la tessitura muraria, pulizia delle superfici di intervento mediante spazzolatura;
2. Applicazione del piatto metallico;
3. Fissaggio alla parete con tasselli chimici posti ad interasse opportuno,
4. Ripristino degli intonaci eseguendo le riparazioni necessarie con malte di cemento;

4.5.2 Intervento 2–Ripristino dello spessore del muro snello a piano terra

L'inserimento di una parete a una testa, affiancata e collegata come descritto in seguito, alla parete snella esistente al piano terra, consente di ripristinare uno spessore adeguato per quest'ultima. Infatti in tale modo si avrebbe l'adeguamento della parete esistente nei confronti delle sollecitazioni verticali. L'intervento si dividerà nelle seguenti fasi:

1. Rimozione dell'intonaco sino a mettere in vista la tessitura muraria, pulizia delle superfici di intervento mediante spazzolatura;
2. Costruzione della nuova parete accostata a quella esistente con inserimento di malta cementizia tra le due pareti;
3. Esecuzione di fori del diametro di 12 mm, del nuovo sistema costituito dall'accoppiamento delle due pareti, per l'inserimento delle barre di collegamento trasversali. I fori dovranno percorrere le pareti per intero e avere una inclinazione di circa 15°/20° per consentire un migliore colaggio della malta. Le perforazioni, almeno 9 per metro quadrato di superficie trattata, devono avere disposizione tale da realizzare una maglia regolare con opportuno sfalsamento.
4. Pulizia dei fori con aria compressa;
5. Iniezione nel foro di malta fluida da inghisaggio o similare adesivo epossidico bicomponente fluido leggermente tixotropico e posa di barre di armatura ad aderenza migliorata diametro 8 mm in acciaio inox;
6. Fissaggio delle barre di armatura su entrambi i lati delle pareti, mediante bullonatura;
7. Rifacimento intonaco.



Figura IV.69 : Individuazione della parete sulla quale eseguire l'intervento

4.6 Analisi globale (stato di progetto)

Si effettuano nuovamente le analisi globali del modello, inserendo le seguenti modifiche, rappresentative degli interventi proposti nel precedente paragrafo:

- Cordolo alla quota della linea di gronda del fabbricato;
- Raddoppio dello spessore della parete snella al piano terra.

Si effettuano due differenti modellazioni: una con un cordolo metallico realizzato in acciaio s 235 e un'altra nella quale il cordolo sommitale viene realizzato in cls. La seconda modellazione viene realizzata per un confronto dei parametri sismici che si otterrebbero realizzando le due diverse tipologie di cordolo.

Il cordolo in cls rispetta i requisiti previsti dalla normativa nel § 7.8.5.1: *“I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm.”*

Il cordolo realizzata avrà sezione $38 \times 20 \text{ cm}^2$ avrà un'armatura longitudinale costituita da $4\phi 16$, mentre le staffe saranno costituita da barre $\phi 8/20$.

Infine si effettua un'ultima modellazione nella quale il modello della struttura è quello relativo allo stato di fatto, senza gli interventi appena descritti, ma il sovraccarico considerato all'interno del sottotetto è quello relativo a una copertura praticabile, 200 kg/m^2 . Si è voluto determinare in questo modo il vantaggio o lo svantaggio che si otterrebbe dalla rimozione degli archivi.

Si riportano di seguito i risultati delle tre modellazioni appena descritte.

4.6.1 Modello con cordolo in acciaio

Sono state realizzate 24 analisi di push-over, relative a sismi avente direzione x e direzione y.

Come è possibile notare dall'immagine di Figura IV.70 : Risultati analisi di push-over modello con cordolo in acciaio, quasi tutte le analisi relative allo SLV, 20 su 24, risultano soddisfatte; in particolare tutte le analisi relative ai vari SL per sismi aventi direzione x sono ampiamente soddisfatte.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,98	1,19	1,510	0,24	1,04	0,19	1,04	1,137	3,072
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,32	6,34	2,104	0,30	0,58	0,24	0,58	1,426	1,685
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,95	1,15	1,448	0,24	1,02	0,19	1,02	1,127	3,082
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,22	1,92	1,509	0,32	1,52	0,26	1,52	1,397	3,444
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,17	1,11	1,910	0,26	1,11	0,21	1,11	0,960	2,827
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,73	1,88	3,710	0,44	0,84	0,32	0,84	0,809	1,595
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,97	1,90	1,153	0,29	1,63	0,23	1,63	1,554	4,109
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,47	1,75	1,889	0,37	0,91	0,30	0,91	1,149	2,080
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	84,8	0,98	1,08	1,503	0,24	1,08	0,19	1,08	1,065	3,142
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-84,8	0,98	1,04	1,501	0,24	1,04	0,19	1,04	1,042	3,076
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	84,8	1,37	6,47	2,572	0,29	6,47	0,24	6,47	1,167	3,470
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-84,8	1,31	6,18	1,875	0,32	1,04	0,26	1,04	1,600	2,482
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	84,8	0,96	0,99	1,468	0,24	0,99	0,19	0,99	1,019	3,008
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-84,8	0,96	1,06	1,455	0,24	1,06	0,19	1,06	1,066	3,145
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	84,8	1,21	1,94	1,519	0,31	1,65	0,25	1,65	1,422	3,695
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-84,8	1,28	1,75	1,518	0,34	1,34	0,28	1,34	1,261	3,052
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	172,3	1,28	2,14	2,244	0,28	0,95	0,23	0,95	1,337	2,347
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-172,3	1,15	1,53	1,757	0,27	1,53	0,22	1,53	1,236	3,632
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	172,3	1,63	2,40	3,605	0,40	2,40	0,29	2,40	0,832	2,476
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-172,3	1,53	5,36	3,015	0,34	1,14	0,27	1,14	0,995	2,296
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	172,3	0,99	1,35	1,185	0,29	1,11	0,23	1,11	1,213	3,175
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-172,3	1,00	1,63	1,283	0,28	1,15	0,22	1,15	1,383	3,228
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	172,3	1,50	1,59	1,941	0,37	0,85	0,30	0,85	1,048	1,951
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-172,3	1,52	1,71	1,835	0,39	0,98	0,32	0,98	1,094	2,133

Figura IV.70 : Risultati analisi di push-over modello con cordolo in acciaio

4.6.1.1 Modello con cordolo in acciaio, direzione X

Analisi di push-over n.ro 13 – Sisma direzione X-, con carico sismico proporzionale alle masse

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione x**, tra quelle studiate, analisi n.ro 13.

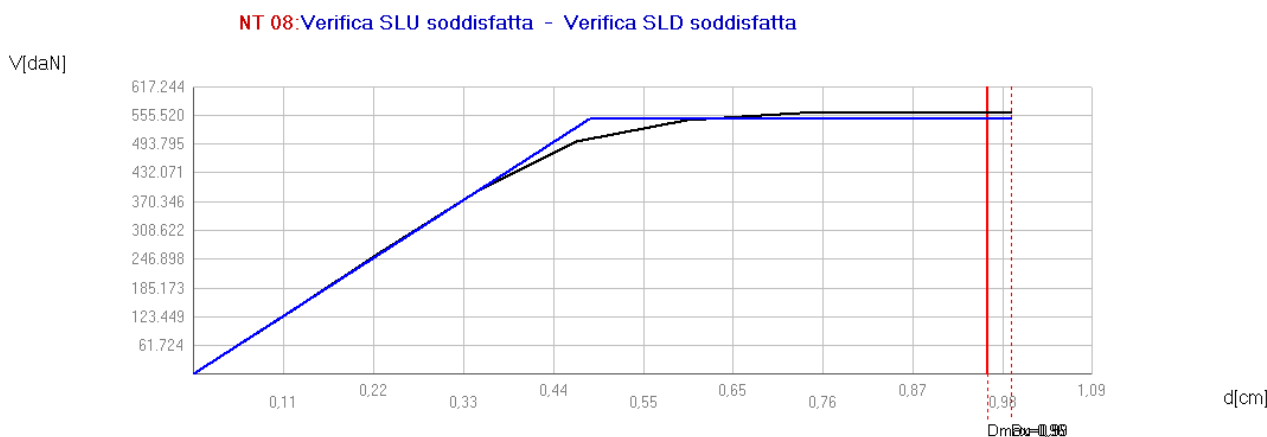


Figura IV.71 : Curva di push-over analisi n.ro 13, modello con cordolo in acciaio, direzione x

Le modalità di collasso sono differenti rispetto all'analisi più gravosa in direzione x, relativa allo stato di fatto. Infatti questa volta il collasso non avviene per rottura a pressoflessione delle fasce di

muratura della facciata del secondo piano, che stavolta invece risultano tutte integre o al massimo allo stato plastico, ma a causa della rottura a taglio degli elementi del piano terra indicati in Figura IV.73 : Analisi globale modello con cordolo in acciaio, direzione x, retro. Attraverso l'inserimento del cordolo cambia quindi la modalità di collasso della struttura.

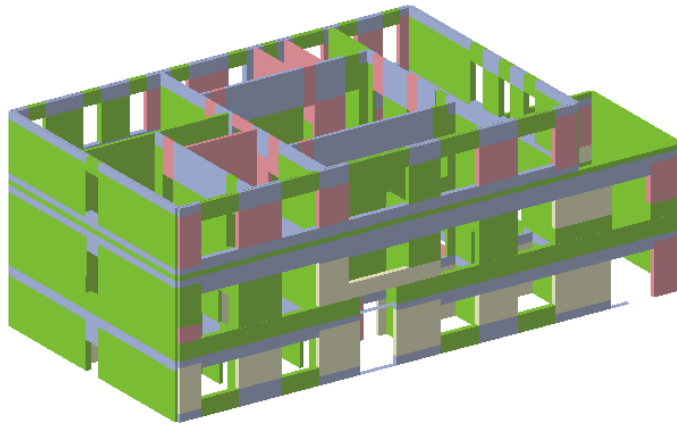


Figura IV.72 : Analisi globale modello con cordolo in acciaio, direzione x, fronte strada

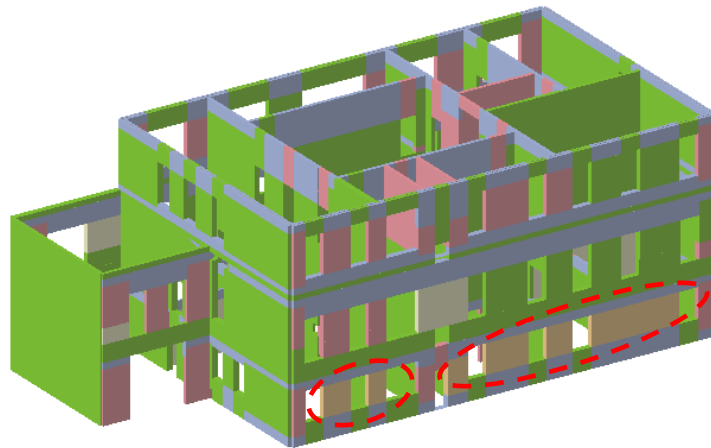


Figura IV.73 : Analisi globale modello con cordolo in acciaio, direzione x, retro

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 1,019$$

$$T_R = 505 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 53,03 \text{ anni}$$

Attraverso l'inserimento del cordolo metallico sommitale, non solo si ha il raggiungimento dei parametri di riferimento, ma si ha addirittura il pieno superamento delle verifiche, infatti $\alpha_U = 1,019 > 1$. L'intervento proposto contribuisce quindi in maniera significativa ad innalzare il livello di sicurezza del fabbricato in direzione x.

La crisi riguarda sempre gli stessi elementi dell'analisi relativa allo stato di fatto. Questo risultato era prevedibile in quanto l'inserimento del cordolo migliora le "prestazioni" degli elementi della facciata dell'edificio, mentre non ha una notevole influenza sugli elementi non perimetrali

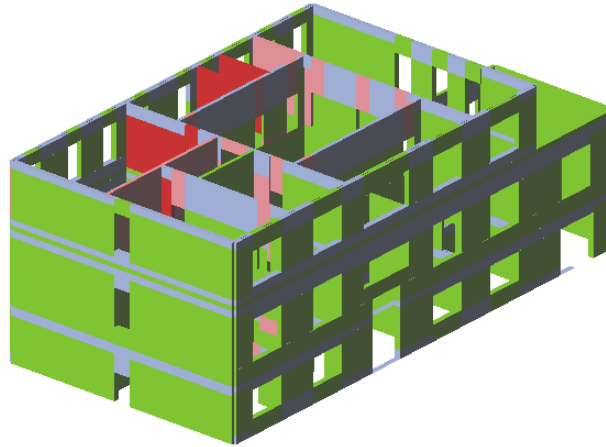


Figura IV.76 : Analisi globale modello con cordolo in acciaio, direzione y, fronte strada

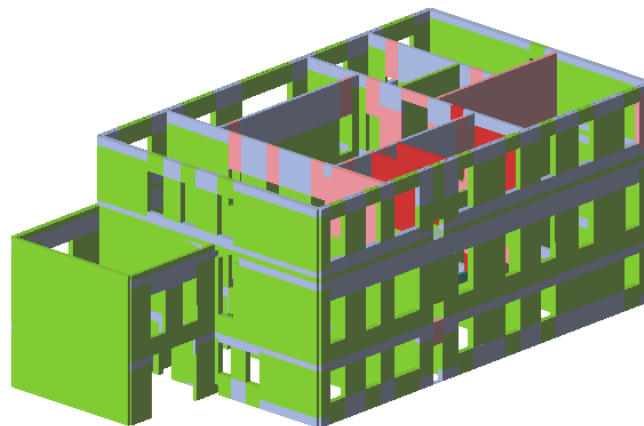


Figura IV.77 : Analisi globale modello con cordolo in acciaio, direzione y, retro dell'edificio

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U=0,809$$

$$T_R = 292 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 30,66 \text{ anni}$$

Anche in questo si ha il raggiungimento dei parametri di riferimento imposti in precedenza, anche se il fabbricato dimostra un comportamento migliore nei confronti dei sismi aventi direzione x.

4.6.2.1 Modello con cordolo in cls, direzione X

Analisi di push-over n.ro 13 – Sisma direzione X-, con carico sismico proporzionale alle masse

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione x**, tra quelle studiate, analisi n.ro 13.

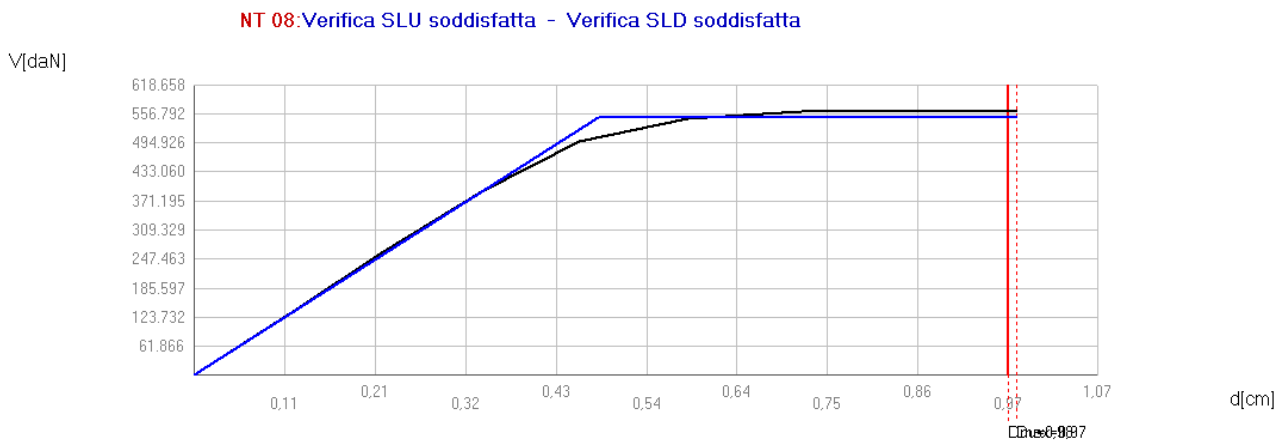


Figura IV.80 : Curva di push-over analisi n.ro 13, modello con cordolo in cls, direzione x

A seguito dell'inserimento del cordolo in cls, si ottiene la stessa modalità di collasso della precedente analisi (**inserimento cordolo in acciaio**). Anche in questo caso la crisi avviene per taglio degli elementi al piano terra indicati in Figura IV.82 : Analisi globale modello con cordolo in cls, direzione x, retro dell'edificio.

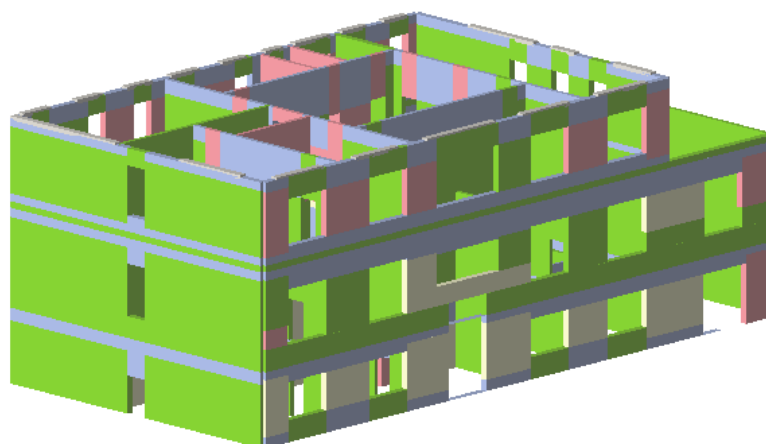


Figura IV.81 : Analisi globale modello con cordolo in cls, direzione x, fronte strada

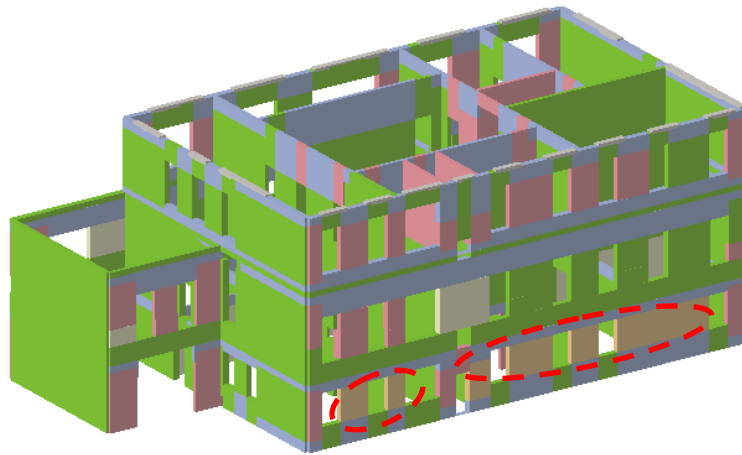


Figura IV.82 : Analisi globale modello con cordolo in cls, direzione x, retro dell'edificio

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 1,006$$

$$T_R = 483 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 50,72 \text{ anni}$$

Come per la modalità di collasso anche i parametri dell'analisi risultano molto simili ai valori registrati per l'analisi del modello con il cordolo sommitale in acciaio. I valori superano abbondantemente i parametri di riferimento.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 0,97 [cm] <= Du 0,98 [cm]
 q * 1,48 <= 3
 La verifica è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,24 [cm] <= Dd 0,98 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,19 [cm] <= Do 0,98 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	483	475	1,017	1,31	1,30	1,006
SLD	483	50	9,660	1,33	0,45	2,970
SLO	483	30	16,100	1,35	0,36	3,771

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,206 [s] Duttilità disponibile 2,04
 m* 1.234.347,34 [kg] Γ 1,31
 w 2.031.995,70 [kg] F*y 420.209 [daN]
 d*y 0,37 [cm]
 d*u 0,75 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico Masse
 Direzione sisma - Ux
 Nodo controllo 47
 Media nodi di livello 6
 Eccentricità 84,7501983642578
 Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

MIA MENTANA CORDOLO CLS XY
 Pareti 18
 Livelli 6
 Nodi 3D 192
 Nodi 2D 99
 Materiali 4
 Elementi 319
 Travi 19
 Pilastri 0
 Vincoli 49
 Setti travi 0
 Setti pareti 0

OK

Figura IV.83 : Verifiche modello con cordolo in cls, direzione x

4.6.2.2 Modello con cordolo in cls, direzione Y

Analisi di push-over n.ro 6 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione y**, tra quelle studiate, analisi n.ro 6.

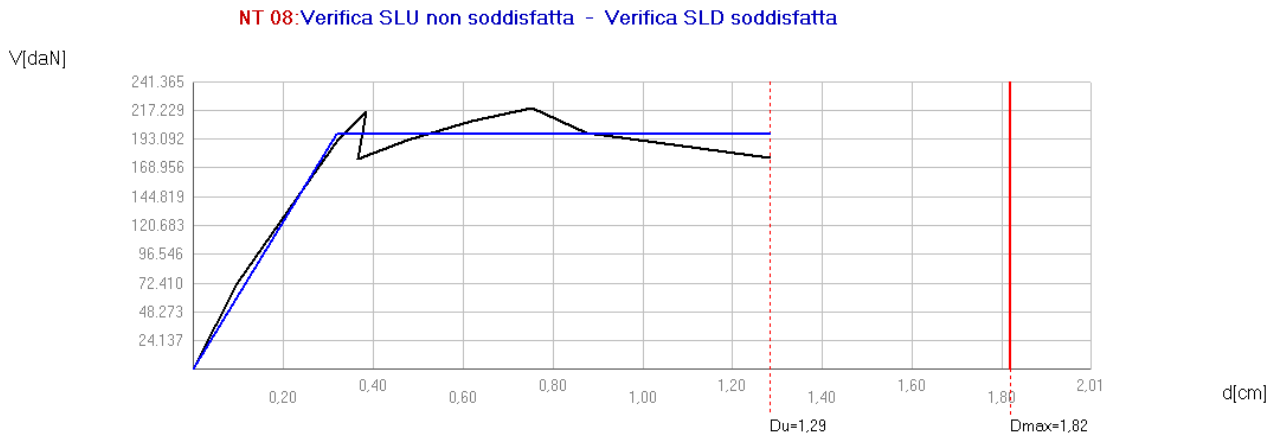


Figura IV.84 : Curva di push-over analisi n.ro 6, modello con cordolo in cls, direzione y

In direzione y la crisi che porta al collasso il fabbricato riguarda gli stessi elementi del secondo piano che collassavano nell'analisi relativa allo stato di fatto e nella precedente analisi del modello con cordolo sommitale in acciaio.

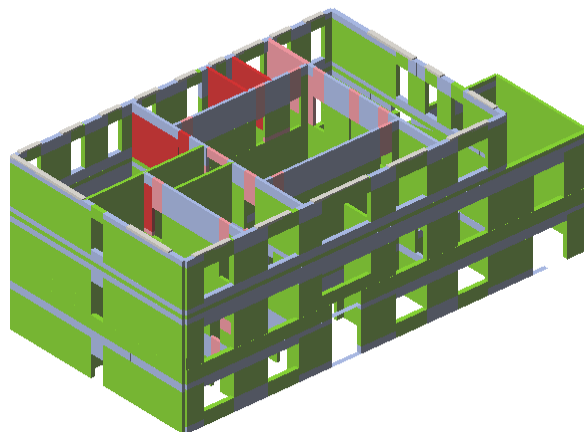


Figura IV.85 : Analisi globale modello con cordolo in cls, direzione y, fronte strada

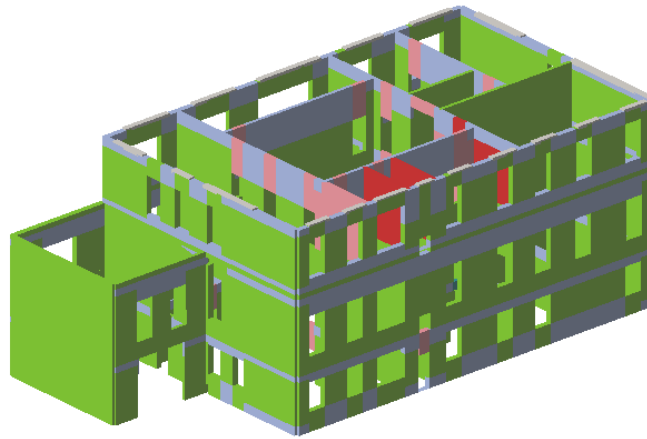


Figura IV.86 : Analisi globale modello con cordolo in cls, direzione y, retro dell'edificio

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,786$$

$$T_R = 274 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 28,77 \text{ anni}$$

In questo caso a differenza della precedente modellazione non si ha il raggiungimento del valore minimo prefissato per il tempo di intervento sul fabbricato. Il parametro α_U invece, supera abbondantemente il valore di riferimento.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 1,74 [cm] > Du 1,53 [cm]
q* 3,82 > 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,45 [cm] <= Dd 0,81 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,32 [cm] <= Do 0,81 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	274	475	0,577	1,02	1,30	0,786
SLD	117	50	2,340	0,69	0,45	1,536
SLO	117	30	3,900	0,71	0,36	1,982

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,261 [s] Duttilità disponibile 5,06
m* 1.158.060,21 [kg] Γ 1,33
w 2.031.995,70 [kg] F*y 152.479 [daN]
d*y 0,23 [cm]
d*u 1,15 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico 1° modo di vibrare
Direzione sisma + Uy
Nodo controllo 47
Media nodi di livello 6
Eccentricità 0
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

MIA MENTANA CORDOLO CLS XY
Pareti 18
Livelli 6
Nodi 3D 192
Nodi 2D 99
Materiali 4
Elementi 319
Travi 19
Pilastri 0
Vincoli 49
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK

Figura IV.87 : Verifiche modello con cordolo in cls, direzione y

4.6.3 Modello con rimozione archivi nel sottotetto

Sono state realizzate 24 analisi di push-over, relative a sismi avente direzione x e direzione y.

Come è possibile notare dall'immagine di Figura IV.88 : Risultati analisi di push-over modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, quasi tutte le analisi relative allo SLV, 18 su 24, risultano soddisfatte; mentre risultano tutte soddisfatte le analisi relative agli SLD e SLO.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	5,31	11,92	0,919	1,82	11,73	1,35	11,73	2,247	6,430
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	4,80	10,78	2,319	1,65	7,53	1,22	7,53	1,293	3,762
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,00	1,73	1,547	0,24	1,73	0,20	1,73	1,475	4,333
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,51	2,83	1,697	0,79	2,83	0,64	2,83	1,114	3,280
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,38	1,05	2,301	0,31	0,88	0,25	0,88	0,808	2,107
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,82	1,37	3,746	0,48	0,77	0,34	0,77	0,776	1,423
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,99	1,89	1,214	0,28	0,99	0,23	0,99	1,535	2,963
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,42	1,77	1,971	0,34	0,76	0,28	0,76	1,195	1,898
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	84,8	3,37	8,50	1,975	1,16	8,50	0,86	8,50	1,519	4,419
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-84,8	5,25	10,42	0,897	1,81	10,01	1,34	10,01	1,984	5,545
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	84,8	6,17	9,18	1,696	2,12	8,72	1,57	8,72	1,488	4,112
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-84,8	6,63	13,01	1,428	2,28	11,49	1,69	11,49	1,963	5,042
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	84,8	0,96	1,48	1,494	0,23	1,48	0,19	1,48	1,350	3,972
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-84,8	1,57	2,06	1,507	0,44	1,93	0,36	1,93	1,235	3,456
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	84,8	1,51	1,65	2,338	0,35	1,65	0,29	1,65	1,077	3,160
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-84,8	2,46	2,02	1,911	0,75	2,02	0,61	2,02	0,837	2,468
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	172,3	1,31	0,91	2,131	0,29	0,83	0,24	0,83	0,767	2,122
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-172,3	1,17	1,23	1,803	0,27	1,18	0,22	1,18	1,034	2,969
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	172,3	1,74	1,76	3,788	0,45	0,72	0,32	0,72	0,792	1,406
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-172,3	1,55	1,12	3,089	0,35	1,12	0,27	1,12	0,762	2,238
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	172,3	1,04	1,74	1,347	0,28	0,88	0,23	0,88	1,420	2,685
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-172,3	1,00	1,36	1,223	0,29	1,14	0,23	1,14	1,214	3,191
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	172,3	1,45	1,46	2,276	0,33	0,71	0,27	0,71	1,010	1,755
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-172,3	1,47	1,84	1,843	0,37	1,03	0,30	1,03	1,195	2,269

Figura IV.88 : Risultati analisi di push-over modello con rimozione degli archivi dal sottotetto

4.6.3.1 Modello con rimozione archivi nel sottotetto, direzione X

Analisi di push-over n.ro 16 – Sisma direzione X-, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione x**, tra quelle studiate, analisi n.ro 16.

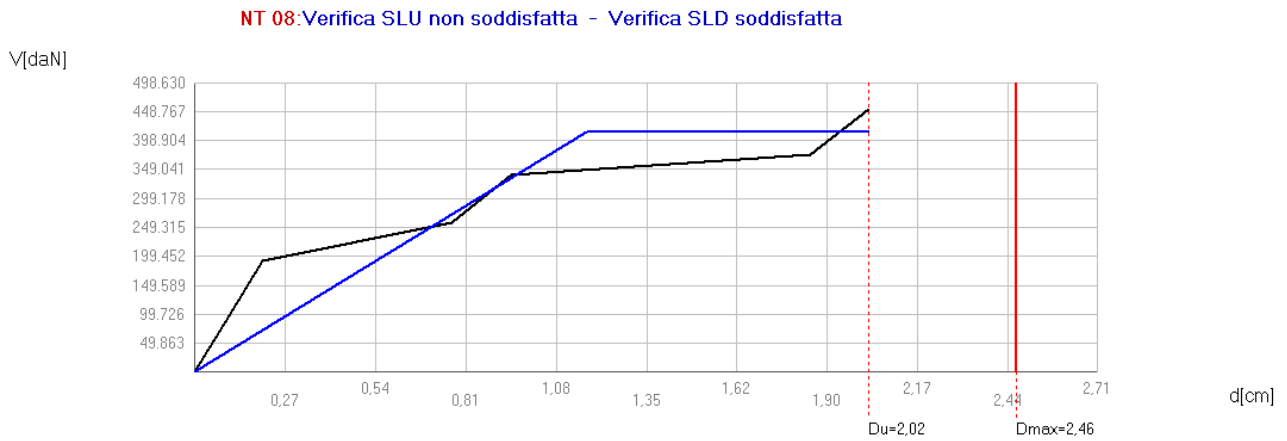


Figura IV.89 : Curva di push-over analisi n.ro 16, modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione x

La crisi avviene per rottura a pressoflessione di alcune elementi della facciata del secondo piano (fronte strada). Rispetto all'analisi relativa allo stato di fatto è possibile osservare un numero maggiore di elementi che raggiungono il collasso.

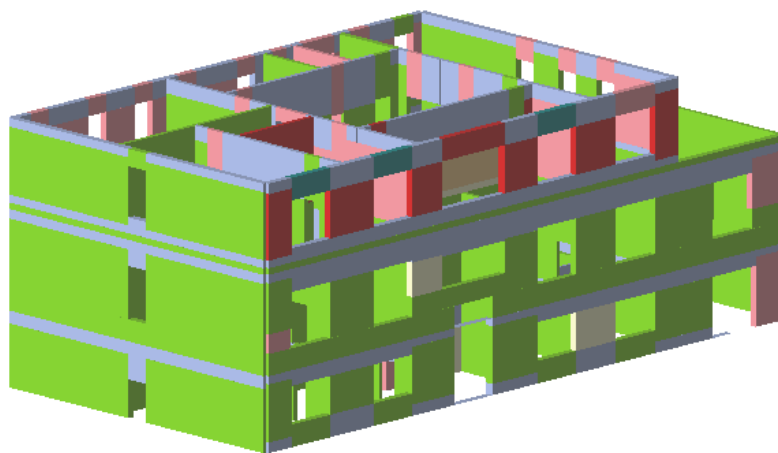


Figura IV.90 : Analisi globale modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione x, fronte strada

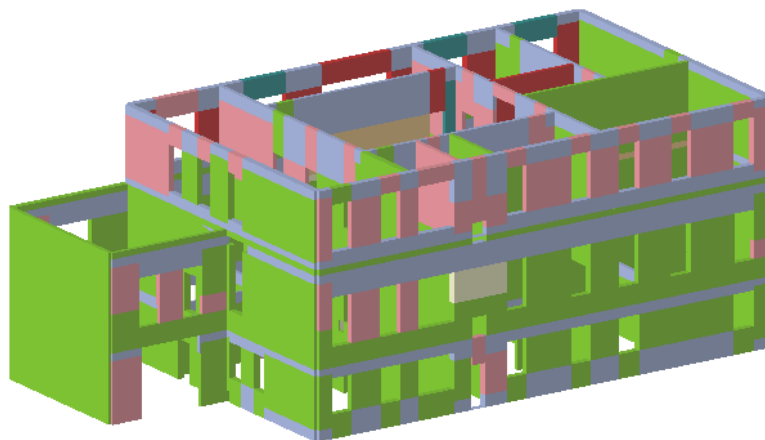


Figura IV.91 : Analisi globale modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione x, retro dell'edificio

I parametri di riferimento dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,837$$

$$T_R = 317 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 33,29 \text{ anni}$$

Rispetto allo stato di fatto è possibile notare un peggioramento dei parametri dell'analisi, anche se questi rimangono comunque al di sopra dei parametri di riferimento. È quindi possibile affermare che il sovraccarico fornito dalla presenza dell'archivio nel sottotetto, risulta stabilizzante per la struttura e la sua rimozione comporterebbe un peggioramento del comportamento della struttura nei confronti di un sisma avente direzione x.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 $D_{max} = 2,46 \text{ [cm]} > D_u = 2,02 \text{ [cm]}$
 $q^* = 1,91 \leq 3$
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 $D_{max} = 0,75 \text{ [cm]} \leq D_d = 2,02 \text{ [cm]}$
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO
 $D_{max} = 0,61 \text{ [cm]} \leq D_o = 2,02 \text{ [cm]}$
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	α_{TR}	PGA_C [m/s ²]	PGA_D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	317	475	0,667	1,09	1,30	0,837
SLD	317	50	6,340	1,11	0,45	2,468
SLO	317	30	10,567	1,13	0,36	3,148

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

$T^* = 0,365 \text{ [s]}$ Duttilità disponibile 1,72
 $m^* = 1.189.094,07 \text{ [kg]}$ Γ 1,32
 $w = 1.981.253,61 \text{ [kg]}$ F^*y 312.612 [daN]
 d^*y 0,89 [cm]
 d^*u 1,53 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1* modo di vibrare
 Direzione sisma - Ux
 Nodo controllo 47
 Media nodi di livello 6
 Eccentricità -84,7501983642578
 Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

SOVRACCARICO 200 (CORRETTO 2)

Pareti 18
 Livelli 6
 Nodi 3D 192
 Nodi 2D 99
 Materiali 2
 Elementi 320
 Travi 0
 Pilastri 0
 Vincoli 49
 Setti travi 0
 Setti pareti 0

OK ?

Figura IV.92 : Verifiche modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione x

4.6.3.1 Modello con rimozione archivi nel sottotetto, direzione Y

Analisi di push-over n.ro 20 – Sisma direzione Y+, con carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura

Si riportano di seguito le informazioni principali ricavate dall'analisi più gravosa in **direzione y**, tra quelle studiate, analisi n.ro 20.

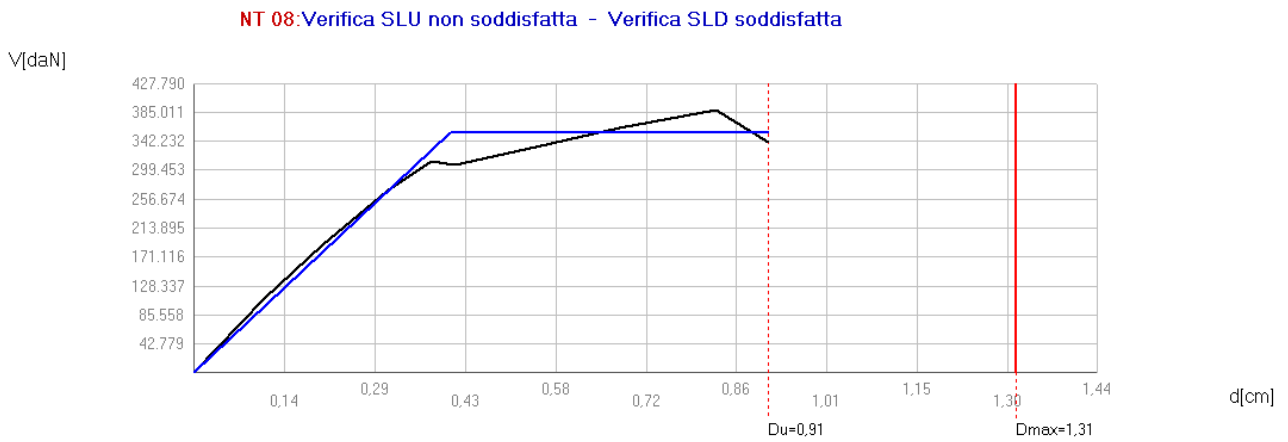


Figura IV.93 : Curva di push-over analisi n.ro 20, modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione y

La crisi del fabbricato avviene per rottura a pressoflessione di alcune pareti interne del secondo piano. A differenza di quanto visto nel modello relativo allo stato di fatto il numero di elementi del secondo piano che collassano risulta minore.

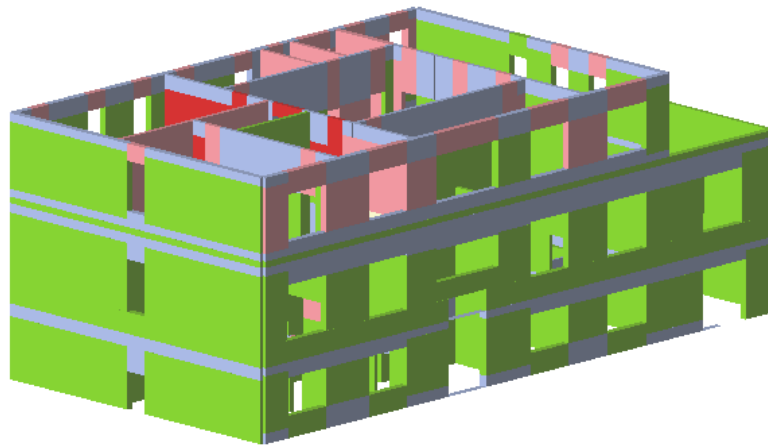


Figura IV.94 : Analisi globale modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione y, fronte strada

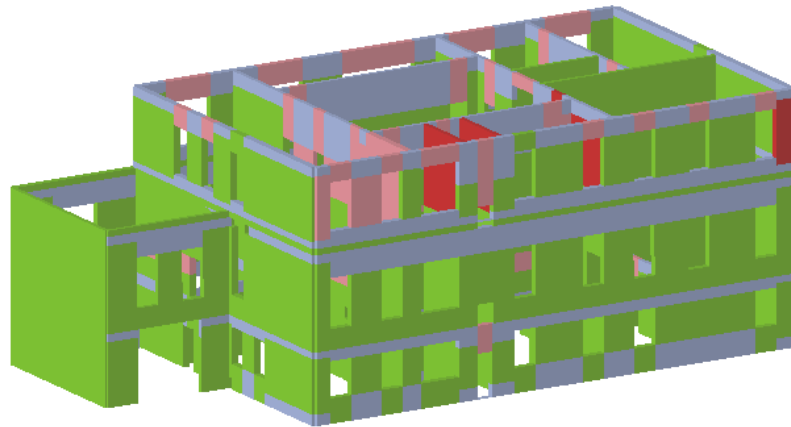


Figura IV.95 :Analisi globale modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione y, retro dell'edificio

I parametri dell'analisi sono:

$$\alpha_U = 0,762$$

$$T_R = 259 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 27,20 \text{ anni}$$

Come visto in precedenza per l'analisi con rimozione degli archivi dal sottotetto, anche qui si ha un peggioramento dei parametri dell'analisi rispetto allo stato di fatto. In conclusione è possibile affermare che sia in direzione x che in direzione y, la rimozione degli archivi comporta un peggioramento del comportamento della struttura nei confronti della sollecitazione sismica.

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 1,31 [cm] > Du 0,91 [cm]
q* 2,13 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,29 [cm] <= Dd 0,83 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,24 [cm] <= Do 0,83 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	261	475	0,549	1,00	1,30	0,767
SLD	225	50	4,500	0,95	0,45	2,122
SLO	225	30	7,500	0,97	0,36	2,699

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,225 [s] Duttilità disponibile 2,24
m* 1.115.847,04 [kg] Γ 1,35
w 1.981.253,61 [kg] F*y 263.287 [daN]
d*y 0,30 [cm]
d*u 0,68 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico Masse
Direzione sisma + Uy
Nodo controllo 47
Media nodi di livello 6
Eccentricità 172,274993896484
Versione 2.0.10 - Cod. 4

Modello

SOVRACCARICO 200 (CORRETTO 2)

Pareti 18
Livelli 6
Nodi 3D 192
Nodi 2D 99
Materiali 2
Elementi 320
Travi 0
Pilastrini 0
Vincoli 49
Setti travi 0
Setti pareti 0

OK ?

Figura IV.96 : Verifiche modello con rimozione degli archivi dal sottotetto, direzione y

4.6.4 Risultati

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive nelle quali si illustrano i parametri principali ottenuti attraverso le varie modellazioni; si effettua inoltre un calcolo del miglioramento percentuale ottenuto nei vari stati di progetto, rispetto allo stato di fatto.

DIREZIONE X	PGA_C (m/s^2)	PGA_D (m/s^2)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	$I_{s,SLV}$ (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
Stato di fatto	1,193	1,30	391	475	0.823	41,06	0,918
Cordolo sommitale in acciaio	1,325	1,30	505	475	1.063	53,03	1,019
Cordolo sommitale in cls	1,308	1,30	483	475	1.017	50,72	1,006
Rimozione archivio dal sottotetto	1,088	1,30	317	475	0.667	33,29	0,837

Tabella IV.4 : Valori di $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U per i vari modelli analizzati, direzione x

DIREZIONE Y	PGA_C (m/s^2)	PGA_D (m/s^2)	T_{RC} (anni)	$T_{R,slv}$ (anni)	$I_{s,SLV}$ (/)	T_{INT} (anni)	α_U (/)
Stato di fatto	0,997	1,30	263	475	0.553	27,62	0,767
Cordolo sommitale in acciaio	1,052	1,30	292	475	0.618	30,66	0,809
Cordolo sommitale in cls	1,022	1,30	274	475	0.577	28,77	0,786
Rimozione archivio dal sottotetto	0,991	1,30	259	475	0.545	27,20	0,762

Tabella IV.5 : Valori di $I_{s,SLV}$, T_{INT} e α_U per i vari modelli analizzati, direzione y

DIREZIONE X	Differenza α_U (%)
Stato di fatto	/
Cordolo sommitale in acciaio	11,00
Cordolo sommitale in cls	9,59
Rimozione archivio dal sottotetto	-8,82

Tabella IV.6: Differenze percentuali α_U , ricavati per le due differenti tipologie di modellazione, direzione x

DIREZIONE Y	Differenza α_U (%)
Stato di fatto	/
Cordolo sommitale in acciaio	5,48
Cordolo sommitale in cls	2,48
Rimozione archivio dal sottotetto	-0,65

Tabella IV.7 : Differenze percentuali α_U , ricavati per le due differenti tipologie di modellazione, direzione y

Come è possibile notare dalle tabelle attraverso l'inserimento del cordolo, sia in cls che in acciaio, si ha un miglioramento del comportamento della struttura sia in direzione x che in direzione y. Tuttavia il cordolo in acciaio presenta dei miglioramenti percentuali più elevati rispetto a quello in cls, e inoltre il suo inserimento all'interno della struttura risulterebbe più agevole. Per questo si ritiene opportuno realizzarlo in acciaio piuttosto che in cls.

La rimozione degli archivi nel piano di sottotetto comporta solo un lieve peggioramento in direzione y (-0,65%) , mentre in direzione x ha degli effetti molto peggiori (-8,82%). Come già specificato in precedenza il sovraccarico fornito dagli archivi risulta stabilizzante per la struttura e la loro rimozione comporterebbe un peggioramento del comportamento dell'edificio in entrambe le direzioni. Restano comunque dei dubbi sulla scelta di disporre delle masse così ingenti nel punto più alto della struttura. Altro aspetto da non sottovalutare è la sicurezza di tali archivi nei confronti del rischio derivante da incendio.

4.7 Analisi locali (stato di progetto)

A seguito degli interventi proposti per migliorare la risposta sismica del fabbricato e eliminare le vulnerabilità presenti, si studiano nuovamente i meccanismi locali precedentemente analizzati. Non saranno studiati i meccanismi che avevano già soddisfatto le verifiche nelle analisi relative allo stato di progetto.

1. Ribaltamento articolato dei timpani murari.

A seguito dell'inserimento del cordolo sommitale, si studia nuovamente il ribaltamento dei timpani murari, ma attraverso un meccanismo articolato, che può attivarsi solo dopo l'intervento, per verificare l'effettivo miglioramento conseguito. La funzione del cordolo è quella di assorbire le spinte provenienti dalle travi di copertura, evitando il ribaltamento fuori dal piano delle pareti stesse.

2. Ribaltamento semplice della facciata con formazione del cuneo di distacco di 30°.

Le verifiche relative allo stato di fatto risultavano già soddisfatte, non sono stati proposti quindi degli interventi, come ad esempio l'inserimento di catene, poiché non necessari. Non si eseguono ulteriori verifiche su questo meccanismo.

3. Meccanismi articolato in corrispondenza del mezzanino.

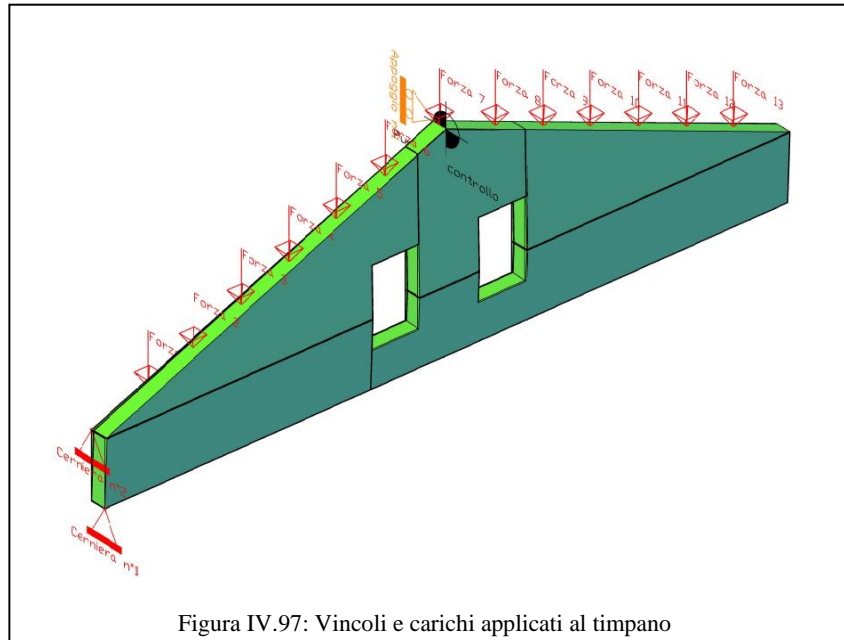
In questo caso non vengono proposti interventi, in quanto come si evince dalle verifiche tutte le pareti analizzate risultano ampiamente verificate. Non si eseguono quindi ulteriori verifiche.

4. Ribaltamento articolato parete snella al piano terra.

Per il muro snello al piano terra è stato proposto un intervento di rinforzo del paramento murario, da ottenere raddoppiando l'attuale spessore della parete, accostandole una ulteriore parete a una testa da collegare all'esistente mediante dei connettori metallici trasversali. In alternativa si propone di utilizzare delle FRP per incrementare la resistenza della parete; tuttavia quest'ultimo intervento non risolverebbe il problema della snellezza nei confronti dei carichi verticali poiché non incrementerebbe a sufficienza lo spessore della parete (le FRP hanno uno spessore dell'ordine di pochi millimetri). Non si eseguono ulteriori verifiche a seguito dell'intervento proposto poiché le precedenti verifiche relative allo stato di fatto risultavano già ampiamente soddisfatte.

4.7.1 Ribaltamento articolato dei timpani murari

4.7.1.1 TIMPANO 1



AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
51,04	F ₁ = F ₂ = ... = F ₁₃ = 11,42 KN

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
M* = 49480.34 kg	a ₀ = 0.46	d _{k,0} = 0.004 m
e* = 0.89		
T _s = 0.000 s		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
a ₀ * = 3.723 m/s ²	d _u = -0.368 m	d _u = -0.368 m
a _{SLV} = 0.993 m/s ²	Δ _{d(T_s)} = 0.00 m	Δ _{d(T_s)} = 0.00 m
VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
	NON VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a _{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T _R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	T _R > 2475 anni
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	T _{INT} > 259 anni

4.7.1.2 TIMPANO 2

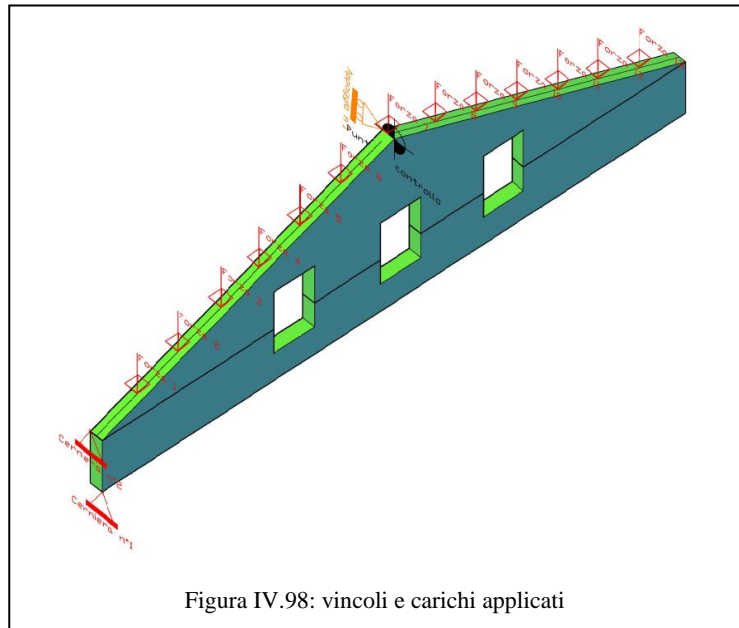


Figura IV.98: vincoli e carichi applicati

AREA DI INFLUENZA (m ²)	FORZE (KN)
65,6	$F_1 = F_2 = \dots = F_{13} = 15 \text{ KN}$

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 41690.30 \text{ kg}$	$a_0 = 0.35$	$d_{k,0} = 0.004 \text{ m}$
$e^* = 0.80$		
$T_s = 0.000 \text{ s}$		

Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 3.723 \text{ m/s}^2$	$d_u = -0.218 \text{ m}$	$d_u = -0.218 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0.993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0.00 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0.00 \text{ m}$
VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
	NON VERIFICATO	

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	>100%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R > 2475 \text{ anni}$
Tempo massimo entro il quale eseguire l'intervento	$T_{INT} > 259 \text{ anni}$

4.7.2 Risultati

Si riportano di seguito delle tabelle relative ai parametri ottenuti con le analisi, per lo stato di fatto e per lo stato di progetto dei cinematismi analizzati.

STATO DI FATTO

CINEMATISMO	α_u [-]	T_R [anni]	T_{INT} [anni]
Timpano 1	0,69	112	11,70
Timpano 2	0,666	101	10
Facciata con formazione del cuneo di distacco di 30°	>1	652	68
Mezzanino–fronte strada	> 1	1550	162,7
Mezzanino-parete caricata dal mezzanino	> 1	1551,69	162,93
Mezzanino-parete non caricata dal mezzanino 1	> 1	>2475	>269
Mezzanino-parete non caricata dal mezzanino 2	> 1	709	74,4
Parete snella piano terra	>1	516	33,15
Facciata – fronte strada 1	0,184	< 30	< 3
Facciata – fronte strada 2	0,184	< 30	< 3
Facciata - retro	0,186	< 30	< 3

Tabella IV.8 : valori di T_R , T_{INT} e α_U per i modelli analizzati, stato di fatto

STATO DI PROGETTO

CINEMATISMO	α_u [-]	T_R [anni]	T_{INT} [anni]
Timpano 1 (stato di progetto)	>1	>2475	>269
Timpano 2 (stato di progetto)	>1	>2475	>269

Tabella IV.9 : valori di T_R , T_{INT} e α_U per i modelli analizzati, stato di progetto

Come è possibile notare dalle tabelle riassuntive, già nelle analisi locali relative allo stato di fatto del fabbricato, per molti dei cinematismi analizzati avviene il superamento delle verifiche. Gli unici cinematismi che non raggiungevano i parametri di riferimento erano quelli relativi allo stato di fatto dei due timpani esterni, che a seguito dell'intervento relativo all'inserimento del cordolo sommitale, vengono ristudiati con il nuovo cinematismo articolato superando abbondantemente i valori di riferimento proposti.

4.8 Analisi del corpo scala

Introduzione

L'oggetto del seguente capitolo è lo studio del corpo scala centrale, dell'edificio di via Mentana 7. Tale elemento è stato escluso dai modelli globali utilizzati per le analisi, in quanto la sua presenza è stata ritenuta ininfluyente ai fini del calcolo.

Per effettuare tale assunzione è necessario verificare che la rigidezza nelle due direzioni, x e y, del corpo scala risulti molto più bassa della rigidezza complessiva della struttura. Per dimostrarlo è stata effettuata un'apposita modellazione agli elementi finiti mediante il programma Straus 7.2.3, con la quale è stato possibile ricavare la rigidezza e la curva forza - spostamento del corpo scala, eseguendo poi un confronto con la rigidezza e le curve di push-over dell'intero fabbricato.

Il corpo scala presenta al piano terra una struttura portante in muratura, mentre al piano primo e al piano secondo la stessa è costituita da un telaio in cemento armato.

L'ipotesi alla base della seguente trattazione è che il corpo scala operi in campo elastico fino al collasso della struttura. Ciò consentirebbe di affermare che eventualmente si raggiunga il collasso del fabbricato, il corpo scala risulti ancora integro ed agibile ai fini di una sicura evacuazione dell'edificio in caso di sisma. Tale supposizione può essere ritenuta valida in quanto lo spostamento ultimo raggiungibile da un elemento in muratura risulta in genere minore dello spostamento al limite elastico di un elemento di uguale altezza in c.a.

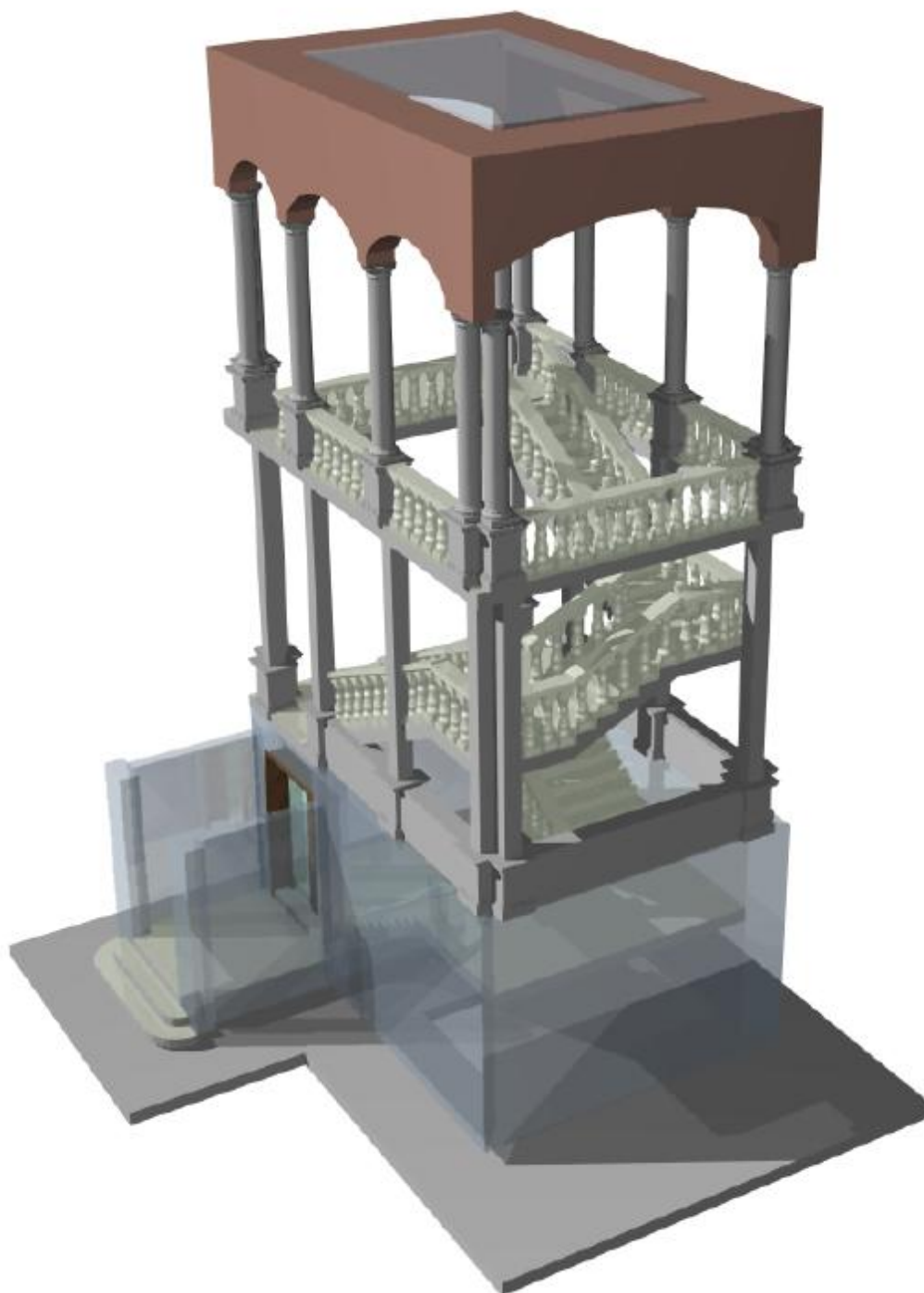


Figura IV.99 : Modello 3D corpo scala

4.8.1 Descrizione

4.8.1.1 Rilievo

Il corpo scala di via Mentana 7, costruito in stile Liberty, rappresenta una delle prime strutture in c.a. di Ferrara. Il suo anno di costruzione coincide con quello del fabbricato, ovvero tra la fine degli anni 10 e l'inizio degli anni 20. Lo sviluppo in pianta della scala è di $7,16 \times 4,68 \text{ m}^2$. L'altezza complessiva del corpo scala è di 15,10 m dal piano di calpestio del piano terra.

4.8.1.1.1 Piano terra

La struttura portante del corpo scala al piano terra è costituita da muratura in mattoni pieni e malta di calce.

PIANEROTTOLO	QUOTA (m)
PIANEROTTOLO 1	+ 0.75
PIANEROTTOLO 2	+ 2.25
PIANEROTTOLO 3	+ 3.75

Sia la prima che la seconda rampa di scale sono costituite da 9 gradini. È possibile notare inoltre la presenza di due nicchie di importanza significativa, evidenziate in rosso in Figura IV.101: Pianta scala piano terra



Figura IV.100 : Prima rampa di scale piano terra

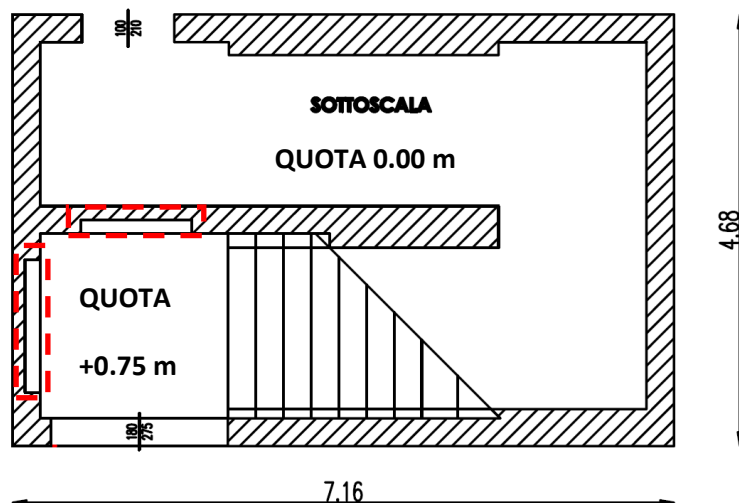


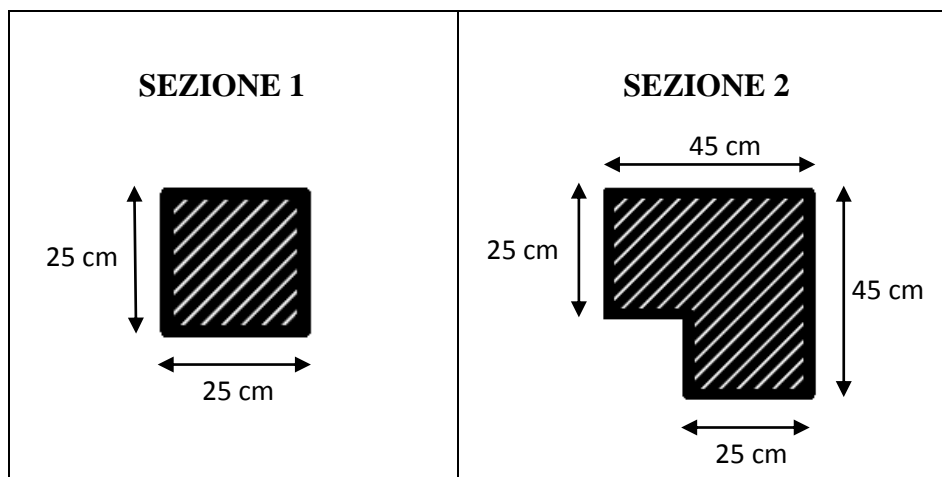
Figura IV.101: Pianta scala piano terra

4.8.1.1.2 Piano primo

La struttura portante al primo piano è costituita da un telaio in c.a.. Sono presenti nove pilastri alti 4,96 m, aventi due differenti tipologie di sezione.



Figura IV.102: Foto scala dal pianerottolo del primo piano



Le tre rampe di scale e i pianerottoli intermedi sono realizzati con una soletta a sbalzo in cls di 12,5 cm, collegata a una “trave a ginocchio” in cls, di sezione 25 x 25 cm². Tale trave è a sua volta vincolata ai pilastri. Sia le rampe di scale che i pianerottoli, presentano delle balaustre alte un metro, anch’esse in calcestruzzo.



Figura IV.103 : Individuazione trave a ginocchio

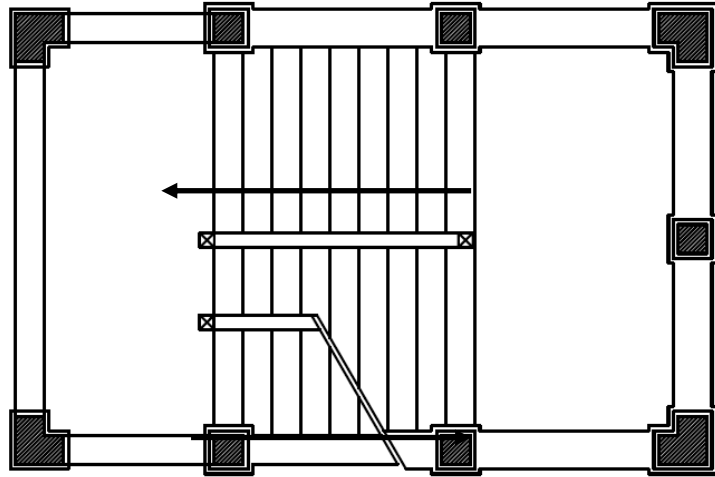


Figura IV.104: Pianta scala, piano primo

PIANEROTTOLO	QUOTA (m)
PIANEROTTOLO 1	+ 3.75
PIANEROTTOLO 2	+ 5.60
PIANEROTTOLO 3	+ 6.40
PIANEROTTOLO 4	+ 8.71

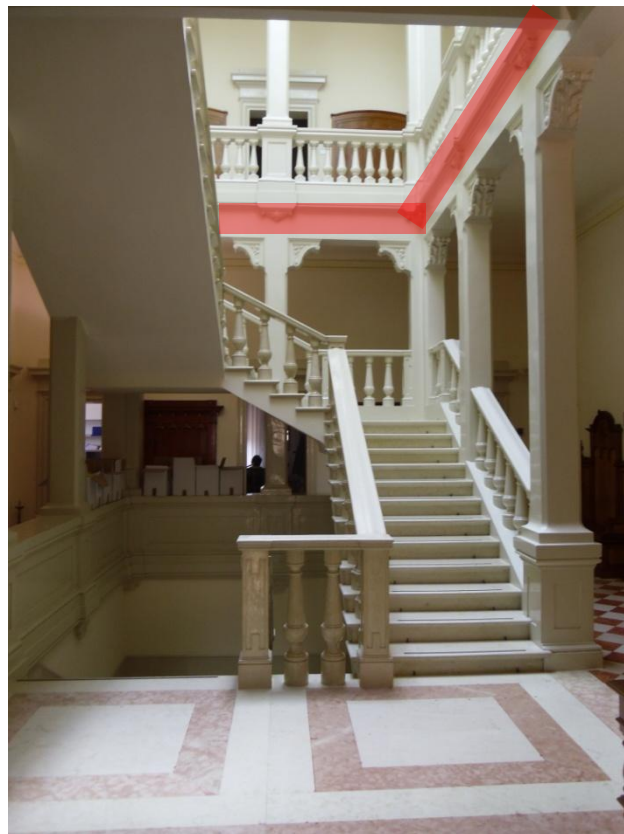


Figura IV.105 : Individuazione travi in altezza

La prima rampa di scale è costituita da 12 gradini, la seconda da 5 gradini mentre la terza da 14 gradini. Alla quota del solaio del secondo impalcato, sono presenti delle travi in altezza in cls di sezione $25 \times 40 \text{ cm}^2$, che delimitano il perimetro dei pilastri collegandoli tra di loro.

4.8.1.1.3 Secondo piano

Al secondo piano lo sviluppo della scala si interrompe, infatti questa non consente l'accesso al sottotetto. Anche in questo caso sono presenti nove pilastri aventi le stesse sezioni descritte precedentemente e l'altezza di tali elementi risulta essere di 3.35 m. I pilastri sono collegati tra di loro, mediante degli archi in muratura, oltre i quali prosegue una scatola muraria che arriva fino alla quota del lucernario (+15.10 m).



Figura IV.106 : Foto scala dal pianerottolo del secondo piano

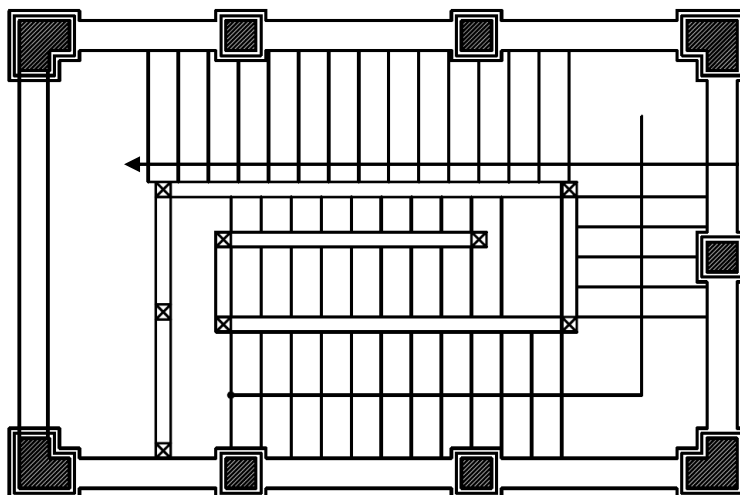


Figura IV.107: Pianta scala, piano secondo

4.8.1.2 Caratteristiche dei materiali

I parametri meccanici della muratura portante del corpo scala al piano terra, sono i medesimi calcolati per la muratura portante dell'edificio di via Mentana 7: muratura di mattoni pieni e malta di calce a cui vengono applicati i coefficienti migliorativi relativi a connessione trasversale, giunti sottili e malta di buone caratteristiche.

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2 * 1,3 * 1,5 * 1,5 = 702 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2 * 1,3 * 1,5 * 1,5 = 17,55 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2 * 1,5 * 1,5 = 3375 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2 * 1,5 * 1,5 = 1125 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

Per quanto riguarda il telaio in c.a. si è supposto, non potendo effettuare delle indagini più accurate, in quanto la scala presenta un notevole pregio artistico-architettonico, un calcestruzzo di classe 25/30.

Calcestruzzo $R_{ck}=300 \text{ Kg/cm}^2$			
w	Peso specifico	25	[kN/m ³]
E	modulo di Young	31476	[MPa]
v	coefficiente di Poisson	0,12	[/]

G	modulo di elasticità tangenziale	13937,5	[MPa]
α	coefficiente di dilatazione termica lineare	10^{-5}	[°C ⁻¹]
γ_c	coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio	1,5	[/]
R_{ck}	resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	30	[MPa]
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione	14,17	[MPa]
f_{ctm}	resistenza media a trazione semplice	2,565	[MPa]
f_{ctk}	resistenza caratteristica a trazione	1,825	[MPa]
f_{ctd}	resistenza di calcolo a trazione	1,14	[MPa]
τ_c	tensione normale di compressione ammissibile	9,75	[MPa]
τ_{c0}	tensione tangenziale ammissibile	0,6	[MPa]
τ_{c1}	tensione tangenziale massima ammissibile	1,829	[Mpa]

Tabella IV.10: Caratteristiche meccaniche cls 25/30

Per le travi in acciaio del lucernario, IPN 100, sono stati utilizzati i seguenti valori relativi alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio s 235.

Acciaio s 235			
w	Peso specifico	77.4	[kN/m ³]
E	modulo di Young	200000	[MPa]
ν	coefficiente di Poisson	0,25	[/]
γ_M	coefficiente parziale di sicurezza	1,05	[/]
f_y	tensione di snervamento	235	[MPa]

Tabella IV.11: Caratteristiche meccaniche acciaio s 235

4.8.1.3 Azioni

Carico permanente

Il carico permanente è determinato dal peso proprio dei solai e dal peso degli elementi non strutturali costituenti il solaio stesso. Vengono di seguito definiti i carichi del solaio del primo impalcato, del secondo impalcato e del solaio di sottotetto.

Elemento	Peso specifico
Travi ipe 140	0,12 kN/m
Foratini in laterizio ($h_{media} = 10$ cm)	12kN/m ³
riempimento (h=6cm)	15kN/m ³
pavimentazione (h=4 cm)	17kN/m ³

Tabella IV.12 : Analisi dei carichi solaio tipo

Ai crichi permanenti appena definiti, vanno sommati quelli relativi al peso proprio della scala, che verranno calcolati automaticamente dal programma utilizzato per l'analisi, una volta inserite le proprietà meccaniche degli stessi.

Carico accidentale

I carichi accidentali gravanti sulla struttura sono stati ricavati dalla tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici del D.M. 08.

Carico accidentale piano primo e piano secondo: $Q = 300$ kg/m² (uffici aperti al pubblico)

Carico accidentale sottotetto: $Q = 600$ kg/m² (archivio)

Combinazioni di carico

Noti i carichi per unita di superficie, è stato determinato il carico totale agente utilizzando la relazione 2.5.5, § 2.5.3 del D.M. 08 relativa alla combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.4)$$

4.8.2 Modellazione e analisi

4.8.2.1 Modello FEM

La modellazione del corpo scala è stata eseguita mediante il programma agli elementi finiti Straus

7.2.3. Per la modellazione sono stati utilizzati sia degli elementi beam che degli elementi plate.

ELEMENTO	SEZIONE (cm x cm)	COLORE
PILASTRO (tipologia 1)	25 X 25	ROSSO
PILASTRO (tipologia 2)	45 X 45	BLU
TRAVE A GINOCCHIO	25 X 25	AZZURRO
TRAVE IN ALTEZZA	25 X 40	GIALLO
ARCO	25 X 25	ROSA
CORRIMANO	20 X 8	VERDE
TRAVI IN ACCIAIO DEL LUCERNARIO	IPN 100	VERDE

Tabella IV.13 : Elementi beam utilizzati e relativo colore nel modello

ELEMENTO	SPESSORE (cm)	COLORE
MURATURA PIANO TERRA	24	BLU
SOLETTA IN CLS	12,5	AZZURRO
PIANEROTTOLI	20	VIOLA
MURATURA LUCERNARIO	20	AZZURRO

Tabella IV.14 : Elementi plate utilizzati e relativo colore nel modello

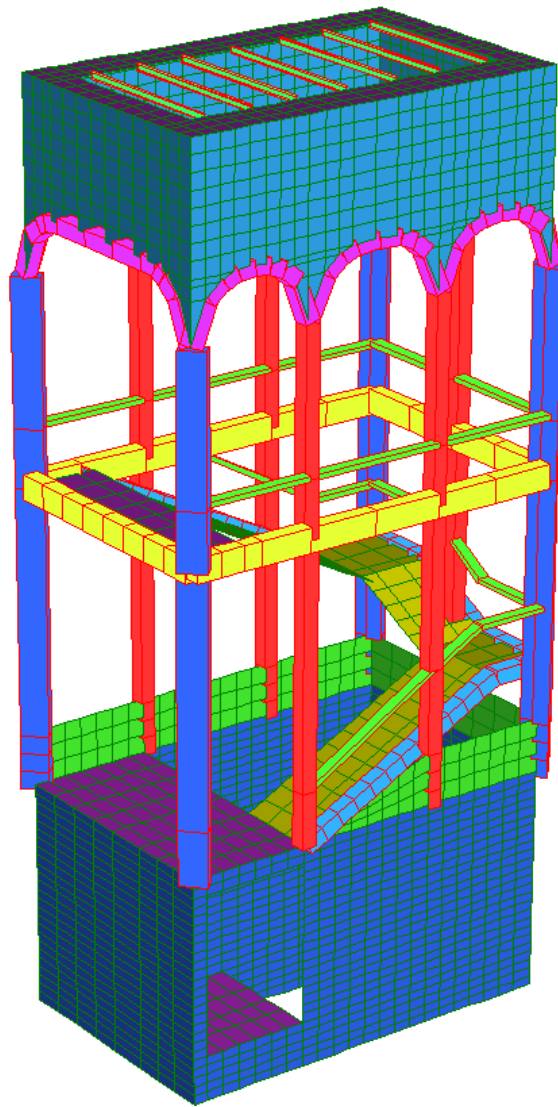


Figura IV.108 : Modello 3D Straus

A ogni elemento sono state assegnate le caratteristiche meccaniche determinate precedentemente. La muratura al piano terra è stata vincolata mediante delle cerniere, si è ritenuto infatti eccessivo fornire un vincolo d'incastro. Si è poi proceduto all'applicazione dei carichi gravanti sulla struttura. I carichi permanenti relativi ai pesi propri degli elementi sono stati applicati direttamente dal programma, mentre gli accidentali sono stati applicati sulle travi in altezza (distributed force) e sui pianerottoli posti alla quota degli impalcati (face pressure). Per simulare la presenza dei solai adiacenti sono stati utilizzati dei link rigidi, che connettono alla quota dei vari impalcati, tutti i nodi appartenenti al piano definito dagli impalcati stessi, rendendo il comportamento del modello più omogeneo e simulando al meglio i reali spostamenti del corpo scala.

Si riporta un'immagine della struttura nella quale vengono evidenziati i vincoli, le forze e i link rigidi utilizzati nel modello.

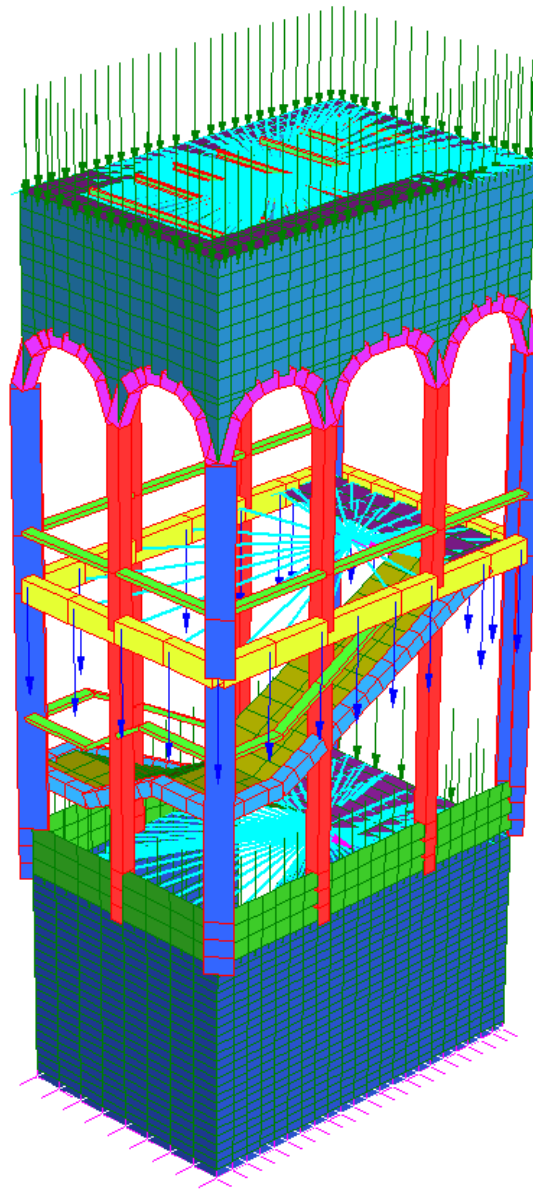


Figura IV.109 : Modello 3D Straus con forze, vincoli e link rigidi

4.8.2.2 Calcolo della rigidità

Per determinare la rigidità del corpo scala è stato necessario costruire per punti una curva forza – spostamento. Non essendo note a priori le forze da applicare al modello, si è deciso di imporre gli spostamenti ai tre master node (punto in cui convergono i link rigidi), ricavando mediante Straus la forza che un tale spostamento genera nel modello.

Gli spostamenti da applicare sono stati ottenuti direttamente dalle analisi globali relative allo stato di fatto, effettuate su 3Muri. I passaggi necessari a determinare gli spostamenti sono stati i seguenti:

1) Dall'analisi su 3Muri relativa allo stato di fatto, sono stati individuati per ogni piano i nodi della struttura più vicini al vano scala, ovvero quelli che maggiormente approssimano lo spostamento a cui quest'ultimo è soggetto. Si riportano di seguito le piante della struttura e i nodi di ogni piano utilizzati per l'analisi.

Primo piano (quota + 3.75 m)

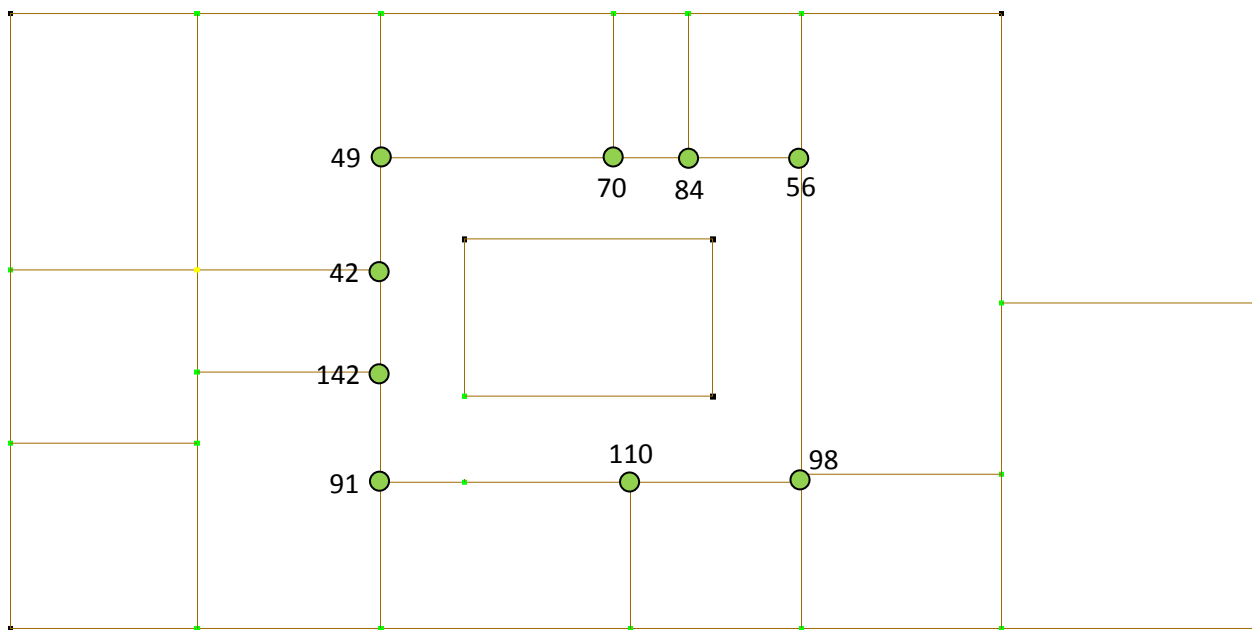


Figura IV.110 : Pianta piano terra, con numerazione e individuazione dei nodi utilizzati nell'analisi

Secondo piano (quota + 8.72 m)

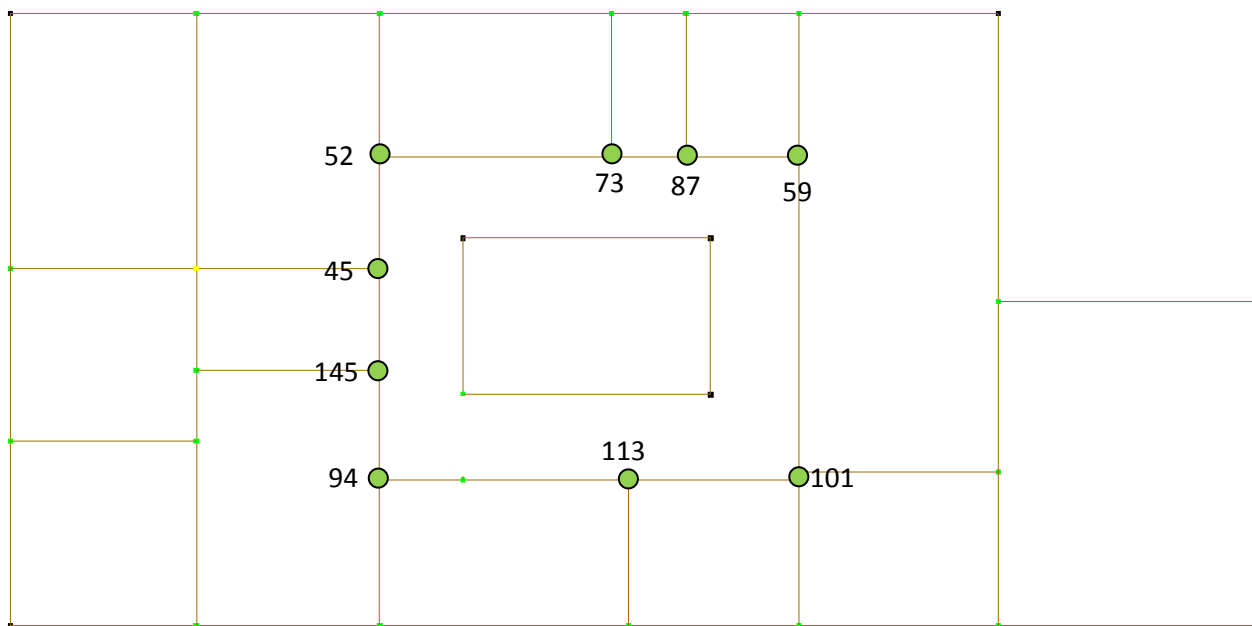


Figura IV.111 : Figura 6 : Pianta piano primo, con numerazione e individuazione dei nodi utilizzati nell'analisi

Sottotetto (quota + 15.10)

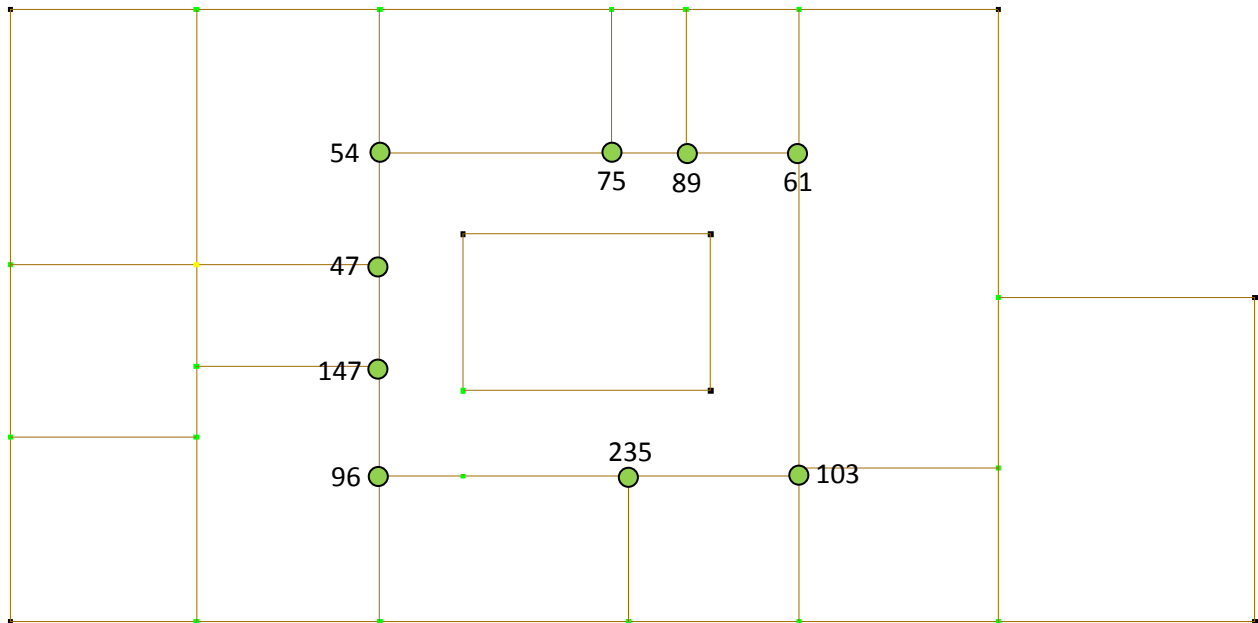


Figura IV.112 : Figura 6 : Pianta piano secondo, con numerazione e individuazione dei nodi utilizzati nell'analisi

- 2) Per tutti i nodi sono stati ricavati, dalle tabelle fornite dal programma, gli spostamenti (U) e le rotazioni (R) in direzione x e in direzione y, per ogni step dell'analisi.
- 3) Per ogni singolo step e per ogni piano, sono stati determinati attraverso l'utilizzo del metodo dei minimi quadrati (implementato mediante il programma Matlab 2009) gli spostamenti e le rotazioni da assegnare ai tre master node del corpo scala nel modello Straus.

4.8.2.3 Rigidezza direzione x

Si riportano di seguito le tabelle relative agli spostamenti individuati attraverso l'analisi globale sul programma di calcolo 3Muri, dei nodi precedentemente evidenziati.

STEP 1

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,02	-0,0002	0
49	0,01	0	0	0,0005
56	0,01	0	0	0
70	0,01	0	0,0001	-0,0001
84	0,01	0	0	0
91	0	0,01	0	0
98	0	0	0	0
110	0	0,01	-0,0001	0
142	0,01	0,01	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0	-0,01	0,0001	0
52	0	-0,01	0,0001	0
59	0	0	0	0
73	0	-0,02	0,0001	0
87	0	-0,01	0	0
94	0	-0,01	0	0
101	0	0	0	0
113	0	0	0	0
145	0	-0,01	0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,02	-0,04	0,0001	0
54	0	-0,04	0,0001	0
61	0	-0,02	0,0001	0
75	0	-0,03	0	0
89	0	-0,03	0,0001	0
96	-0,01	-0,03	0	0
103	-0,01	-0,01	0	0
235	0	0	0	0
147	-0,02	-0,03	0,0001	0

STEP 2

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,04	0,02	-0,0002	0
49	-0,05	0	0	0,0005
56	-0,05	0	0	0
70	-0,05	-0,01	0,0001	-0,0001
84	-0,05	0,01	0	0
91	-0,05	0,01	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,07	-0,01	0,0001	0
52	-0,07	-0,01	0,0001	0
59	-0,07	0	0	0
73	-0,07	-0,03	0,0001	0
87	-0,07	0	0,0001	0
94	-0,08	-0,01	0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,08	-0,04	0,0001	0
54	-0,08	-0,04	0,0001	0
61	-0,09	-0,02	0,0001	0
75	-0,09	-0,04	0	0
89	-0,09	-0,04	0	0
96	-0,11	-0,03	0	-1E-04

98	-0,05	0	0	0
110	-0,05	0,01	-0,0001	0
142	-0,03	0,01	0	0

101	-0,08	0	0	0
113	-0,08	-0,01	0	0
145	-0,07	-0,01	0,0001	-1E-04

103	-0,11	-0,02	0	0
235	-0,1	0	0	0
147	-0,14	-0,04	0,0001	-1E-04

STEP 3

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,07	0,02	-0,0002	0
49	-0,11	0	0	0,0005
56	-0,1	0	0	0
70	-0,11	-0,02	0,0001	-0,0001
84	-0,1	0,01	0	0
91	-0,1	0	0	0
98	-0,1	0	0	0
110	-0,1	0,01	-0,0001	0
142	-0,06	0	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,14	-0,01	0	0
52	-0,14	-0,02	0,0001	0
59	-0,14	0	0	0
73	-0,14	-0,04	0,0001	0
87	-0,14	0	0,0001	0
94	-0,15	-0,01	0,0001	0
101	-0,15	0	0	0
113	-0,15	-0,01	0	0
145	-0,15	-0,02	0,0001	-1E-04

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,18	-0,04	0,0001	0
54	-0,17	-0,04	0,0001	0
61	-0,18	-0,02	0,0001	0
75	-0,17	-0,05	0	0
89	-0,17	-0,05	0,0001	0
96	-0,2	-0,04	0,0001	-1E-04
103	-0,21	-0,02	0	-1E-04
235	-0,19	0	0	0
147	-0,26	-0,05	0,0001	-1E-04

STEP 4

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,09	0,02	-0,0002	0
49	-0,24	0	0	0,0026
56	-0,12	0	0	-0,0001
70	-0,14	-0,02	0,0001	-0,0001
84	-0,12	0,01	0	-0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,2	-0,02	0,0001	0
52	-0,19	-0,03	0,0001	0
59	-0,19	-0,01	0	0
73	-0,19	-0,06	0,0001	-1E-04
87	-0,19	0	0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,28	-0,11	0,0003	0
54	-0,25	-0,08	0,0001	0,0002
61	-0,26	-0,02	0	-1E-04
75	-0,25	-0,07	0,0001	-1E-04
89	-0,25	-0,07	0,0001	-1E-04

91	-0,14	0	0	0
98	-0,14	0	0	0
110	-0,14	0,01	-0,0001	0
142	-0,08	0	0	0

94	-0,21	-0,02	0	0
101	-0,21	-0,01	0	0
113	-0,21	-0,01	0	0
145	-0,21	-0,02	0,0001	-2E-04

96	-1,29	-0,09	0,0001	-0,005
103	-0,3	-0,04	0,0001	-2E-04
235	-0,28	0	0	0
147	-0,93	-0,11	0,0003	-2E-04

STEP 5

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,12	0,01	-0,0001	0
49	-0,32	0	0	0,003
56	-0,16	0	0	-0,0001
70	-0,19	-0,03	0,0001	-0,0001
84	-0,16	0,02	0,0001	-0,0001
91	-0,18	0	0	0
98	-0,18	0	0	0
110	-0,18	0	-0,0001	0
142	-0,11	0	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,26	-0,02	0,0001	-1E-04
52	-0,25	-0,03	0,0001	-1E-04
59	-0,25	-0,01	0	-1E-04
73	-0,25	-0,07	0,0001	-1E-04
87	-0,25	0,01	0,0001	-1E-04
94	-0,28	-0,02	0	0
101	-0,28	-0,01	0	0
113	-0,28	-0,01	0	0
145	-0,27	-0,02	0,0001	-2E-04

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,38	-0,06	0,0001	-1E-04
54	-0,34	-0,07	0,0001	0,0002
61	-0,35	-0,02	0	-1E-04
75	-0,33	-0,07	0,0001	-1E-04
89	-0,33	-0,07	0,0001	-1E-04
96	-2,39	0,01	-0,0002	-0,018
103	-0,42	-0,1	0,0001	-2E-04
235	-0,39	0	0	0,0001
147	-1,69	-0,07	0,0004	-2E-04

STEP 6

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,15	0,01	-0,0001	0
49	-0,4	0	0,0001	0,003
56	-0,2	0	0	-0,0001
70	-0,24	-0,03	0,0001	-0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,32	-0,03	0,0001	-1E-04
52	-0,31	-0,03	0,0002	-1E-04
59	-0,31	-0,01	0	-1E-04
73	-0,31	-0,08	0,0001	-1E-04

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,48	-0,09	0,0001	-1E-04
54	-0,42	-0,1	0,0002	0,0002
61	-0,43	-0,02	0	-2E-04
75	-0,41	-0,08	0,0001	-1E-04

84	-0,2	0,02	0,0001	-0,0001
91	-0,23	0	0	0
98	-0,23	0	0	0
110	-0,23	0	0	0
142	-0,14	0	0	0

87	-0,31	0,01	0,0001	-1E-04
94	-0,34	-0,03	0	0
101	-0,34	-0,01	0	0
113	-0,34	-0,02	0	0
145	-0,33	-0,03	0,0001	-2E-04

89	-0,42	-0,07	0,0001	-1E-04
96	-3,37	0	-0,0003	-0,026
103	-0,52	-0,21	0,0002	-3E-04
235	-0,48	0	0	0,0001
147	-2,53	-0,09	0,0005	-2E-04

STEP 7

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	-0,16	0,01	-0,0001	-0,0001
49	-0,44	0	0,0001	0,003
56	-0,22	0	0	-0,0001
70	-0,25	-0,04	0,0002	-0,0001
84	-0,22	0,03	0,0001	-0,0001
91	-0,25	0	0	0
98	-0,25	0	0	0
110	-0,25	0	0	0
142	-0,16	0	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	-0,35	-0,04	0,0001	-1E-04
52	-0,34	-0,05	0,0002	-1E-04
59	-0,34	-0,01	0	-1E-04
73	-0,34	-0,11	0,0001	-1E-04
87	-0,34	0,03	0,0001	-1E-04
94	-0,37	-0,04	0	0
101	-0,37	-0,01	0	0
113	-0,37	-0,02	0	0
145	-0,35	-0,04	0,0001	-1E-04

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,58	-0,15	0,0003	-1E-04
54	-0,64	-0,15	0,0003	-4E-04
61	-0,5	-0,01	0	-2E-04
75	-0,49	-0,11	0	-2E-04
89	-0,49	-0,09	0,0001	-2E-04
96	-5,78	-0,04	-0,0003	-0,042
103	-1,28	-0,81	0,0006	-7E-04
235	-1,23	0	0	0,0004
147	-4,99	-0,14	0,0005	-1E-04

STEP 8

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,03	-0,0003	0
49	0,03	0,01	0	0,0043
56	0,02	0	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	-0,02	0,0002	0
52	0,01	-0,02	0,0001	0
59	0,01	-0,01	0	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	-0,68	-0,68	0,002	0,0001
54	0	-0,07	0,0001	0,0008
61	0	-0,01	0,0001	0

70	0,02	0	0,0001	-0,0001
84	0,02	0,01	0	0
91	0	0,01	0	0
98	0	0	0	0
110	0	0,01	-0,0001	0
142	0,01	0,01	0	0

73	0,01	-0,02	0,0001	0
87	0,01	-0,01	0,0001	0
94	0,01	-0,01	0,0001	0
101	0,01	-0,01	0	0
113	0,01	-0,01	0,0001	0
145	0,01	-0,02	0,0003	0

75	0	-0,05	0,0001	0
89	0	-0,04	0,0001	0
96	-4,22	-0,36	-0,0015	-0,021
103	-1,59	-0,01	0	0,0011
235	-1,87	0	0	-4E-04
147	-2,16	-0,76	0,0021	-2E-04

Noti gli spostamenti dei nodi è possibile determinare i singoli spostamenti di interpiano attraverso il metodo dei minimi quadrati. Il **metodo dei minimi quadrati** (in inglese **OLS: Ordinary Least Squares**) è una tecnica di ottimizzazione che permette di trovare una funzione, detta **curva di regressione**, che si avvicini il più possibile ad un insieme di dati (tipicamente punti del piano). In particolare la funzione trovata deve essere quella che minimizza la somma dei quadrati delle distanze tra i dati osservati e quelli della curva che rappresenta la funzione stessa.

Si riporta di seguito una tabella nella quale vengono inseriti gli spostamenti e le rotazioni individuati con il metodo dei minimi quadrati, per i singoli step dell'analisi.

N.RO STEP	LIVELLO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
STEP 1	PRIMO IMPALCATO	0	0,01	0	0
	SECONDO IMPALCATO	0	-0,01	0	0
	SOTTOTETTO	0	-0,03	0,0001	0
STEP 2	PRIMO IMPALCATO	-0,05	0	0	0
	SECONDO IMPALCATO	-0,07	-0,01	0,0001	0
	SOTTOTETTO	-0,11	-0,03	0	0
STEP 3	PRIMO IMPALCATO	-0,1	0	0	0
	SECONDO IMPALCATO	-0,15	-0,01	0	0
	SOTTOTETTO	-0,2	-0,04	0,0001	0
STEP 4	PRIMO IMPALCATO	-0,14	-0,02	-0,0002	0
	SECONDO IMPALCATO	-0,2	-0,02	0	0
	SOTTOTETTO	-0,25	-0,07	0,0003	-0,0002
STEP 5	PRIMO IMPALCATO	-0,18	0	0	0
	SECONDO IMPALCATO	-0,26	-0,02	0,0001	-0,0001
	SOTTOTETTO	-0,38	-0,06	0,0001	-0,0002
STEP 6	PRIMO IMPALCATO	-0,23	0	0	0
	SECONDO IMPALCATO	-0,31	-0,03	0,0001	-0,0001
	SOTTOTETTO	-0,42	-0,07	0,0002	-0,0003
STEP 7	PRIMO IMPALCATO	-0,25	0	-0,0001	-0,0001
	SECONDO IMPALCATO	-0,37	-0,02	0,0001	-0,0001
	SOTTOTETTO	-4,99	-0,14	0,0003	-0,0004
STEP 8	PRIMO IMPALCATO	0,01	0,01	-0,0003	0
	SECONDO IMPALCATO	0,01	-0,01	0,0001	0
	SOTTOTETTO	0	-0,07	0,0021	-0,0002

Tabella IV.15 : Spostamenti e rotazioni dei nodi

Noti gli spostamenti è possibile individuare attraverso Straus le forze ad essi associate.

- *Primo impalcato*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fx (KN)
STEP 1	0	0,01	0	0	0
STEP 2	-0,05	0	0	0	-395,62
STEP 3	-0,1	0	0	0	-869,07
STEP 4	-0,14	-0,02	-0,0002	0	-1280,83
STEP 5	-0,18	0	0	0	-1632,71
STEP 6	-0,23	0	0	0	-2115,36
STEP 7	-0,25	0	-0,0001	-0,0001	-2333,55
STEP 8	0,01	0,01	-0,0003	0	186,29

Tabella IV.16 : Forza Fx primo impalcato

- *Secondo impalcato*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fx (KN)
STEP 1	0	-0,01	0	0	0
STEP 2	-0,07	-0,01	0,0001	0	-42,54
STEP 3	-0,15	-0,01	0	0	-45,75
STEP 4	-0,2	-0,02	0	0	-45,51
STEP 5	-0,26	-0,02	0,0001	-0,0001	-41,83
STEP 6	-0,31	-0,03	0,0001	-0,0001	-39,48
STEP 7	-0,37	-0,02	0,0001	-0,0001	347,33
STEP 8	0,01	-0,01	0,0001	0	-43,33

Tabella IV.17 : Forza Fx secondo impalcato

- *Sottotetto*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fx (KN)
STEP 1	0	-0,03	0,0001	0	0
STEP 2	-0,11	-0,03	0	0	0,04
STEP 3	-0,2	-0,04	0,0001	0	0,58
STEP 4	-0,25	-0,07	0,0003	-0,0002	1,63
STEP 5	-0,38	-0,06	0,0001	-0,0002	-2,38
STEP 6	-0,42	-0,07	0,0002	-0,0003	-1,06
STEP 7	-4,99	-0,14	0,0003	-0,0004	-299,19
STEP 8	0	-0,07	0,0021	-0,0002	0

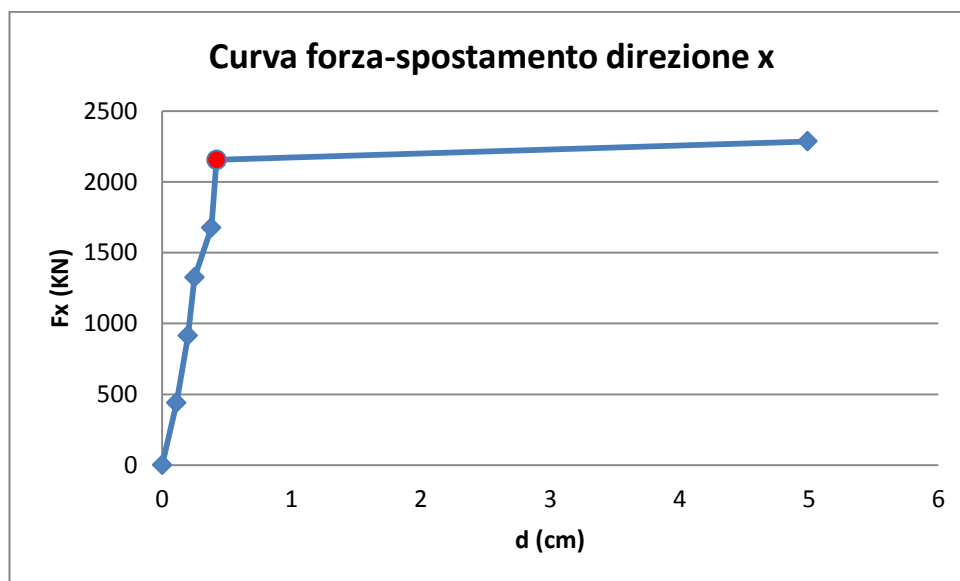
Tabella IV.18 : Forza Fx sottotetto

È possibile ora costruire per punti la curva *forza – spostamento*, utilizzando come valore della forza quello ottenuto dalla somma delle tre forze dei differenti livelli, e come spostamento quello relativo

allo spostamento in sommità (spostamento del livello di sottotetto). Ogni punto della curva corrisponde a uno step della struttura.

Per la costruzione della curva non si tiene conto dell'ultimo punto (step 8), poiché relativo alla struttura all'atto del collasso. Inoltre i valori degli spostamenti e delle forze saranno considerati positivi e non negativi; tale scelta non influenza il comportamento del modello ma ha solo un valore ai fini grafici della rappresentazione della curva.

d(cm)	F _x (KN)
0	0
0,11	432,19
0,2	908,22
0,25	1318,19
0,38	1670,9
0,42	2149,89
4,99	2279,41



Dalla curva è possibile notare il comportamento elasto-plastico della struttura. Infatti dal punto 1 al punto 6 si ha un valore molto elevato della rigidezza e per ottenere piccoli spostamenti è necessario incrementare notevolmente il valore della forza (tratto elastico). Dal punto 6 al punto 7 si ha un drastico calo della rigidezza e un forte incremento dello spostamento a fronte di un modesto aumento della forza (tratto plastico).

La rigidezza della struttura è data dal rapporto tra la differenza delle forze registrate nei punti 6 e 1 e la differenza degli spostamenti nei punti 6 e 1.

$$K_{x,scala} = \frac{F_{x,6} - F_{x,1}}{d_{x,6} - d_{x,1}} = \frac{2149.89 - 0}{0.42 - 0} = 5118.79 \text{ KN/cm}$$

Lo spostamento associato al punto 6, è proprio lo spostamento al limite elastico della scala. Per dimostrare che la scala rimane in campo elastico, all'atto del collasso della struttura, è necessario verificare che tale spostamento risulta maggiore dello spostamento associato a un valore del 60 % del taglio di picco, nella direzione considerata. Dalla Figura IV.113: Analisi di push-over n.ro 16, stato di fatto, è possibile individuare il valore del taglio di picco (evidenziato in rosso in figura)

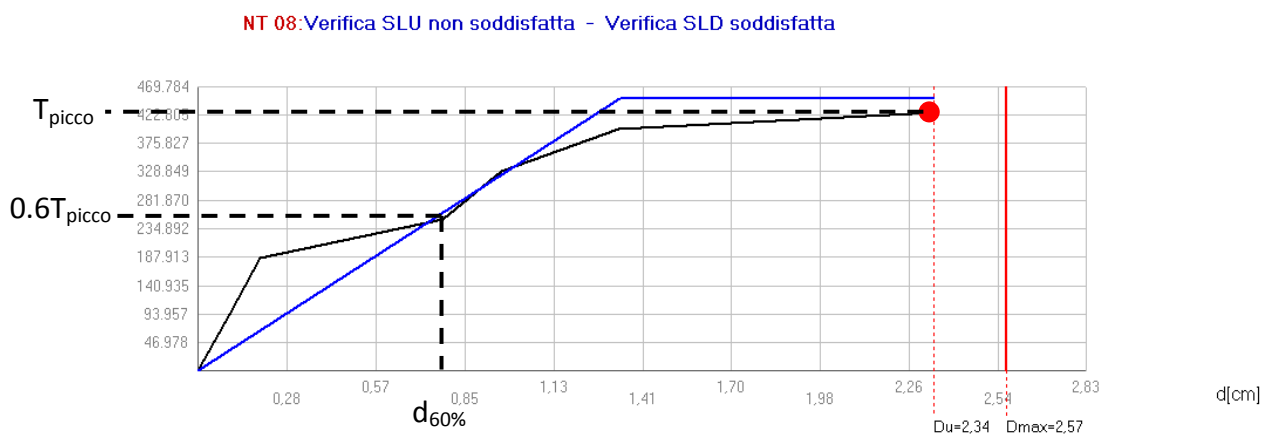


Figura IV.113: Analisi di push-over n.ro 16, stato di fatto, direzione x

$$T_{\text{picco}} = 4270.77 \text{ KN}$$

$$0.6 T_{\text{picco}} = 2562.5 \text{ KN} \longrightarrow d_{60\%} = 0.79 \text{ cm}$$

Lo spostamento al limite elastico della scala, risulta essere:

$$d_e = 0.42 \text{ cm}$$

Tale spostamento è stato calcolato in Strauss utilizzando le rigidzze dei materiali non fessurate, mentre invece la curva di push-over ricavata per l'edificio tiene conto delle rigidzze fessurate ($E_{\text{fessurato}} = E/2$; $G_{\text{fessurato}} = G/2$). Bisogna quindi raddoppiare lo spostamento della scala per ottenere due grandezze equiparabili.

$$d_e = 0.84 \text{ cm} > d_{60\%} = 0.79 \text{ cm}$$

la verifica risulta soddisfatta.

Tale risultato era prevedibile, essendo il corpo scala molto meno rigido dell'intero edificio. Si esegue un calcolo di massima della rigidezza dell'intera struttura per effettuare un confronto con la rigidezza della scala appena determinata.

$$k_x = \sum_{i=1}^3 \frac{G \cdot A_{i,x}}{1.2l_i}$$

Dove:

G = 1125 MPa Modulo di taglio (non fessurato);

A_{i,x} è l'area dei setti resistenti a taglio, del piano i-esimo, in direzione x;

l_i è l'altezza dell'i-esimo piano.

N.B. Nel calcolo dell'area A_i non si è considerata l'area dei setti del vano scala, e si è effettuata la distinzione tra muri a due teste e a tre teste. Inoltre sono stati considerati solo gli elementi aventi uno sviluppo in lunghezza di almeno un metro, come previsto dalla norma. Si considera per semplicità di calcolo la stessa area di sette resistenti per tutti i piani, avendo osservato che le variazioni di area da un piano all'altro sono minime.

$$K_{x,edificio} = K_{x,piano\ terra} + K_{x,primo\ piano} + K_{x,secondo\ piano} =$$

$$\frac{1125 \cdot 20.97 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 3760} + \frac{1125 \cdot 20.97 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 4960} + \frac{1125 \cdot 20.97 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 4450} = 52285.6 + 39635.8 + 44179.4 = 136099.8 \frac{KN}{cm}$$

$$K_{x,edificio} / K_{x,scala} = 26.6$$

4.8.2.4 Rigidezza direzione y

Per il calcolo della rigidezza in direzione y si ripetono gli stessi passaggi effettuati precedentemente. Si riportano di seguito le tabelle relative agli spostamenti individuati attraverso l'analisi globale sul programma di calcolo 3Muri, dei nodi precedentemente evidenziati.

STEP 1

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,02	-0,0002	0
49	0,01	0	0	0,0005
56	0,01	0	0	0
70	0,01	0	0,0001	-0,0001
84	0,01	0	0	0
91	0	0,01	0	0
98	0	0	0	0
110	0	0,01	-0,0001	0
142	0,01	0,01	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0	-0,01	0,0001	0
52	0	-0,01	0,0001	0
59	0	0	0	0
73	0	-0,02	0,0001	0
87	0	-0,01	0	0
94	0	-0,01	0	0
101	0	0	0	0
113	0	0	0	0
145	0	-0,01	0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,02	-0,04	0,0001	0
54	0	-0,04	0,0001	0
61	0	-0,02	0,0001	0
75	0	-0,03	0	0
89	0	-0,03	0,0001	0
96	-0,01	-0,03	0	0
103	-0,01	-0,01	0	0
235	0	0	0	0
147	-0,02	-0,03	0,0001	0

STEP 2

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,05	-0,0003	0
49	-0,02	0,03	0	0,0013
56	0	0,03	0	0
70	0	0,03	0,0001	-0,0001
84	0	0,03	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0	0,06	0	0
52	0	0,06	0	0
59	0	0,05	0	0
73	0	0,06	0	0
87	0	0,05	0	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,08	0	0,0001
54	0	0,09	0	0,0001
61	0,01	0,06	0	0,0001
75	0	0,08	0	0
89	0	0,07	0	0

91	0	0,03	0	0
98	0	0,03	-0,0001	0
110	0	0,04	-0,0001	0
142	0	0,03	0	0

94	0,01	0,06	0	0
101	0,01	0,05	0	0
113	0,01	0,06	0	0
145	0	0,06	0	0

96	0	0,09	0	0
103	0	0,07	0	0
235	0	0	0	0
147	-0,01	0,08	0	0

STEP 3

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,07	-0,0004	0
49	0,03	0,05	0	0,0046
56	0	0,06	0	0
70	0	0,06	0,0001	-0,0001
84	0	0,05	0	0
91	0,01	0,05	0	0
98	0,01	0,05	-0,0001	0
110	0,01	0,07	-0,0001	0
142	0	0,05	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,12	-0,0001	0
52	0	0,12	-0,0001	0
59	0	0,1	0	0
73	0	0,13	0	0
87	0	0,1	0	0
94	0,01	0,12	-0,0001	0
101	0,01	0,1	0	0
113	0,01	0,11	0	0
145	0,01	0,12	-0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,2	-0,0001	0,0001
54	-0,01	0,2	-0,0001	0,0004
61	0,01	0,13	0	0,0001
75	0	0,18	-0,0001	0
89	0	0,17	0	0
96	0,01	0,2	-0,0001	0
103	0,01	0,14	0	0
235	0,01	0	0	0
147	0	0,21	-0,0002	0

STEP 4

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,09	-0,0004	0
49	0,13	0,06	-0,0001	0,005
56	-0,01	0,08	0	0
70	-0,01	0,09	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,18	-0,0002	0
52	0	0,18	-0,0001	0,0001
59	0	0,15	0	0,0001
73	0	0,19	-0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,32	-0,0002	0,0001
54	-0,01	0,32	-0,0002	0,0004
61	0,01	0,19	0	0,0001
75	0,01	0,28	-0,0001	0

84	-0,01	0,07	0	0
91	0,01	0,06	0	0
98	0,01	0,07	-0,0001	0
110	0,01	0,09	-0,0001	0
142	0	0,06	-0,0001	0,0001

87	0	0,15	0	0,0001
94	0,01	0,18	-0,0001	0
101	0,01	0,15	0	0
113	0,02	0,16	0	0
145	0,01	0,18	-0,0002	0

89	0,01	0,27	-0,0001	0
96	0,01	0,29	-0,0002	0
103	0,01	0,21	-0,0001	-0,0002
235	0,01	0	0	0
147	0,01	0,33	-0,0003	0

STEP 5

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,1	-0,0004	0
49	0,14	0,07	-0,0001	0,0054
56	-0,01	0,09	0	0
70	-0,01	0,1	0	0
84	-0,01	0,08	0	0
91	0,01	0,07	-0,0001	0
98	0,01	0,08	-0,0001	0
110	0,01	0,1	-0,0001	0
142	0	0,07	-0,0001	0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,21	-0,0003	0
52	0	0,21	-0,0002	0,0001
59	0	0,17	0	0,0001
73	0	0,22	-0,0001	0,0001
87	0	0,16	0	0,0001
94	0,02	0,2	-0,0001	0
101	0,02	0,17	0	0
113	0,02	0,18	-0,0001	0
145	0,01	0,2	-0,0002	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,44	-0,0004	0,0001
54	-0,01	0,42	-0,0003	0,0007
61	0,02	0,22	0	0,0001
75	0,01	0,4	-0,0001	0
89	0,01	0,39	-0,0001	0
96	0,01	0,33	-0,0002	0
103	0,01	0,24	-0,0001	-0,0002
235	0,01	0	0	0
147	0,01	0,45	-0,0005	0

STEP 6

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,08	-0,0004	0
49	0,14	0,06	-0,0001	0,0054
56	-0,01	0,08	0	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,17	-0,0003	0,0001
52	0	0,17	-0,0001	0
59	0	0,14	0	0,0001

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,56	-0,0009	0
54	-0,06	0,52	-0,0002	0,0009
61	0	0,18	0	0

70	-0,01	0,08	0	0
84	-0,01	0,07	0	0
91	0,01	0,06	0	0
98	0,01	0,07	-0,0001	0
110	0,01	0,08	-0,0001	0
142	0	0,06	0	0,0001

73	0	0,18	-0,0001	0
87	0	0,14	0	0,0001
94	0,01	0,16	-0,0001	0
101	0,01	0,14	0	0
113	0,01	0,15	0	0
145	0,01	0,16	-0,0001	0

75	-0,01	0,39	-0,0001	0
89	-0,01	0,35	-0,0001	0
96	0,01	0,27	-0,0001	0
103	0,01	0,19	-0,0001	-0,0002
235	0,01	0	0	0
147	0,01	0,56	-0,0009	0

STEP 7

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,09	-0,0004	0
49	0,14	0,06	-0,0001	0,0055
56	-0,01	0,09	0	0
70	-0,01	0,09	0	0
84	-0,01	0,07	0	0
91	0,01	0,06	0	0
98	0,01	0,07	-0,0001	0
110	0,01	0,09	-0,0001	0
142	0	0,06	-0,0001	0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,18	-0,0003	0,0001
52	0	0,18	-0,0001	0,0001
59	0	0,15	0	0,0001
73	0	0,19	-0,0001	0
87	0	0,15	0	0,0001
94	0,01	0,18	-0,0001	0
101	0,01	0,15	0	0
113	0,01	0,16	0	0
145	0,01	0,18	-0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,68	-0,0012	0
54	-0,08	0,93	-0,0002	0,0009
61	-0,03	0,2	0	-0,0001
75	-0,01	0,79	-0,0001	0
89	-0,01	0,75	-0,0001	0
96	0,01	0,29	-0,0002	0
103	0,01	0,22	-0,0001	-0,0002
235	0,01	0	0	0
147	0,01	0,68	-0,0012	0

STEP 8

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,09	-0,0004	0
49	0,14	0,06	-0,0001	0,0055

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,2	-0,0004	0,0001
52	0	0,2	-0,0002	0,0001

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,8	-0,0015	0
54	-0,09	1,5	-0,0003	0,0009

56	-0,01	0,09	0	0
70	-0,01	0,09	0	0
84	-0,01	0,08	0	0
91	0,01	0,06	-0,0001	0
98	0,01	0,08	-0,0001	0
110	0,01	0,1	-0,0001	0
142	0	0,06	-0,0001	0,0001

59	0	0,16	0	0,0001
73	0	0,2	-0,0001	0,0001
87	0	0,17	0	0,0001
94	0,01	0,19	-0,0001	0
101	0,01	0,16	0	0
113	0,01	0,18	-0,0001	0
145	0,01	0,19	-0,0002	0

61	-0,06	0,23	0	-0,0004
75	-0,01	1,33	-0,0001	0
89	-0,02	1,28	-0,0001	0
96	0,01	0,32	-0,0002	0
103	0,01	0,24	-0,0001	-0,0002
235	0,01	0	0	0
147	0,02	0,8	-0,0014	0

STEP 9

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,09	-0,0004	0
49	0,14	0,07	-0,0001	0,0055
56	-0,01	0,1	0	0
70	-0,01	0,1	0	0
84	-0,01	0,08	0	0
91	0,01	0,07	-0,0001	0
98	0,01	0,09	-0,0001	0
110	0,01	0,1	-0,0001	0
142	0	0,07	-0,0001	0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,21	-0,0004	0,0001
52	0	0,21	-0,0002	0,0001
59	0	0,17	0	0,0001
73	0	0,21	-0,0001	0,0001
87	0	0,18	0	0,0001
94	0,01	0,2	-0,0001	-0,0001
101	0,01	0,17	0	0
113	0,01	0,19	-0,0001	0
145	0,01	0,2	-0,0002	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,03	0,92	-0,0018	0
54	-0,11	2,04	-0,0003	0,0009
61	-0,09	0,25	0	-0,0006
75	-0,02	1,83	-0,0001	0
89	-0,03	1,75	-0,0001	-0,0001
96	0,01	0,34	-0,0002	0
103	0,01	0,26	-0,0001	-0,0001
235	0,01	0	0	0
147	0,02	0,92	-0,0017	0

STEP 10

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,09	-0,0004	0

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,18	-0,0004	0,0001

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,02	1,04	-0,0021	0

49	0,14	0,06	-0,0001	0,0054
56	-0,01	0,09	0	0
70	-0,01	0,08	0	-0,0001
84	-0,01	0,08	0	0
91	0,01	0,06	-0,0001	0
98	0,01	0,08	-0,0001	0
110	0,01	0,09	-0,0001	0
142	0	0,06	-0,0001	0,0001

52	0	0,18	-0,0001	0
59	0	0,16	0	0
73	0	0,17	0	0
87	0	0,17	0	0
94	0,01	0,18	-0,0001	0
101	0,01	0,16	0	0
113	0,01	0,17	-0,0001	0
145	0,01	0,18	-0,0001	0

54	-0,24	2,92	-0,0001	0,0004
61	-0,14	0,25	0	-0,0008
75	-0,05	2,49	-0,0001	-0,0001
89	-0,07	2,35	-0,0001	-0,0001
96	0	0,3	-0,0002	-0,0001
103	0	0,25	-0,0001	-0,0001
235	0	0	0	0
147	0,02	1	-0,0019	0

STEP 11

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
42	0	0,08	-0,0004	0
49	0,14	0,06	-0,0001	0,0052
56	0	0,08	0	0
70	0	0,08	0	-0,0001
84	0	0,07	0	0
91	0,01	0,06	0	0
98	0,01	0,07	-0,0001	0
110	0,01	0,08	-0,0001	0
142	0	0,06	-0,0001	0,0001

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
45	0,01	0,17	-0,0004	0
52	0	0,16	-0,0001	0
59	0	0,14	0	0
73	0	0,16	0	0
87	0	0,14	0	0
94	0,01	0,16	-0,0001	0
101	0,01	0,14	0	0
113	0,01	0,15	0	0
145	0,01	0,16	-0,0001	0

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
47	0,01	1,16	-0,0023	0
54	-0,09	4,8	-0,0001	0,0006
61	-0,2	0,8	-0,0001	-0,0016
75	-0,01	4,62	-0,0001	0
89	-0,02	4,54	0	-0,0001
96	0	0,28	-0,0002	-0,0001
103	0	0,24	-0,0001	0
235	0	0	0	0
147	0,02	0,91	-0,0018	0

STEP 12

PRIMO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)

SECONDO IMPALCATO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)

SOTTOTETTO				
NODO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)

42	0	0,05	-0,0003	0
49	0,14	0,03	0	0,0049
56	0	0,04	0	0
70	0	0,04	0,0001	-0,0001
84	0	0,03	0	0
91	0	0,03	0	0
98	0	0,03	-0,0001	0
110	0	0,04	-0,0001	0
142	0	0,03	0	0

45	0	0,08	-0,0003	0
52	0	0,08	0	0
59	0	0,06	0	0
73	0	0,07	0	0
87	0	0,05	0	0
94	0,01	0,07	0	0
101	0,01	0,06	0	0
113	0,01	0,06	0	0
145	0,01	0,07	0	0

47	-0,09	1,28	-0,0029	-0,0001
54	0,02	0,98	-0,0001	0,001
61	-0,01	0,24	0	-0,0002
75	0,01	1,02	0	0
89	0,01	1,03	0	0
96	0	0,12	-0,0001	0
103	0	0,09	0	0
235	0	0	0	0
147	0,01	0,27	-0,0004	0

Gli spostamenti e le rotazioni dei nodi, individuati attraverso il metodo dei minimi quadrati, vengono riportati nella seguente tabella

N.RO STEP	LIVELLO	Ux (cm)	Uy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)
STEP 1	PRIMO IMPALCATO	0	0,01	0	0
	SECONDO IMPALCATO	0	-0,01	0,0001	0
	SOTTOTETTO	0	-0,03	0,0001	0
STEP 2	PRIMO IMPALCATO	-0,02	0,03	0	0,0013
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,06	0	0
	SOTTOTETTO	0	0,07	0	0
STEP 3	PRIMO IMPALCATO	0,03	0,05	0	0,0046
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,11	0	0
	SOTTOTETTO	0	0,17	0	0
STEP 4	PRIMO IMPALCATO	0,13	0,06	-0,0001	0,005
	SECONDO IMPALCATO	0,02	0,16	0	0
	SOTTOTETTO	0,01	0,27	-0,0001	0
STEP 5	PRIMO IMPALCATO	0,14	0,07	-0,0001	0,0054
	SECONDO IMPALCATO	0,02	0,17	0	0
	SOTTOTETTO	0,01	0,33	-0,0002	0
STEP 6	PRIMO IMPALCATO	0,01	0,07	-0,0001	0
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,16	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	-0,01	0,39	-0,0001	0
STEP 7	PRIMO IMPALCATO	0,14	0,06	-0,0001	0,0055
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,18	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	-0,08	0,93	-0,0002	0,0009
STEP 8	PRIMO IMPALCATO	0,01	0,08	-0,0001	0
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,18	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	0,02	0,8	-0,0014	0
STEP 9	PRIMO IMPALCATO	0,14	0,07	-0,0001	0,0055
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,19	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	0,02	0,92	-0,0017	0
STEP 10	PRIMO IMPALCATO	-0,01	0,08	0	0
	SECONDO IMPALCATO	0	0,17	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	0,02	1	-0,0019	0
STEP 11	PRIMO IMPALCATO	0,14	0,06	-0,0001	0,0052
	SECONDO IMPALCATO	0,01	0,16	-0,0001	0
	SOTTOTETTO	0,01	1,16	-0,0023	0
STEP 12	PRIMO IMPALCATO	0,14	0,03	0	0,0049
	SECONDO IMPALCATO	0	0,07	0	0
	SOTTOTETTO	0,01	0,27	-0,0004	0

Tabella IV.19 : Spostamenti e rotazioni dei nodi

Noti gli spostamenti è possibile individuare attraverso Straus le forze ad essi associate.

- *Primo impalcato*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fy (KN)
STEP 1	0	0	0	0	0,00
STEP 2	-0,02	0,03	0	0,0013	124,81
STEP 3	0,03	0,05	0	0,0046	252,98
STEP 4	0,02	0,06	-0,0001	0,005	284,58
STEP 5	0,05	0,06	-0,0001	0,0054	304,77
STEP 6	0,01	0,07	-0,0001	0	326,51
STEP 7	0,14	0,06	-0,0001	0,0055	364,72
STEP 8	0,03	0,08	-0,0001	0	383,41
STEP 9	0,12	0,07	-0,0001	0,0055	396,13
STEP 10	0,01	0,09	0	0	403,39
STEP 11	0,14	0,06	-0,0001	0,0052	363,64
STEP 12	0,14	0,03	0	0,0049	237,35

Tabella IV.20 : Forza Fy primo impalcato

- *Secondo impalcato*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fy (KN)
STEP 1	0	-0,01	0,0001	0	3,03
STEP 2	0,01	0,06	0	0	3,66
STEP 3	0,01	0,11	0	0	8,44
STEP 4	0,02	0,16	0	0	4,44
STEP 5	0,02	0,17	0	0	5,86
STEP 6	0,01	0,16	-0,0001	0	-4,35
STEP 7	0,01	0,18	-0,0001	0	-17,37
STEP 8	0,01	0,18	-0,0001	0	-26,51
STEP 9	0,01	0,19	-0,0001	0	-30,98
STEP 10	0	0,17	-0,0001	0	-39,18
STEP 11	0,01	0,16	-0,0001	0	-48,73
STEP 12	0	0,07	0	0	-3,88

Tabella IV.21 : Forza Fy secondo impalcato

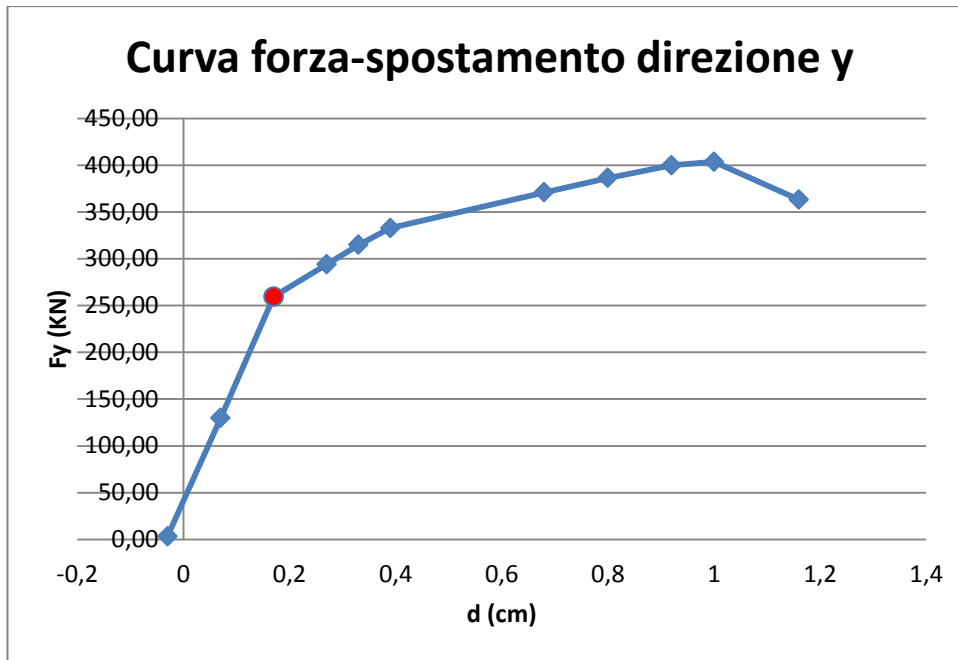
- *Sottotetto*

	dx (cm)	dy (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Fy (KN)
STEP 1	0	-0,03	0,0001	0	0,21
STEP 2	0	0,07	0	0	1,22
STEP 3	0	0,17	0	0	-1,90
STEP 4	0,01	0,27	-0,0001	0	4,83
STEP 5	0,01	0,33	-0,0002	0	4,26
STEP 6	-0,01	0,39	-0,0001	0	10,63
STEP 7	0,03	0,68	-0,0012	0	23,65
STEP 8	0,02	0,8	-0,0014	0	29,37
STEP 9	0,02	0,92	-0,0017	0	34,69
STEP 10	0,02	1	-0,0019	0	39,39
STEP 11	0,01	1,16	-0,0023	0	48,23
STEP 12	0,01	0,27	-0,0004	0	9,80

Tabella IV.22 : Forza Fy sottotetto

Infine come fatto precedentemente si ricava per punti la curva forza – spostamento. Anche in questo caso non si tiene conto dell'ultimo step dell'analisi.

d (cm)	F_v(KN)
-0,03	3,24
0,07	129,69
0,17	259,52
0,27	293,85
0,33	314,89
0,39	332,79
0,68	371,00
0,8	386,27
0,92	399,84
1	403,60
1,16	363,14
0,27	243,27



A differenza della curva precedente, in questa è possibile osservare meglio la distinzione tra tratto elastico e tratto plastico grazie al numero maggiore di punti a disposizione. Dal punto 1 al punto 3 infatti l'andamento è pressoché lineare (tratto elastico), mentre dal punto 3 al punto 10 per piccoli incrementi del valore della forza si hanno grandi aumenti dello spostamento (tratto plastico), a seguito del calo della rigidità. Infine nel punto 11 è possibile osservare un calo della forza a fronte di un aumento dello spostamento.

La rigidità della struttura è data dal rapporto tra la differenza delle forze registrate nei punti 3 e 1 e la differenza degli spostamenti nei punti 3 e 1.

$$K_{y,scala} = \frac{F_{y,3} - F_{y,1}}{d_{y,3} - d_{y,1}} = \frac{259.52 - 3.24}{0.17 - (-0.03)} = 1281.4 \text{ KN/cm}$$

Come fatto precedentemente per la direzione x, si individua il valore dello spostamento del limite elastico del corpo scala (punto 3 della curva) e lo si confronta con il valore dello spostamento associato al 60% del valore del taglio di picco della curva di push-over dell'edificio in direzione y (Figura IV.114 : Analisi di push-over n.ro relativa allo stato di fatto, direzione y).

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

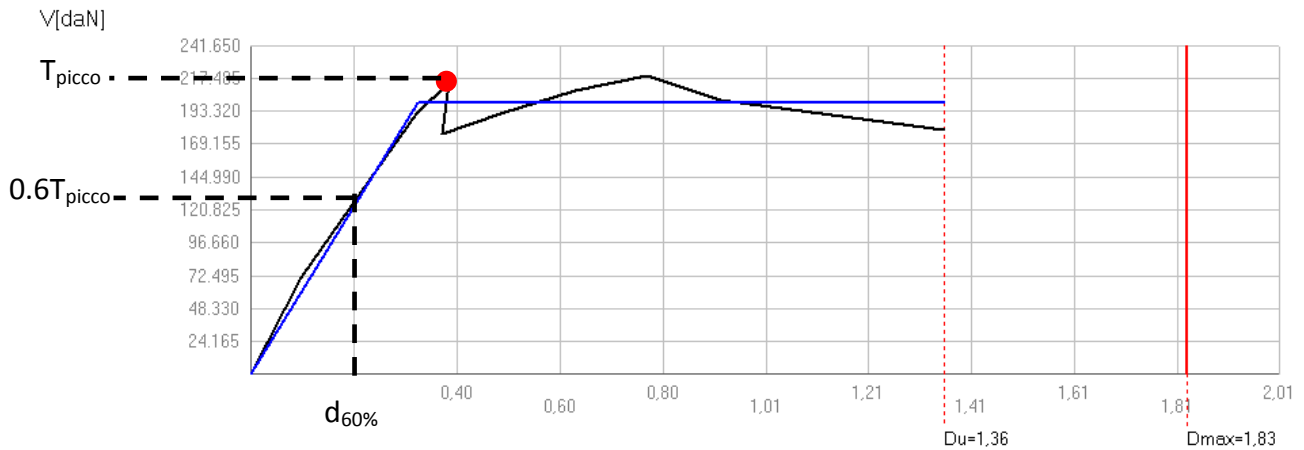


Figura IV.114 : Analisi di push-over n.ro relativa allo stato di fatto, direzione y

$$T_{\text{picco}} = 2146.3 \text{ KN}$$

$$0.6 T_{\text{picco}} = 1287.8 \text{ KN} \longrightarrow d_{60\%} = 0.20 \text{ cm}$$

Lo spostamento al limite elastico della scala, risulta essere:

$$d_e = 0.17 \text{ cm}$$

Anche in questo caso lo spostamento è stato calcolato in Strauss utilizzando le rigidezze dei materiali non fessurate. Bisogna quindi raddoppiare lo spostamento della scala per ottenere due grandezze equiparabili.

$$d_e = 0.34 \text{ cm} > d_{60\%} = 0.20 \text{ cm}$$

la verifica risulta soddisfatta.

Si esegue un calcolo di massima della rigidezza dell'intera struttura per effettuare un confronto con la rigidezza della scala appena determinata.

$$k_y = \sum_{i=1}^3 \frac{G \cdot A_{i,y}}{1.2l_i}$$

Dove:

$G = 1125$ MPa Modulo di taglio (non fessurato);

$A_{i,y}$ è l'area dei setti resistenti a taglio, del piano i-esimo, in direzione y;

l_i è l'altezza dell'i-esimo piano.

$$K_{y,edificio} = K_{y,piano\ terra} + K_{y,primo\ piano} + K_{y,secondo\ piano} =$$

$$\frac{1125 \cdot 25.79 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 3760} + \frac{1125 \cdot 25.79 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 4960} + \frac{1125 \cdot 25.79 \cdot 10^6}{1.2 \cdot 4450} = 64303.5 + 48746.2 + 54332.9 = 167382.6 \frac{KN}{cm}$$

$$K_{x,edificio}/K_{x,scala} = 130.6$$

4.8.2.5 Conclusioni

Il rapporto tra le due rigidezze, quelle dell'edificio e quelle del solo corpo scala, risulta molto elevato, specialmente in direzione y:

$$K_{x,edificio}/K_{x,scala} = 26.6$$

$$K_{y,edificio}/K_{y,scala} = 130.6$$

È possibile quindi affermare attraverso le analisi illustrate in questo capitolo, che l'approssimazione effettuata nell'analisi globale, riguardante l'eliminazione del corpo scala dal modello poiché ritenuto influente ai fini del calcolo, è accettabile, in quanto la rigidezza del corpo scala risulta trascurabile rispetto a quella dell'intero edificio, in entrambe le direzioni.

È stato inoltre dimostrato che il corpo scala rimane in campo elastico per un valore della sollecitazione sismica pari al 60 % del valore di picco che porta a collasso la struttura (valore di riferimento fissato all'inizio delle analisi).

BIBLIOGRAFIA

Normative e documenti tecnici

- Circolare 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al DM 14/01/2008
- Nuove norme tecniche per la costruzioni – DM Infrastrutture 14/01/2008

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato affrontato lo studio di vulnerabilità sismica, di due edifici in muratura siti in via Mentana 3 e via Mentana 7 e le relative proposte di intervento.

Seguendo quanto prescritto nel capitolo 8 della normativa vigente, NTC 2008, l'esame è realizzato per entrambi gli edifici svolgendo dapprima una accurata campagna di indagini e sopralluoghi, per identificare la reale struttura dell'edificio e determinarne le eventuali criticità. In modo molto sintetico si può qui riassumere quanto detto nei capitoli 3 e 4, dicendo che si sono riscontrate maggiori criticità, quali ad esempio la presenza di pareti portanti a una testa, nell'edificio di via Mentana 3.

Individuate le criticità si sono poi analizzati i meccanismi locali della struttura, attraverso l'utilizzo del programma di calcolo MC4Lock. Per l'edificio di via Mentana 7 sono stati individuati 8 possibili cinematismi e solo due di questi, ovvero quelli relativi al ribaltamento semplice dei timpani esterni, non hanno superato le verifiche. Mentre per l'edificio di via Mentana 3 sono stati individuati solo 3 cinematismi, ribaltamento semplice del timpano interno, ribaltamento semplice del timpano esterno (con cuneo) e ribaltamento semplice della facciata (con cuneo), ma nessuno dei tre ha superato le verifiche.

Come previsto dalle NTC 2008, dopo l'analisi dei modi locali, si è passato allo studio dei modi globali attraverso il programma di calcolo 3Muri. L'edificio di via Mentana 3 è stato studiato attraverso la realizzazione di tre differenti modelli, che ne simulassero adeguatamente il comportamento, perché in aggregato; mentre è stato necessario un unico modello per l'edificio di via Mentana 7 poiché essa è una struttura isolata.

Una volta noti i risultati delle analisi locali e globali sono stati proposti interventi che eliminassero o quantomeno mitigassero l'effetto delle vulnerabilità presenti all'interno delle due strutture. Come detto in precedenza l'edificio di via Mentana 3 è stato quello per il quale sono stati proposti il maggior numero di interventi. Il rifacimento ex-novo del solaio di copertura e la sostituzione delle attuali travi del sottotetto con nuove travi in legno massiccio sembrano necessari in quanto a seguito delle indagini effettuate, le travi lignee del sottotetto si presentano in un forte stato di degrado. Si suggerisce inoltre la realizzazione dell'intonaco armato sulle tre pareti interne portanti del primo piano, eccessivamente snelle, così come l'irrigidimento dei solai del primo impalcato attraverso una

reticolare metallica. Su tali solai permangono comunque dei dubbi nei confronti della resistenza degli stessi alle azioni taglienti; non si è infatti certi della presenza di una adeguata armatura a taglio del solaio e si riterrebbe pertanto opportuno predisporre ulteriori analisi, che non saranno oggetto della tesi. Si consigliano inoltre l'irrigidimento delle falde di copertura mediante una reticolare metallica reversibile e la riquadratura delle nicchie. Per l'edificio di via Mentana 7 è stato proposto invece l'intervento relativo al ripristino dello spessore della parete snella al piano terra, realizzato affiancando a quest'ultima una parete in mattoni pieni di laterizio, e collegando entrambe le pareti mediante dei connettori trasversali metallici in numero e disposizione opportuna. In quasi tutte le analisi globali relative ai due edifici si è notata la presenza di numerose elementi sommitali della facciata che collassavano, principalmente per pressoflessione. Per questo è stato proposto per entrambe le strutture la realizzazione di un cordolo metallico sommitale tassellato alla parete che consenta alle strutture di avere un comportamento maggiormente scatolare e monolitico.

Svolgendo nuovamente le analisi globali e locali, per lo stato di progetto, si è ottenuto un miglioramento notevole del comportamento delle strutture nei confronti della sollecitazione sismica.

APPENDICE

CAPITOLO 1: VULNERABILITA' SISMICA E MECCANISMI DI COLLASSO

1.1 Le tipologie strutturali

Una classificazione semplice ma efficace degli edifici in muratura portante, non presente all'interno della normativa tecnica, è quella proposta dal prof. M. Pagano (1969) e ripresa da Boscolo Bielo (2012), nella quale gli edifici vengono divisi in tre classi, ognuna delle quali presenta un preciso comportamento nei confronti delle azioni sismiche orizzontali:

- 1) Edifici in muratura con impalcati costituiti da sistemi voltati (prima classe);
- 2) Edifici con ritii in muratura e orizzontamenti costituiti da solai la cui orditura principale è composta da travi isostatiche in legno o ferro (seconda classe);
- 3) Edifici con ritii in muratura e orizzontamenti costituiti da solai ammortati in un cordolo perimetrale in calcestruzzo armato (terza classe).

1.1.1 Edifici della prima classe

Sono edifici interamente in muratura con impalcati costituiti da sistemi voltati. Le pareti verticali, continue dalle fondazioni alla copertura, presentano le aperture dei vani sormontate da archi, anch'essi spingenti. Le fondazioni di questo edificio sono solitamente "a tela", nel senso che riproducono sul piano fondale la trama della scatola muraria con un ulteriore sensibile ringrosso per adeguare le pressioni nella muratura a quelle sopportabili dal terreno. Non vi è quindi, quella discontinuità tra il sistema fondale e la costruzione in elevazione tipica degli edifici in c.a. od in acciaio. Ne segue una grande sensibilità del fabbricato ai cedimenti fondali che perciò si manifestano con quadri fessurativi estesi su tutta la verticale. La copertura, infine, è generalmente costituita da capriate in legno.

CLASSE 1 - EDIFICI INTEGRALMENTE in MURATURA

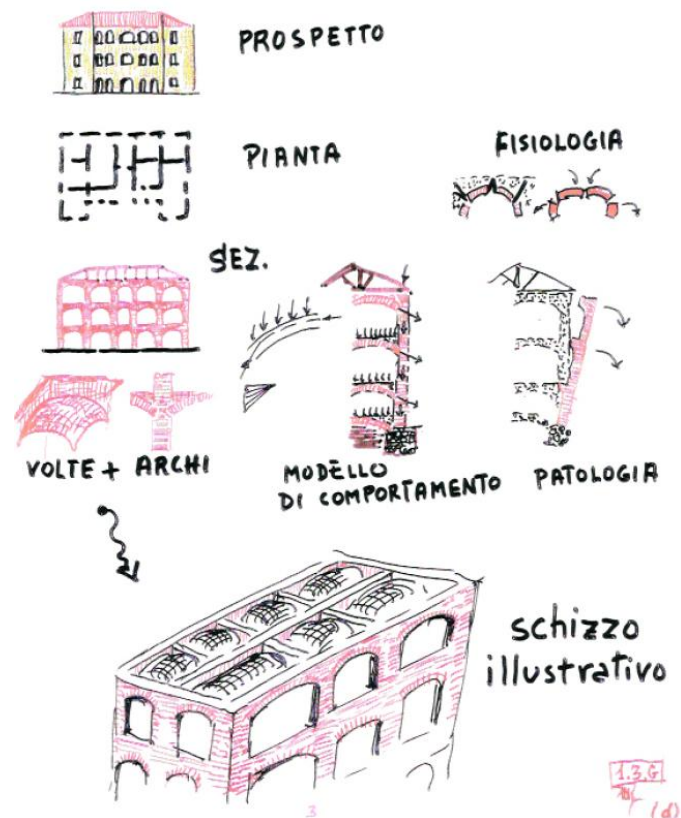


Figura I.1: Prof. Ing. Michele Pagano : schizzo illustrativo per edifici della prima classe, tratto da "Costruire in muratura" – Liguori editore, Napoli 1990

La presenza di volte e archi influenza il comportamento della struttura sotto carichi verticali. Le spinte delle volte sostanzialmente si bilanciano nei nodi interni della scatola muraria, mentre esercitano un'azione ribaltante sulle pareti perimetrali; anche l'effetto spingente degli archi posti al di sopra delle aperture con funzione di piattabanda, di più modesta entità, si bilancia in corrispondenza dei vani interni, mentre aggiunge un contributo ribaltante verso l'esterno alle estremità. L'insieme di questi effetti tende ad aprire verso l'esterno la scatola muraria; a tale cinematismo offrono resistenza le pareti trasversali, sempre che siano efficacemente ammorsate in quelle perimetrali.

A tale criticità per carichi verticali, occorre sommare quelle dovute alle azioni sismiche orizzontali, tra cui la prima e fondamentale è il possibile ribaltamento delle pareti fuori del piano, a causa della mancanza di un impalcato capace di distribuire l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti in proporzione alla loro rigidezza.

1.1.2 Edifici della seconda classe

Sono caratterizzati da pareti verticali continue in muratura con impalcati costituiti da solai piani isostatici, costituiti da travi semplicemente appoggiate in asole della muratura. Le piattabande sui vani sono generalmente costituite da archi ribassati (architrave) ad intradosso piano fatti con mattoni o semplicemente con tavole in legno appoggiate sulle spalle dei vani. Alla fine del XIX secolo, le travi in legno furono sostituite da quelle in ferro, senza però modificare nella sostanza l'assetto strutturale dell'edificio, né eliminare le sue criticità.

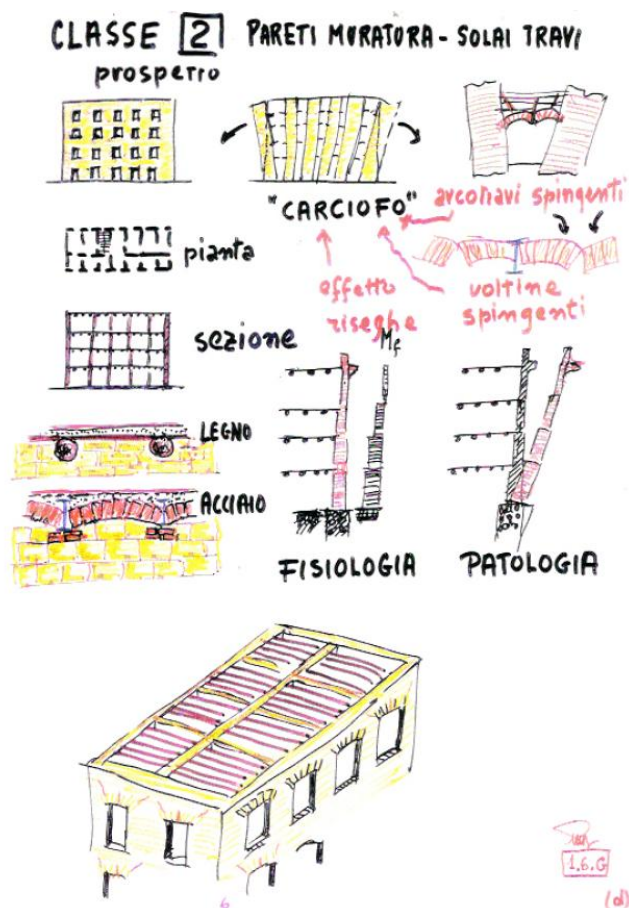


Figura 1.2 : Prof. Ing. Michele Pagano : schizzo illustrativo per edifici della seconda classe, tratto da "Costruire in muratura" – Liguori editore, Napoli 1990

La presenza di un impalcato piano elimina il problema delle spinte delle volte e di conseguenza è usuale trovare in questa tipologia uno spessore dei muri più contenuto e/o un numero maggiore di piani. Il comportamento globale dell'edificio è tuttavia ancora caratterizzato dalla tendenza della scatola muraria ad aprirsi a causa di una serie di fenomeni tutti concorrenti a generare effetti per

così dire spingenti orizzontali. Innanzitutto l'eccentricità dei muri perimetrali che, per mantenere verticale il paramento esterno, risegano solo verso l'interno; ne consegue l'insorgere di momenti ribaltanti verso l'esterno dovuti all'eccentricità del peso delle murature rispetto ai sottostanti ordini murari.

Ulteriori spinte sono dovute all'effetto arco delle piattabande dei vani; anche queste spinte che si bilanciano sostanzialmente all'interno dell'edificio, tendono ad aprire la scatola muraria. Infine, anche le voltine dei solai con putrelle metalliche esercitano piccole spinte, sbilanciate lungo il perimetro.

La vulnerabilità di questi edifici alle azioni sismiche orizzontali (in mancanza di catene diffuse disposte lungo le pareti nelle due direzioni) è evidente perché le pareti esterne sono esposte al ribaltamento fuori dal proprio piano; infatti le travi in legno o in ferro dei solai, di per sé tensoresistenti e, quindi, potenzialmente ottime catene, venivano semplicemente appoggiate in asole della muratura.

Tutte le pareti perimetrali sono esposte ai meccanismi fuori dal proprio piano ma quelle caricate dal solaio presentano maggiore stabilità a causa del maggiore carico verticale ed alla sua posizione spostata verso l'interno e quindi in opposizione alle eccentricità dovute alla forma delle pareti stesse.

1.1.3 Edifici della terza classe

Sono edifici con ritzi in muratura e orizzontamenti costituiti da solai ammortati in un cordolo perimetrale in calcestruzzo armato . Essi costituiscono la tipologia più diffusa per quanto riguarda gli edifici in muratura di recente costruzione, anche in conseguenza del fatto che molte normative tecniche hanno reso obbligatoria la realizzazione di una cordolatura in c.a. a livello dei solai, per lo più realizzati in latero-cemento con soletta in c.a..

L'effetto principale di tali cordolature, se effettuate con continuità sul perimetro di piano, è un effetto di cerchiatura della muratura, con conseguente comportamento scatolare della struttura e l'impossibilità delle pareti (se correttamente vincolate al cordolo) di ribaltarsi al di fuori del proprio piano. Inoltre, si ha un maggiore collegamento degli orizzontamenti con le pareti verticali, una migliore distribuzione di eventuali carichi localizzati e una diminuzione dell'altezza libera di inflessione del paramento murario.

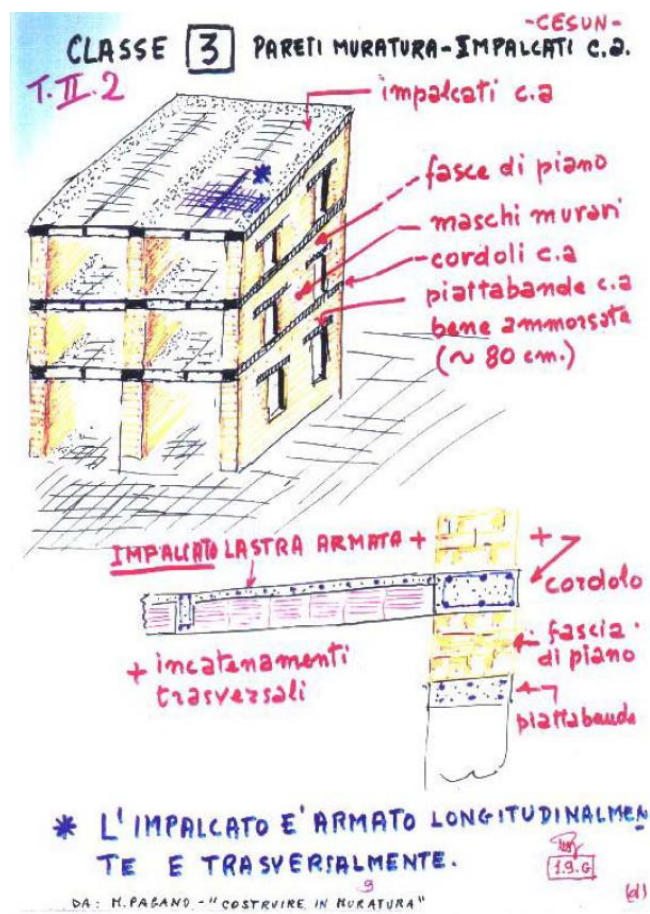


Figura I.3 : Prof. Ing. Michele Pagano : schizzo illustrativo per edifici della terza classe, tratto da "Costruire in muratura" – Liguori editore, Napoli 1990

L'effetto dei solai in latero-cemento, sotto alcune condizioni esecutive, nel merito delle quali non si entra in questa sede, è quello di un collegamento rigido che funge da ripartitore delle forze orizzontali dovute al sisma sugli elementi verticali; in assenza di forti asimmetrie, il concetto di solaio rigido ha portato a soffermare l'attenzione sulle forze agenti nel piano della muratura piuttosto che sugli effetti ortogonali alle stesse.

Passando dalla prima alla terza classe le strutture presentano un comportamento migliore nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

Gli edifici in esame appartengono alla seconda classe.

1.2 La vulnerabilità sismica

L'Italia è un paese caratterizzato da elevata sismicità, che si distribuisce sul territorio nazionale con diversi livelli di gravità. Le più recenti normative hanno preso atto della presenza di una pericolosità sismica diffusa che non risparmia zone che le precedenti classificazioni dichiaravano esenti da una probabilità di eventi sismici di un qualche rilievo. Questa circostanza ha accentuato la presenza sul territorio italiano di edifici, anche abbastanza recenti, i quali, benché costruiti a norma di legge, non rispondono ai requisiti delle zone sismiche. Un patrimonio edilizio secolare, l'assenza di criteri sismici nella progettazione in quanto non richiesti all'epoca, gli interventi di modifica architettonica senza le adeguate verifiche strutturali, sono alcuni dei fattori che rendono il patrimonio edilizio italiano a maggiore rischio sismico.

E' importante ricordare la definizione di "rischio sismico" come il prodotto tra "*Pericolosità, Vulnerabilità ed Esposizione*" ($R = P \times V \times E$), dove la Pericolosità misura la probabilità che un certo evento (ad es. il sisma) si verifichi in un determinato intervallo di tempo; la Vulnerabilità rappresenta le caratteristiche di resistenza dell'oggetto e, nel caso delle costruzioni, esprime la predisposizione della struttura ad essere danneggiata da un evento sismico; l'Esposizione indica il valore (non solo economico) del bene esposto, ivi comprese le vite umane. Risulta impossibile agire sulla Pericolosità, dettata dalla naturale evoluzione della crosta terrestre, improbabile sulla Esposizione, molto si può fare per la Vulnerabilità.

La vulnerabilità sismica viene suddivisa in due categorie: vulnerabilità tipica e vulnerabilità specifica. La prima è correlata alla configurazione plani volumetrica dell'edificio, mentre la seconda è relativa a fattori di debolezza locale.

Un accurato elenco dei fattori che causano forme di vulnerabilità specifica, è riportato nel manuale MEDEA (Zuccaro- Papa Dip. Protezione Civile). Si riporta di seguito un elenco degli elementi tipici di vulnerabilità per gli edifici in muratura:

- Mancanza di ammorsamenti tra pareti ortogonali e/o di catene o cordoli ai vari piani
- Presenza di cordoli in breccia su murature a doppio paramento
- Orizzontamenti, di qualsiasi tipo, mal collegati alle pareti
- Muratura di scadente qualità, area resistente ridotta in una o entrambe le direzioni
- Alta percentuale di forature
- Fondazione inadeguata a sostenere l'incremento di carico verticale indotto dal sisma

- Differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi e/o di liquefazione
- Presenza di corpi aggiunti di differente rigidità e/o con collegamenti localizzati
- Variazioni del sistema resistente ai livelli superiori
- Presenza di una sopraelevazione e/o di una struttura di copertura rigida mal collegata
- Presenza di piani sfalsati
- Eccessiva distanza tra i muri di controvento
- Copertura spingente e/o mancanza di connessione delle pareti alla copertura
- Presenza di architravi con ridotta rigidità flessionale o con inadeguata lunghezza di appoggio
- Presenza di archi ribassati e/o piattabande con imposte inadeguate
- Riduzioni localizzate della sezione muraria (canne fumarie, cavedi, etc.)
- Discontinuità localizzate (chiusura vecchie aperture)
- Presenza di trave di colmo di notevole dimensione
- Presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura

Lo studio delle forme di vulnerabilità specifica è volto a riconoscere quei fattori che costituiscono condizioni di debolezza (locale o diffusa) della compagine muraria e che possono, quindi, favorire l'attivazione di un meccanismo di collasso tipico particolare (tra quelli già individuati) o causarne di differenti. Lo studio dell'edificio dovrà essere mirato alla conoscenza degli aspetti strutturali, costruttivi e di degrado proprio dei materiali.

La letteratura evidenzia sei classi di forme di vulnerabilità specifiche relative a fattori collegabili a:

1. Modalità costruttive iniziali;
2. Processi di trasformazione edilizia;
3. Carenza di connessioni strutturali e difetti degli elementi di presidio esistenti;
4. Degrado strutturale e debito manutentivo;
5. Dissesti pregressi non sufficientemente riparati;
6. Interventi strutturali recenti eseguiti con tecniche moderne.

1.2.1 Forme di vulnerabilità specifica legate alle modalità costruttive iniziali

- Scarsa coesione muraria (assenza di diatoni; scarsa qualità del legante; paramento esterno e stipiti o architravi di porte e finestre in pietra squadrata non connessi al resto della muratura);
- Elementi che riducono la sezione muraria (canne fumarie, pluviali o impianti interni alla muratura; nicchie; scale interne a murature di elevato spessore);
- Soluzioni strutturali inadeguate (coperture o orizzontamenti spingenti; timpani o guglie svettanti; elementi strutturali snelli o con sezione inadeguata; travi che scaricano il loro peso su una sola parte di un muro a doppio paramento mal connesso);
- Particolari distribuzioni delle aperture nelle murature (aperture troppo vicine a spigoli o tra loro; aperture non allineate).

1.2.2 Forme di vulnerabilità specifica legate a processi di trasformazione edilizia

- Connessione scarsa o assente tra strutture preesistenti e strutture aggiunte (corpi murari aggiunti a fianco di altri con connessioni inadeguate o assenti; sopraelevazioni non adeguatamente connesse);
- Sottrazione di elementi e/o parti murarie (apertura di finestre; eliminazione di murature portanti con inserimento di archi o travi di scarico);
- Soluzioni strutturali inadeguate (tramezzi o pilastri poggianti direttamente su volte o solai lignei);
- Tamponamenti di aperture (tamponamenti di porte o finestre con pannelli murari non adeguatamente connessi ai margini delle aperture).

1.2.3 Forme di vulnerabilità specifica legate a carenza di connessioni strutturali e difetti degli elementi di presidio esistenti

- Connessione scarsa o assente tra muri (connessione inadeguata tra muri disposti a T o a L);

- Connessione scarsa o assente tra muro e copertura (appoggio delle travi limitato o concentrato; assenza elementi che garantiscano la continuità del lembo superiore del muro);
- Connessione scarsa o assente tra muro e solaio (appoggio delle travi limitato; mancanza di vicolo allo sfilamento);
- Inadeguato contenimento delle spinte (tiranti inadeguati per sezione, per dimensione o forma del capochiave, o per rottura; contrafforti inadeguati per posizione, forma, dimensione, problemi in fondazione o scarso collegamento con la parete presidiata).

1.2.4 Forme di vulnerabilità specifica legate a degrado strutturale e debito manutentivo

- Degrado dell'intonaco e dei giunti (disgregazione, distacco o mancanza dell'intonaco; disgregazione o mancanza dei giunti di malta);
- Degrado degli elementi lapidei della muratura (il degrado proprio degli elementi lapidei –erosione, fessurazione per gelo-disgelo, esfoliazione, disgregazione...– tende a sommarsi ai danni statici)
- Degrado di elementi lignei (dovuto a presenza d'acqua, aggressione biologica o microbiologica, danni da incendio non riparati, inflessione degli elementi);
- Degrado degli elementi metallici (tiranti soggetti a fenomeni avanzati di ossidazione o corrosione).

1.2.5 Forme di vulnerabilità specifica legate a dissesti pregressi non sufficientemente riparati

- Dissesti sismici (lesionamenti, deformazioni e fuori piombo)
- Dissesti statici (lesionamenti, deformazioni e fuori piombo)

1.2.6 Forme di vulnerabilità specifica legate a interventi strutturali recenti eseguiti con tecniche moderne.

- Cordoli in c.a. con sezioni inadeguate e/o con distacchi della muratura
- Iniezioni non distribuite e disomogenee
- Intonaco armato non adeguatamente connesso alla muratura

1.3 Tipologie di danno

Come ricordato precedentemente, le tipologie murarie presenti in Italia sono molto diverse fra loro, sia per quanto riguarda i materiali costituenti (blocchi e malta), sia per il tipo di apparecchio. Di queste differenze bisogna tenere conto nell'associare al danno apparente (p.e. tipologia di lesione e ampiezza) il livello di rischio strutturale conseguente. Le indicazioni fornite di seguito sono da intendersi come orientative e valide per le tipologie murarie, nelle quali la capacità di dissipare energia è maggiormente legata a fenomeni attritivi che mantengono una certa stabilità anche a seguito di lesioni modeste: ad esempio le murature con blocchi pieni grossolanamente o ben squadrate con malte di calce o bastarde, le murature in blocchi forati o con malte di ottima qualità possono, invece, vedere maggiormente ridotta la loro capacità residua a seguito di lesioni. Le murature caotiche con elementi naturali si danneggiano, in genere, con maggiore facilità. Spesso hanno consistenti gradi di danno preesistente, ma, per gradi modesti di danno, non subiscono consistenti riduzioni di capacità. Viceversa, però, possono mostrare comportamenti fragili con perdita improvvisa di geometria e, quindi, di resistenza e portanza dei carichi verticali, quando i dissesti si aggravano.

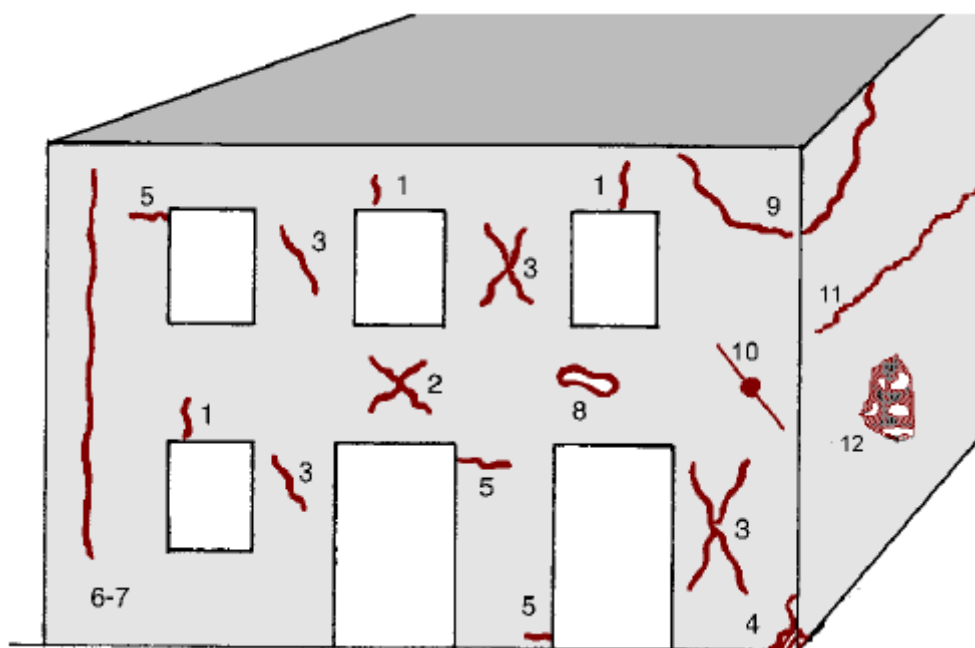


Figura I.4 : Schema di riferimenti per le lesioni alle murature (Fonte Medea)

1. Lesioni ad andamento pressoché verticale sulle architravi di aperture;
2. Lesioni ad andamento diagonale in elementi verticali (parapetti di finestre, architravi);
3. Lesioni ad andamento diagonale in elementi verticali (maschi murari);
4. Schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione del materiale;

5. Lesione ad andamento pressoché orizzontale in testa e/o al piede dei maschi murari;
6. Lesioni ad andamento pressoché verticale in corrispondenza di incroci fra i muri;
7. Come 6 ma passanti;
8. Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi dovuta al martellamento;
9. Formazione di cuneo dislocato in corrispondenza della intersezione fra due pareti ad angolo;
10. Rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio;
11. Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza dei solai o sottotetto;
12. Distacco di uno dei paramenti di un muro a doppio paramento.

Si riporta di seguito una classificazione dei livelli di danno (e delle lesioni a esso associato) per le strutture in muratura.

1.3.1 Danno nullo

Rientrano in questa categoria fessurazioni da ritiro nell'intonaco, i segni di piccoli dissesti avvenuti in passato, riparati e non riattivati.

1.3.2 Danno leggero

È un danno che “non cambia in modo significativo la resistenza della struttura” e non pregiudica la sicurezza degli occupanti a causa di possibili cadute di elementi non strutturali.

Lesioni lievi per flessione in testa o al piede dei maschi murari (tipo 5 \leq 1mm) e in corrispondenza di angoli di aperture o sugli architravi di porte o finestre (tipo 1 \leq 1 mm). Il primo tipo può essere sintomo di un lieve e temporaneo superamento della resistenza a trazione della muratura nelle zone più sollecitate che è stato quasi completamente annullato una volta cessato l'evento sismico. L'innescò di queste lesioni è spesso favorito dalle concentrazioni di tensione causati dagli spigoli delle aperture, che generalmente si scaricano attraverso una ‘naturale’ redistribuzione dell'andamento delle forze. Piccole lesioni negli architravi possono essere provocate anche dalla formazione di archi di scarico e dal successivo superamento della resistenza a trazioni nella porzione di muro sottostante l'arco.

Lesioni ad andamento diagonale (per taglio) nei maschi murari e nelle fasce di piano (tipo 2,3 \leq 1mm). Questo tipo di lesioni può indicare il superamento della resistenza a taglio nei pannelli murari, ma l'entità limitata del danno visibile può far ritenere che non siano significativamente

variati i meccanismi di trasmissione delle forze per attrito e per ammorsamento dei blocchi, così che sia praticamente ancora disponibile la capacità portante ordinaria.

Lesioni da schiacciamento (tipo 4) di lieve entità (appena percettibili e in ogni caso < 1 mm). Si tratta di lesioni imputabili a schiacciamento locale della muratura con sgretolamento della malta e/o di elementi lapidei o laterizi, senza espulsione di materiale. Questo tipo di danneggiamento può indicare un superamento localizzato della resistenza a compressione della muratura, magari favorito da condizioni di maggiore degrado e minor confinamento tipiche degli angoli. Occorre prestare attenzione a non confondere questo fenomeno con l'espulsione dell'intonaco dovuto all'effetto combinato di rigonfiamento per umidità e a lievi scuotimenti, in tali casi è opportuno tentare di eliminare localmente l'intonaco per esaminare la muratura.

Lesioni di distacco dalle pareti, in corrispondenza degli incroci (tipo 6 – non passanti – e 7 – passanti – di ampiezza inferiore a circa 1 mm). Questo tipo di lesioni, specie quelle passanti, indicano la perdita di connessione fra murature ortogonali, il che può portare progressivamente alla formazione di setti scollegati. A questi livelli di danno il fenomeno è generalmente all'inizio, talvolta si tratta di una modesta riattivazione di uno stato preesistente. Si può quindi ritenere che lo schema statico iniziale sia immutato e classificare il danno come leggero.

Lesioni di tipo 8 sono generalmente attribuibili alla spinta localizzata di elementi come travi in legno, puntoni, etc. Se il dissesto murario è appena percettibile, si può ritenere che non sia stata alterata significativamente né la condizione di vincolo, né la capacità della muratura.

Le lesioni di tipo 9 si presentano a volte nella parte superiore delle costruzioni, soprattutto in assenza di idonei collegamenti (cordoli, catene, cerchiature, tiranti). Se il fenomeno è molto localizzato e le lesioni sono modeste, si può ritenere non pericoloso anche a fronte di future scosse della medesima entità.

Lievi danni alle catene (tipo 10): l'allungamento delle catene o anche la deformazione permanente delle zone di ancoraggio (piastre, zeppe, muratura sottostante) è indice di un impegno eccessivo dell'elemento strutturale che ha portato alla plasticizzazione di alcune sue parti, il che rivela un'insufficienza rispetto all'azione da contrastare. Quando non ci sono vere e proprie rotture e la plasticizzazione è poco rilevante si può ritenere che la struttura, deformandosi, abbia trovato un assetto abbastanza stabile.

Lesioni orizzontali all'attacco fra muro e orizzontamenti di tipo 11, con dislocazioni molto limitate (fino a circa 1 mm): tali lesioni denunciano un inizio di scorrimento fra il solaio e la muratura sottostante.

1.3.3 Danno medio – grave

È un danno che “potrebbe anche cambiare in modo significativo la resistenza della struttura, senza però che venga avvicinato palesemente il limite del crollo parziale di elementi strutturali principali”.

Lesioni per flessioni in testa o al piede dei maschi murari e sugli architravi di porte e finestre (tipo 1,5), aperte fino a circa 1 – 1,5 cm, possono indicare una forte sconnessione permanente dei maschi e delle fasce murarie. In questo caso, principalmente con riferimento a lesioni di tipo 5, se l'estensione del fenomeno è rilevante, con un nuovo sisma il fabbricato potrebbe raggiungere il livello di danno superiore.

Lesioni ad andamento diagonale (per taglio) nei maschi murari e nelle fasce di piano (tipo 2,3 > 2 mm fino a circa 1 cm) sono generalmente spiegabili con l'attivazione di un meccanismo di resistenza a taglio che ha prodotto dislocazioni visibili. Se l'entità delle dislocazioni è modesta e l'estensione del danneggiamento è limitata si potrà propendere verso un rischio strutturale basso, mentre si propenderà per un rischio strutturale alto nel caso opposto.

Lesioni di tipo 4 di lieve/media entità possono indicare fenomeni di schiacciamento evidenti. Il comportamento delle murature nei confronti di questo meccanismo è abbastanza fragile, in particolar modo per la muratura di mattoni pieni e in elementi forati. La gravità del danno dipende dall'estensione, che indica una più o meno compromessa capacità portante verticale, di conseguenza il rischio strutturale può considerarsi elevato.

Lesioni di distacco dalle pareti, in corrispondenza degli incroci, dell'ordine di 2 – 5 mm se passanti (tipo 7) o leggermente più ampie se non passanti (tipo 6). Lo schema statico della costruzione ha subito sicuramente un'alterazione rispetto alla situazione originale. Nel caso in cui l'ampiezza delle lesioni è limitata e se vi sono dei vincoli efficaci a livello dei solai e della copertura, in grado di contrastare fenomeni di ribaltamento o di rottura per forze ortogonali, il rischio strutturale è da considerarsi basso.

Lesioni di tipo 8 sono da considerarsi medio – gravi se si ritiene che ci possa essere un'alterazione delle condizioni di vincolo dall'elemento che ha provocato la spinta localizzata, oppure una

riduzione della capacità portante della muratura, associata a fuori piombo ricollegabili a questo fenomeno.

Lesioni di tipo 9 a questo livello di danno hanno un'entità tale da determinare una chiara identificazione del cuneo di struttura muraria che tende a distaccarsi. Se sono evidenti dislocazioni che denotano uno scorrimento del cuneo il rischio strutturale è da considerarsi elevato.

Episodi di rottura di catene o sfilamento degli ancoraggi (tipo 10), che interessano modeste porzioni della struttura sono associati a limitati fuori piombo. Se la rottura è dovuta all'evento sismico è probabilmente intervenuta una modifica significativa dell'assetto statico che può far pensare a un elevato rischio strutturale.

Evidenze di fuori piombo, dovute all'evento e non preesistenti, sono generalmente accompagnate da un quadro fessurativo sulle murature di tipo 6 o 7, con possibili distacchi muri - solaio. Il rischio strutturale è generalmente alto. Il fuori piombo deve comunque essere contenuto ($< 1\%$) e devono essere predisposti degli interventi. Quando il fuori piombo denuncia uno 'spanciamento' della muratura, occorre porre attenzione al tipo della muratura stessa: se la tessitura è a doppio paramento oppure a sacco, si possono essere innescate significative separazione fra i de paramenti, che possono anche indicare in imminente collasso parziale. In tali casi il danno è sicuramente grave e diventa visibile con dissesti di tipo 12.

Lesioni di tipo 11 con dislocazioni di qualche mm: queste lesioni denunciano uno scorrimento più o meno accentuato fra il solaio e la muratura sottostante. Spesso il danno è localizzato a livello del sottotetto. In tali casi se lo scorrimento è superiore a qualche mm (2 – 3) ed è attribuibile all'incremento dell'azione spingente della copertura, si può determinare una condizione di rischio elevato per l'associarsi di un elemento di vulnerabilità, quale una copertura spingente, alla modifica prodotta dallo scorrimento.

1.3.4 Danno gravissimo

È un danno che “modifica in modo evidente la resistenza della struttura portandola vicino al limite del crollo parziale o totale di elementi strutturali principali”.

Sono presenti danni ai singoli elementi resistenti maggiori di quelli del livello precedente, con espulsione di materiale strutturale in quantità rilevante e/o crolli localizzati di muri portanti, di cantonali e di spigoli murari.

1.4 I meccanismi di collasso

I tipi di dissesti e/o di danni sismici, da soli o combinati tra loro, definiscono una serie di meccanismi di danno o di collasso locale o globale.

L'edificio è potenzialmente soggetto a uno o più di questi meccanismi in relazione alle sue caratteristiche geometriche, alla qualità dei suoi dettagli costruttivi, alle proprietà meccaniche dei materiali che lo compongono ed ai dissesti o danni che ha già subito. Conoscendo quindi geometria, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali è possibile definire i meccanismi di collasso locale o globale che l'edificio ha già subito o è potenzialmente in grado di subire (situazioni di vulnerabilità), in relazione alla tipologia costruttiva.

Esistono, cioè, relazioni dirette tra le tipologie di danno sismico, i meccanismi di collasso e le condizioni di vulnerabilità della struttura. Attraverso la valutazione dei dati raccolti dalla conoscenza dell'edificio, e attraverso lo studio dei fattori di vulnerabilità che questo presenta è possibile individuare i meccanismi di collasso preferenziali per la struttura in esame.

I meccanismi di collasso per le pareti degli edifici in muratura si differenziano in:

- ✓ Meccanismi fuori dal piano o di primo modo:

la muratura si danneggia per l'innescarsi di fenomeni ribaltamento a causa di azioni agenti ortogonalmente al suo piano medio. In presenza di tessiture murarie di buona qualità il collasso dipende, più che dalla resistenza della muratura, quasi unicamente da questioni di equilibrio, fortemente dipendenti dal collegamento con pareti trasversali e dalla presenza di elementi spingenti (coperture o volte) o di trattenimento (catene, travi ben collegate, cordoli). Questo meccanismo può portare a collassi impreveduti e rovinosi.

- ✓ Meccanismi nel piano o del secondo modo:

la muratura si danneggia lesionandosi a causa di sforzi taglienti generati da azioni agenti parallelamente al suo piano medio. Questo meccanismo non porta in genere a collassi rovinosi perché una muratura di buona fattura presenta elevata "duttilità equivalente", ovvero può subire spostamenti anche di notevole entità dopo l'apertura di fessure.

I meccanismi di 1° modo corrispondono a valori di accelerazione del terreno in genere molto bassi, comunque minori a quelli richiesti per attivare meccanismi del 2° modo. È quindi necessario prima

di tutto evitare meccanismi di 1° modo e poi controllare che l'eventuale attivazione di meccanismi di 2° modo non porti al collasso.

I meccanismi di collasso vengono ulteriormente suddivisi in:

- ✓ Meccanismi globali
- ✓ Meccanismi locali

I primi interessano la struttura nel suo complesso e sono relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero tale di elementi strutturali sufficiente a compromettere l'equilibrio globale statico e dinamico della costruzione.

I secondi interessano una parte limitata della struttura e il loro attuarsi ed evolversi non compromette in genere la stabilità globale dell'edificio ma solo di un suo elemento strutturale.

Esistono diversi tipi di classificazioni dei possibili meccanismi globali e locali di un edificio in muratura, nessuna delle quali può tuttavia essere considerata completamente esaustiva.

Si riportano di seguito alcuni dei possibili meccanismi di danno e di collasso forniti nel manuale MEDEA del Dipartimento della Protezione Civile.

1.4.1 Meccanismi globali

- M1 – Taglio per azioni nel piano

È il meccanismo resistente delle pareti nel proprio piano, caratterizzato da buona capacità di deformazione prima della rottura.

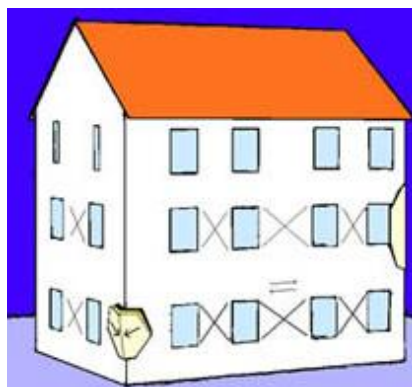


Figura I.5 : Taglio per azioni nel piano



Figura I.6 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC



Figura I.7 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi e nelle fasce, lesioni orizzontali o verticali agli estremi dei maschi, lesioni verticali nelle fasce.

Probabili cause: muratura di scadente qualità (per tessitura, per materiale lapideo, per tipo di malta), area resistente ridotta in una o in entrambe le direzioni (alta percentuale di foratura, ridotto spessore delle pareti).

- M2 – Taglio per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta

Meccanismo analogo al precedente, concentrato ai piani alti, a causa di riduzione eccessive di sezione e/o ridotti carichi verticali.

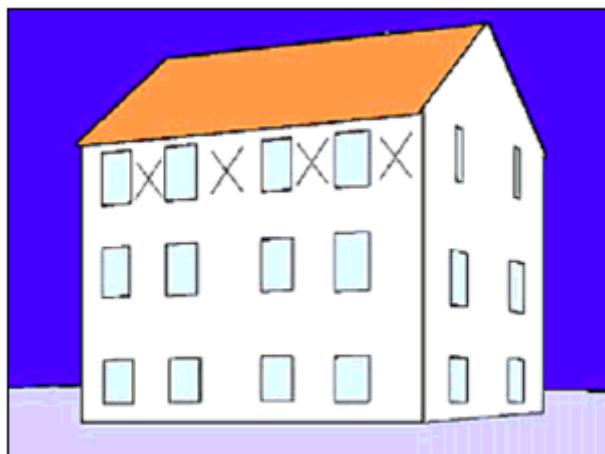


Figura I.8 : Taglio per azioni nel piano, localizzato solo nella zona alta



Figura I.9 : Medea (Zuccaro, Papa): Gualdo Tadino, PG



Figura I.10 : Medea (Zuccaro, Papa): Gualdo Tadino, PG

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi murari.

Possibili cause: variazione del sistema resistente ai livelli superiori (variazione dello spessore del pannello murario, muri in falso e/o presenza di muratura di qualità più scadente), presenza di coperture pesanti.

- M3 – Ribaltamento dell'intera parete

Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano, perché mal collegata agli impalcati. Si forma una cerniera cilindrica alla base, il collasso avviene per superamento dell'equilibrio e non della resistenza del materiale.



Figura I.11 : Ribaltamento dell'intera parete



Figura I.12 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG



Figura I.13 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG

Danni tipici: lesioni verticali di distacco nei cantonali o lesioni diagonali di richiamo nelle pareti di spina, lesioni orizzontali continue alla base dei maschi.

Possibili cause: mancanza di ammorsamenti tra pareti ortogonali e/o di catene o cordoli ai vari livelli, eccessiva distanza tra muri di controvento, copertura spingente e mancanza di connessione della parete alla copertura.

- M4 – Ribaltamento parziale della parete

Meccanismo tipico della pareti al di fuori del piano, con collegamenti efficienti nei cantonali, ma insufficienti con la copertura. Anche in questo caso, il collasso avviene per superamento dell'equilibrio e non della resistenza del materiale.

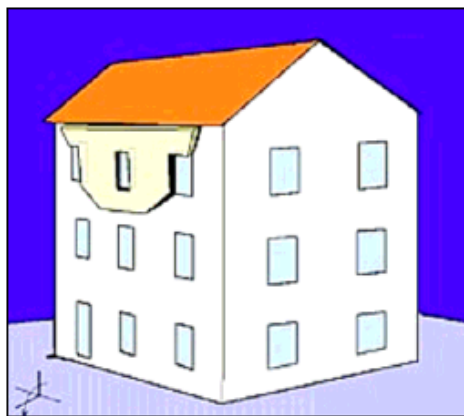


Figura I.14 : Ribaltamento parziale della parete



Figura I.15 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC

Danni tipici: lesioni di distacco nelle croci dei muri o lesioni diagonali di richiamo nei muri di spina, lesioni nelle fasce di piano, lesioni orizzontali continue on corrispondenza della cerniera.

Possibili cause: eccessiva distanza tra muri di controvento, copertura spingente e mancanza di connessione della parete alla copertura, eccessiva presenza di aperture.

- M5 – Instabilità verticale della parete

Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano, per instabilità e flessione nel piano verticale. Presenta un comportamento ad arco verticale e può interessare solo il paramento esterno. Si ha la formazione di tre cerniere cilindriche e la crisi avviene per superamento della resistenza del materiale. Può essere favorita dalla eventuale spinta di volte o solai sul paramento.

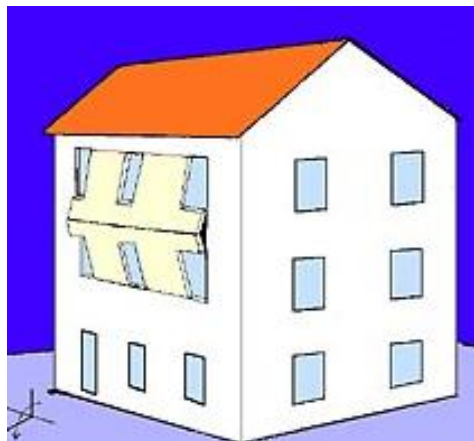


Figura I.16 : Instabilità verticale della parete



Figura I.17 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG



Figura I.18 : Medea (Zuccaro, Papa): Sellano, PG

Danni tipici: lesioni verticali nelle fasce di piano, lesioni orizzontali continue in corrispondenza delle cerniere.

Possibili cause: presenza di cordoli in breccia su muratura a doppio paramento, scarsa qualità della muratura, presenza di orizzontamenti intermedi mal vincolati alle pareti.

- M6 – Rottura a flessione della parete

Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano, con collegamenti efficienti nei cantonali, ma insufficienti con la copertura, caratterizzata da un comportamento ad arco nel piano orizzontale. Il collasso avviene per superamento della resistenza del materiale.

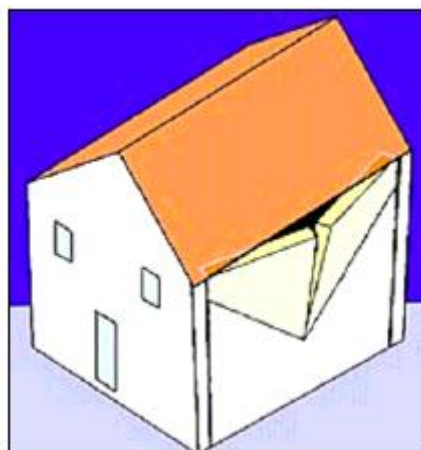


Figura I.19 : Rottura a flessione della parete



Figura I.20 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC



Figura I.21 : Medea (Zuccaro, Papa): Sellano, PG

Danni tipici: lesioni inclinate e verticali sulla parete (maschi e fasce), lesioni di distacco dalla copertura.

Possibili cause: parete efficacemente ammortata alle pareti ortogonali, ma priva di collegamenti e cordoli in sommità, presenza di copertura con elementi trasversali spingenti.

- M7 – Scorrimento di piano orizzontale

Meccanismo abbastanza raro al di fuori del piano, per distacco della parte alta dal resto della struttura con superamento della resistenza a taglio. Presenta possibili danni alle fasce di piano dei muri ortogonali.

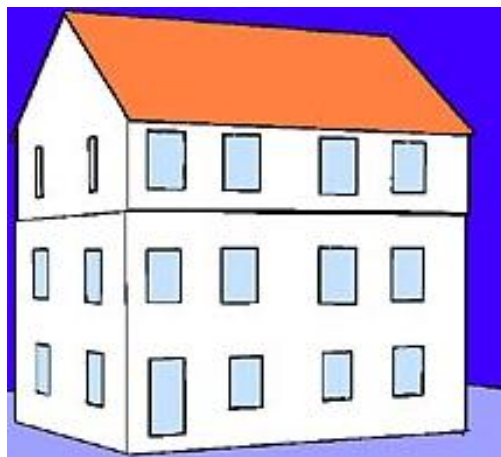


Figura I.22 : Scorrimento di piano orizzontale



Figura I.23 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC



Figura I.24 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG

Danni tipici: lesioni orizzontali continue alla base dei maschi interessati, lesioni verticali nelle fasce di piano e negli angoli.

Possibili cause: mancanza di un efficace collegamento dell'orizzontamento alle pareti ad un livello, presenza di una sopraelevazione e/o di una struttura di copertura rigida mal collegata.

- M8 – Cedimento fondale

Meccanismo causato da cedimenti differenziali nelle fondazioni dovuti all'azione sismica. Esso dipende dalla posizione del cedimento.

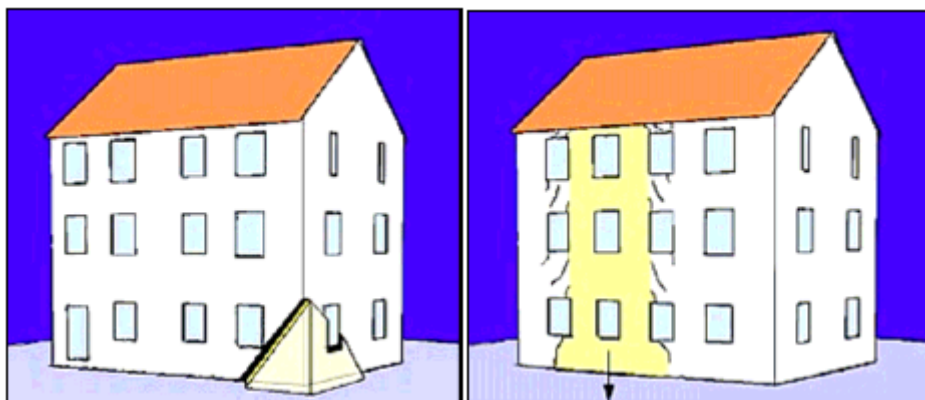


Figura I.25 : Cedimento fondale



Figura I.26 : Medea (Zuccaro, Papa): Lagonegro, PZ



Figura I.27 : Medea (Zuccaro, Papa): Sellano, PG

Danni tipici: lesioni prevalentemente inclinate nei maschi murari e/o nelle fasce di piano, distacchi di porzioni di parti ortogonali negli angoli.

Possibili cause: fondazione inadeguata a sostenere l'incremento di carico verticale dovuto al sisma, differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi o effetti di liquefazione.

- M9 – irregolarità tra strutture adiacenti

Meccanismo di danno nel piano della parete e/o fuori dal piano per effetto del martellamento tra le due strutture. Eventuali differenze di rigidezze elevate tra le due strutture aumentano il fenomeno.

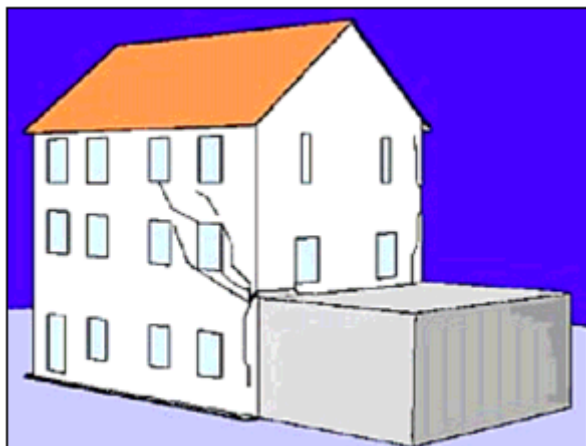


Figura I.28 : Strutture adiacenti irregolari tra loro



Figura I.29 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG



Figura I.30 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi e nelle fasce, schiacciamenti nei punti di contatto, lesioni orizzontali continue e/o verticali da distacco nella parete ortogonale.

Possibili cause: presenza di corpi aggiunti (come parte dell'edificio o esterni ad esso) di differente rigidezza e/o di strutture diverse con collegamenti localizzati, presenza di piani sfalsati.

- M10 – Sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto

Sfilamento delle travi dai supporti per oscillazioni fuori fase o rotazione della parete. È principalmente causata dalla mancanza di connessioni tra solai e muri. Può portare al crollo dei solai con fenomeni a catena.

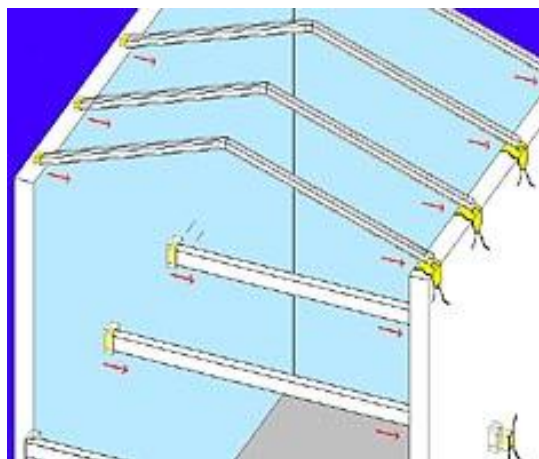


Figura I.31 . Sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto



Figura I.32 : Medea (Zuccaro, Papa) : San Demetrio Corone, CS

Danni tipici: lesioni da strappo o schiacciamento della muratura di appoggio, lesioni parallele al muro nel pavimento.

Possibili cause: pareti mal ammorsate, assenza di cordoli e/o catene, orizzontamenti di qualsiasi tipo mal collegati alle pareti.

1.4.2 Meccanismi locali

- M11 – Cedimenti di architravi e/o piattabande

Meccanismo di danno locale nel piano della parete dovuto a mancanza o insufficienza della piattabanda. Si ha la formazione di archi di scarico nella fascia muraria interessata anche per i soli carichi verticali con possibili crolli locali.

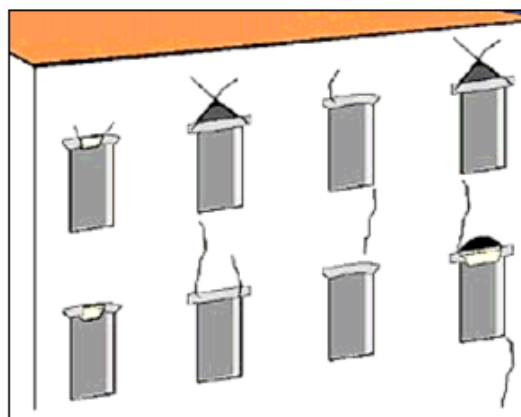


Figura I.33 : Cedimenti di architravi e/o piattabande



Figura I.34 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG



Figura I.35 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG

Danni tipici: lesioni diagonali e/o verticali nelle fasce di piano, dislocamento di cornici orizzontali o conci degli archi.

Possibili cause: presenza di architravi con ridotta rigidezza flessionale o con inadeguata lunghezza di appoggio alla muratura, presenza di archi ribassati e/o piattabande con imposte inadeguate, per dimensione ridotta e/o per scarsa stabilità.

- M12 – Irregolarità del materiale, debolezze locali, etc.

Meccanismo di danno nel piano o fuori dal piano della parete dovuto a canne fumarie, vani chiusi e non collegati, discontinuità di parti aggiuntive. Possibili crolli parziali di materiale distaccato.

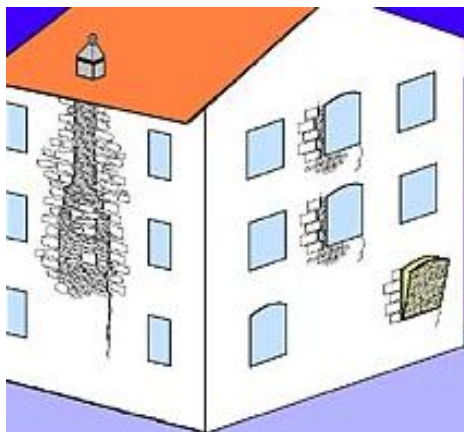


Figura I.36 : Irregolarità del materiale, debolezze locali, etc.



Figura I.37 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC

Danni tipici: lesioni di distacco e/o espulsione del materiale ad andamento vario (generalmente verticale).

Possibili cause: riduzioni locali della sezione muraria (presenza di canne fumarie, cavedi, nicchie, etc.), discontinuità localizzate (chiusura di aperture esistenti).

- M13 – Ribaltamento del timpano

Meccanismo di danno locale al di fuori del piano della parete, dovuto a mancanza o insufficienza di collegamenti con la copertura.

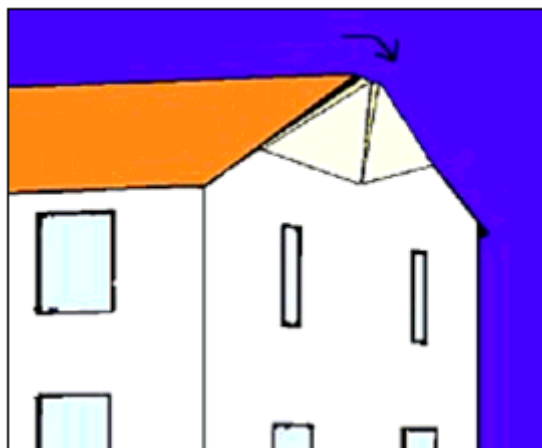


Figura I.38 : Ribaltamento del timpano



Figura I.39 : Medea (Zuccaro, Papa) : Militello in val di Catania, CA

Danni tipici: lesioni inclinate convergenti e lesioni verticali nel timpano, lesioni di distacco sul contorno, espulsione di materiale dal colmo.

Possibili cause: scarsa connessione del timpano alle pareti e alla copertura, presenza di trave di colmo di notevoli dimensioni.

- M14 – Ribaltamento della parte alta del cantonale

Meccanismo di danno locale nel piano e al di fuori dal piano della parete, dovuto a collegamenti insufficienti con la copertura e i solai intermedi e alla mancanza di tiranti (cordoli) nelle pareti. È favorito da elementi d'angolo spingenti del tetto.



Figura I.40 : Ribaltamento della parte alta del cantonale



Figura I.41 : Medea (Zuccaro, Papa): Serravalle di Chienti, MC



Figura I.42 : Medea (Zuccaro, Papa): Sellano, PG

Danni tipici: lesioni inclinate nei pannelli murari convergenti nell'angolo, lesioni di distacco orizzontali e rotture nelle fasce di piano.

Possibili cause: presenza di tetti a padiglione a travi spingenti, mancanza di connessione della parete alla copertura.

- M15 – Ribaltamento della fascia del sottotetto

Meccanismo di danno locale al di fuori del piano, dovuto a mancanza o a insufficienza di collegamenti con il tetto. È favorito da elementi spingenti nel tetto e/o dal martellamento delle travi di tetto o di sottotetto.

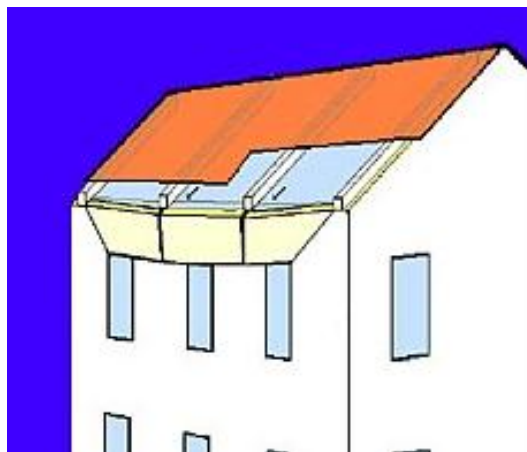


Figura I.43 : Ribaltamento della fascia del sottotetto



Figura I.44 : Medea (Zuccaro, Papa) : Canterano, RO

Danni tipici: lesioni inclinate agli estremi e verticali al centro della zona interessata, lesioni orizzontali di distacco superiori, lesione orizzontale continua alla base della fascia.

Possibili cause: presenza di copertura a travi spingenti o di pesanti coperture in c.a., mal collegate alle pareti, presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura.

- M16 – Rotazione delle spalle di archi e/o volte

È un meccanismo causato da incrementi sismici delle spinte o da spostamenti non in fase dei muri. Può portare al crollo dell'arco e risulta particolarmente pericoloso per archi ribassati.

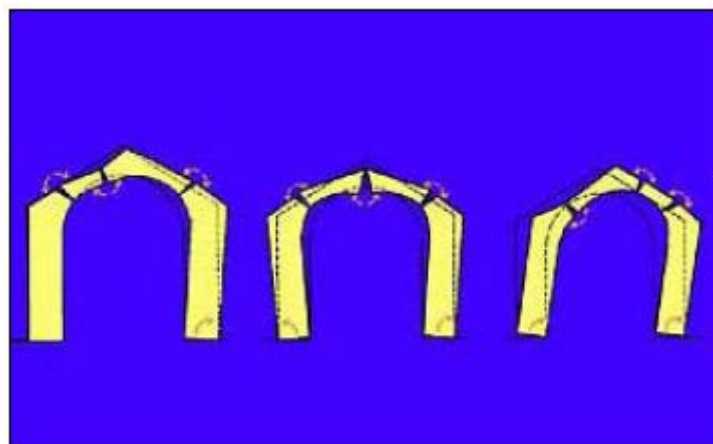


Figura I.45 : Rotazione delle spalle di archi







Figura I.46 : Medea (Zuccaro, Papa): Sellano, PG

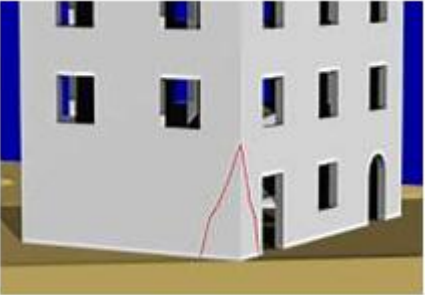








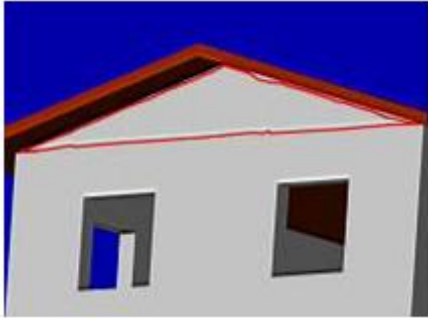
Figura I.47 : Medea (Zuccaro, Papa): Nocera Umbra, PG





Danni tipici: lesioni evidenti sul fronte dell'arco o continue sull'intradosso delle volte, in corrispondenza delle cerniere, dislocazione di conci dall'arco, distacchi dalle spalle.

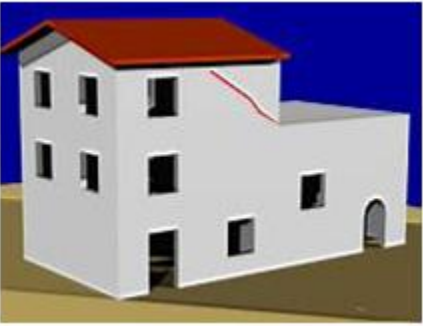



1.5 Correlazione tra i danni rilevati e i corrispondenti meccanismi




<p>V1 – Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari</p>	<p>V2 – Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai livelli superiori nei maschi murari</p>	<p>V3 – Lesioni ad andamento diagonale in corrispondenza dei cantonali</p>	<p>V4 – Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in sommità</p>
			
<p>Meccanismi associati: 1 – 6 - 12</p>	<p>Meccanismi associati: 2 -6</p>	<p>Meccanismi associati: 1 - 7</p>	<p>Meccanismi associati: 2 - 14</p>

<p>V5 – Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in basso</p>	<p>V6 – Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre</p>	<p>V7 – Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza dell'edificio</p>	<p>V8 – Lesioni ad andamento diagonale nel timpano</p>
			
<p>Meccanismi associati: 8</p>	<p>Meccanismi associati: 4 – 7 – 11 12 – 14 - 15</p>	<p>Meccanismi associati: 1</p>	<p>Meccanismi associati: 1 - 2</p>

<p>V9 – Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri</p>	<p>V10 – Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina</p>	<p>V11 – Deformazione permanente di catene e/o presidi di ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell’ancoraggio stesso</p>	<p>V12 – Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto</p>
			
<p>Meccanismi associati: 3 – 4 – 6 10</p>	<p>Meccanismi associati: 1 – 2 – 3 - 4</p>	<p>Meccanismi associati: 1 – 2 – 3 -4 6 - 10</p>	<p>Meccanismi associati: 13</p>

<p>V13 – Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano</p>	<p>V14 – Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti</p>	<p>V15 – Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede dei maschi murari</p>	<p>V16 – Schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione del materiale</p>
			
<p>Meccanismi associati: 4 – 11 – 12 14 - 14</p>	<p>Meccanismi associati: 3 – 4 - 7</p>	<p>Meccanismi associati: 1 - 2</p>	<p>Meccanismi associati: 1 – 12 - 16</p>

<p>V17 – Lesioni diagonali a partire da discontinuità tra due edifici adiacenti (ad es. per differenze di altezze tra i due impalcati)</p>	<p>V18 – Lesioni ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia tra due edifici adiacenti</p>	<p>V19 – Espulsione del materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o copertura) dovuta a m martellamento del solaio sulla parete</p>	<p>V20 – Deformazione nel piano della parete in direzione trasversale (spanciamento)</p>
			
<p>Meccanismi associati: 9 - 12</p>	<p>Meccanismi associati: 9 - 12</p>	<p>Meccanismi associati: 5 – 10 – 13- 15</p>	<p>Meccanismi associati: 5 - 6</p>

<p>V21 – Fuori piombo/ rotazione incipiente della parete</p>	<p>V22 – Lesioni diagonali per cedimenti delle fondazioni</p>	<p>V23 – Lesioni verticali per cedimenti delle fondazioni</p>
		
<p>Meccanismi associati: 3 – 4 - 16</p>	<p>Meccanismi associati: 8</p>	<p>Meccanismi associati: 8</p>

1.6 Il sisma del 20 e 29 maggio del 2012 in Emilia.

Le scosse che hanno interessato l'Emilia a partire dal 20 maggio 2012 hanno messo ancora una volta in evidenza, l'elevato rischio sismico al quale è soggetto il territorio italiano e le difficoltà di approntare efficaci strategie di mitigazione.

L'area interessata dall'evento presenta un complesso sistema di faglie che si diramano nella bassa pianura emiliana tra Mirandola e Ferrara, raccordandosi ad Est con la dorsale di Ferrara-Romagna. Il meccanismo focale è di tipo inverso, con massima compressione in direzione N-S. Gli epicentri delle scosse registrate nelle tre settimane di significativa attività sismica sono allineati in direzione E-W, su un'area di circa 40 km



Figura I.48 : Zona colpita dall'evento sismico, con localizzazione degli epicentri delle due scosse principali e delle stazioni accelerometriche della rete RAN (Rete Accelerometrica Nazionale)

Risulta di notevole interesse analizzare brevemente i danni prodotti dal sisma sulle varie tipologie di edifici, e osservarne così qualità o carenze costruttive, in quanto le stesse strutture in esame sono state colpite dal sisma emiliano

È interessante osservare che le costruzioni risultate più vulnerabili sono quelle relativamente recenti, strutture “ingegnerizzate” (ovvero frutto di un calcolo) per le quali non è stata considerata l'azione sismica (sia a livello di concezione strutturale, sia di dimensionamento), ovvero le strutture prefabbricate. Le costruzioni in muratura, in particolare quelle antiche, contengono implicitamente

soluzioni strutturali capaci di proteggerle dall'azione sismica (catene, contrafforti, ecc.); ovviamente la presenza di questi dettagli non è sistematica nelle zone a minore pericolosità.

In occasione del terremoto in Emilia le strutture più colpite sono state sicuramente i capannoni industriali ed il patrimonio monumentale antico (chiese, torri, rocche, ecc.) che hanno riportato danni gravi e diffusi e nel peggiore dei casi il collasso. Questo è stato causato anche dalle caratteristiche del moto sismico, caratterizzato da elevate domande di spostamento spettrale. Le caratteristiche del moto hanno inoltre determinato la presenza di alcuni meccanismi locali, quali il ribaltamento di elementi svettanti e cornicioni.

Si descrivono ora brevemente i danni subiti e i meccanismi (locali e globali) che si sono attivati negli edifici in muratura isolati e in quelli in aggregato, e la risposta fornita da tali edifici al sisma.

- Edifici isolati

L'uso sistematico di muratura in mattoni pieni (peculiarità delle costruzioni emiliane), si associa spesso alla mancanza di incatenamenti metallici di piano, in quanto sono presenti in quasi tutte le strutture degli efficaci ammorsamenti. In genere risultano assenti anche interventi di adeguamento sismico, come ad esempio l'inserimento di cordoli in c.a. o il rifacimento delle coperture originarie in legno tramite solai in latero – cemento. L'effettiva efficacia degli ammorsamenti tra le pareti, ha favorito l'attivazione di modalità di risposta globali, con danno prevalente per azioni nel piano; meccanismi locali per azioni fuori dal piano si sono attivati principalmente nelle fasce sommitali degli edifici. Inoltre l'assenza di cordoli di piano ha reso prevalente la condizione di “fasce di piano”, che ha portato all'attivazione di modalità di danno che presentano maggiore duttilità. La curva di capacità (risposta del sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà) di un edificio con meccanismo di danno uniforme nelle fasce, presenta infatti uno spostamento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita molto maggiore di quello che avrebbe lo stesso edificio in presenza di un meccanismo di piano debole con danneggiamento dei maschi murari. Inoltre le fasce sono elementi secondari rispetto ai maschi nella risposta dell'edificio ai carichi verticali; il meccanismo di piano debole comporta quindi un più elevato rischio di crollo e condizioni più problematiche per la riparabilità dell'edificio. Più in generale nelle fasce sono state osservate lesioni a taglio (lesioni diagonali) ai piano bassi e a flessione (lesioni pseudo - verticali negli spigoli della fascia) in quelli alti.



Figura I.49 : Danno per azioni nel piano concentrato nelle fasce murarie (Finale Emilia); (nella foto le lesioni sono evidenziate in rosso)



Figura I.50 : Danno per azioni nel piano concentrato nelle fasce murarie (Finale Emilia); (nella foto le lesioni sono evidenziate in rosso)

È diffusa la presenza di edifici con grandi aperture al piano terra (principalmente edifici adibiti ad esercizi commerciali) e benché tale caratteristica favorisca l'attivazione di meccanismi di piano debole, essa non sembra aver aumentato la vulnerabilità degli edifici (presumibilmente gli interventi di allargamento delle aperture a piano terra sono stati eseguiti attraverso l'inserimento di efficaci elementi di rinforzo). L'attivazione di meccanismi locali per azioni fuori dal piano è stata osservata con una certa ricorrenza, ma ha interessato principalmente la parte sommitale delle costruzioni. L'occorrenza di tale modalità di danno, è infatti riconducibile alla presenza di coperture lignee spingenti o non, non adeguatamente collegate alla facciata.



Figura I.51 : Meccanismi locali fuori dal piano in sommità alla facciata, a San Felice sul Panaro.

Diversamente dagli edifici ordinari di cui si è appena discusso e per i quali è stato riscontrato una buona risposta strutturale, i palazzi a carattere monumentale, spesso sedi di funzioni pubbliche, hanno evidenziato un numero maggiore di criticità. Le cause di vulnerabilità specifiche di questa tipologia sono: la presenza di interpiani elevati, a volte a doppia altezza; la presenza di grandi saloni, con muri di spina diradati; la presenza di porticati.

- Edifici in aggregato

Nei passati sismi, è stata evidenziata la vulnerabilità degli edifici in aggregato nei centri storici nei confronti di meccanismi locali per ribaltamento fuori dal piano. Tale caratteristica è dovuta principalmente all'accrescimento per fasi successive e alle trasformazioni (rifusioni, sopraelevazioni), interventi spesso realizzati senza ammorsare adeguatamente le unità architettoniche. Nel caso specifico del sisma in Emilia del 2012, gli edifici in aggregato hanno mostrato una limitata vulnerabilità rispetto alle azioni fuori dal piano delle facciate, principalmente a causa delle buone caratteristiche della muratura in mattoni pieni (che consente di realizzare degli efficaci ammorsamenti) e perché spesso gli edifici hanno muri indipendenti e non in comune. Sono stati riscontrati principalmente i due seguenti meccanismi: ribaltamento di porzioni svettanti in corrispondenza di irregolarità in elevazione e crollo di cornicioni o di porzioni sommitali della facciata (principalmente causati dalla copertura spingente o collegata male alle pareti).



Figura I.52 : Ribaltamento di porzioni sommitali per irregolarità in elevazione negli edifici in aggregato (Mirandola).



Figura I.53 : Danni da interazione e martellamento in edifici in aggregato (Mirandola).

Per quanto riguarda la risposta nel piano delle pareti, a differenza degli edifici isolati, i danni sono concentrati principalmente nei maschi. Questo comportamento è coerente con la configurazione degli edifici in aggregati a schiera, nei quali si instaura una mutua interazione tra le celle adiacenti le pareti, che si traduce spesso in elemento di forza più che di vulnerabilità. I danni si concentrano principalmente nei maschi murari, in quanto la presenza di sfalsamenti degli orizzontamenti e delle aperture tra celle adiacenti rende difficile l'instaurarsi di meccanismi di danno uniformi. Risultano frequenti danni ai maschi murari superiori, specialmente in presenza di irregolarità in elevazione mentre difficilmente si osservano lesioni a taglio a piano terra. Infine sono state riscontrati numerosi casi di lesioni di distacco tra unità adiacenti, ovvero danni da interazione e martellamento.



Figura I.54 : Lesioni a taglio nei maschi degli edifici in aggregato a schiera (Mirandola); la cella ha un maschio lesionato a taglio al primo piano a causa di un contrasto non simmetrico con le celle adiacenti.

BIBLIOGRAFIA

- Calderoni B. (2012) – Appunti del corso per la Protezione Civile su “La gestione tecnica dell'emergenza sismica – rilievo del danno e valutazione dell'agibilità post sismica”
- Cattari S., Degli Abbatì S., Ferretti D., Lagomarsino S., Ottonelli D., Tralli A. – Le risposte delle costruzioni in muratura a seguito delle scosse del 20 e 29 maggio 2012 in Emilia, INGEGNERIA SISMICA anno XXIX – N. 2-3 – aprile/settembre 2012
- Doglioni F., Moretti A., Petrini V. (1994)- Le chiese e il terremoto – LINT editore
- Doglioni F. (2000) - Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997 - Bollettino Ufficiale della Regione Marche
- Ghersi A., Lenzi P. con la partecipazione di Calderoni B. (2010) – Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica – Dario Flaccovio Editore
- Giuffrè A. (1993) - Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia – Laterza Editore
- Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A. (2009) - ReLUIS “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici”, allegato alle Linee Guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, partizioni e tamponature.
- Pagano M. (1990) – Costruire in muratura – Liguori Editore
- Papa F., Zuccaro G. (2009) – Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)
- Zamperini E. (2011) – Appunti del corso di “Restauro Architettonico”, lezione su “Il comportamento sismico degli edifici in muratura – Aspetti tecnici e metodologici dell'individuazione della vulnerabilità agli interventi di miglioramento” – Università degli studi IUAV di Venezia

BIBLIOGRAFIA COMPLETA

- Albanesi T e Nuti C. (2007) – Dispensa su “Analisi statica non lineare (push-over) – Università degli studi di Roma Tre – Dipartimento di Strutture
- Antonucci R. (2005) – Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria – Maggioli editore
- Beolchini G.C., Milano L., Antonacci E. (2005) – Definizione di modelli per l’analisi strutturale di edifici in muratura Volume II parte prima – Università degli studi di l’Aquila
- Calderoni B. (2012) – Appunti del corso per la Protezione Civile su “La gestione tecnica dell’emergenza sismica – rilievo del danno e valutazione dell’agibilità post sismica”
- Camorani G. (2010) – Un contributo alla progettazione di interventi di rinforzo di strutture in muratura: indagini sperimentali e modelli teorici – Tesi di Dottorato, Università degli studi di Salerno, dipartimento di Ingegneria Civile
- Cattari S., Degli Abbatì S., Ferretti D., Lagomarsino S., Ottonelli D., Tralli A. – Le risposte delle costruzioni in muratura a seguito delle scosse del 20 e 29 maggio 2012 in Emilia, INGEGNERIA SISMICA anno XXIX – N. 2-3 – aprile/settembre 2012
- Doglioni F., Moretti A., Petrini V. (1994) - Le chiese e il terremoto - LINT editore
- Doglioni F. (2000) - Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997 - Bollettino Ufficiale della Regione Marche
- Ghersi A., Lenzi P. con la partecipazione di Calderoni B. (2010) – Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica – Dario Flaccovio Editore
- Giuffrè A. (1993) - Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia – Laterza Editore
- Laudiero F. (2011) – Appunti del corso di “Riabilitazione strutturale” – Università degli studi di Ferrara
- Lovisetto R. (2010) - Valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio monumentale in muratura. Il caso del Palazzo Comunale di Forlì – Tesi di laurea, Università degli studi di Ferrara
- Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A. (2009) - ReLUIS “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici”, allegato alle Linee Guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, partizioni e tamponature.
- Pagano M. (1990) – Costruire in muratura – Liguori Editore
- Papa F., Zuccaro G. (2009) – Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell’emergenza post-sismica (AeDES)
- Zamperini E. (2011) – Appunti del corso di “Restauro Architettonico”, lezione su “Il comportamento sismico degli edifici in muratura – Aspetti tecnici e metodologici dell’individuazione della vulnerabilità agli interventi di miglioramento” – Università degli studi IUAV di Venezia

Normative e documenti tecnici

- Circolare 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al DM 14/01/2008
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9/02/2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008
- IQM (indice di qualità muraria): definizione e linee guida per la compilazione della scheda (A: Borri, A. De Maria) – 2001
- Linee guida per il rilievo l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato – Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS – BOZZA ottobre 2010 versione 3
- Nuove norme tecniche per la costruzioni – DM Infrastrutture 14/01/2008
- Protocollo interno n.6 del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna - L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009
- 3Muri, manuale d'uso versione 5.0.315 – S.T.A. Data Torino, 2011.