

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

D.I.C.A.M

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE curriculum STRUTTURE

TESI DI LAUREA

in

TECNICA DELLE COSTRUZIONI M

MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN AGGREGATO DANNEGGIATI DAL SISMA

CANDIDATO
Marco Tarli

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Claudio Mazzotti

CORRELATORE
Ing. Paolo Ricciotti

Anno Accademico 2019/2020

Sessione III

Sommario

INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA	3
Inquadramento unità strutturale 1	4
Inquadramento unità strutturale 2	6
Inquadramento unità strutturale 3	7
Inquadramento unità strutturale 4	8
RILIEVO GEOMETRICO	11
RILIEVO MATERICO	19
Indagini di laboratorio	19
Indagini endoscopiche sulla muratura	24
Individuazione delle tipologie murarie e dei solai nelle piante	36
Analisi dei carichi solai	40
ANALISI LESIONI QUADRO FESSURATIVO	44
Analisi lesioni piano 2° sottostrada	51
Analisi lesioni piano 1° sottostrada	53
Analisi lesioni piano terra	62
Analisi lesioni piano primo	78
LIVELLI OPERATIVI	104
Valutazione del livello operativo dell'unità strutturale 1	106
Dimostrazione grafica della condizione di danno	109
LIVELLO DI CONOSCENZA E DEFINIZIONE PROPRIETA' DEI MATERIALI	123
MODELLAZIONE DELL'AGGREGATO	127
Modello a telaio equivalente	127
Modellazione con software 3MURI	130
ANALISI SISMICA DELL'AGGREGATO	139
Inserimento parametri sismici	139
Analisi PUSHOVER	140
Analisi risultati della PUSHOVER	145
Visualizzazione stato di danneggiamento del modello 3D	148
Confronto tra danneggiamento del modello e danneggiamento reale	151
MECCANISMI LOCALI	155
Verifica dei meccanismi locali	156
Panoramica meccanismi locali più frequenti	159
- Ribaltamento semplice di parete	159

- Ribaltamento del cantonale	160
- Flessione verticale	161
Meccanismi Locali Aggregato oggetto di studio	162
- Meccanismi locali sulla parete 4	162
- Meccanismi locali sulla parete 9	166
- Meccanismi locali sulla parete 18	169
- Meccanismi locali sulla parete 27	176
- Analisi dei risultati ottenuti dal software 3MURI	180
INTERVENTI SUL FABBRICATO ESISTENTE	183
Panoramica degli interventi di miglioramento sismico	185
- Cuci-Scuci	185
- Intonaco armato	187
- Demolizione e ricostruzione dei solai di interpiano e di copertura esistenti:.....	190
- Tiranti e catene orizzontali	191
- Cordoli di coronamento	194
TAVOLE DEGLI INTERVENTI.....	197
MODELLAZIONE STATO RIFORMATO	201
Analisi pushover stato riformato	205
Confronto tra analisi pushover dello stato di fatto e riformato	206
Confronto analisi pushover su parete 18.....	206
Confronto danneggiamento modello 3D.....	210
ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DELLO STATO RIFORMATO	213
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 4	216
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 5	220
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 9	222
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 18	224
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 22	226
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 23	228
Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 26	230
Meccanismo di ribaltamento semplice - Parete 27	232
CONCLUSIONI	234

Questa tesi si sviluppa nell'ambito dell'analisi sismica volta al risanamento di più edifici in aggregato in muratura portante, lesionati a seguito degli eventi sismici verificatisi nel centro Italia a far data dal 24 Agosto 2016 e successivi.

La prima parte del lavoro svolto, consiste nell'inquadramento dell'aggregato all'interno del tessuto urbano in cui è collocato, in modo da comprendere gli aspetti fondamentali che portano a criticità in aggregati di questo tipo. Successivamente si è reso necessario fornire una rappresentazione del rilievo geometrico, precedentemente effettuato con la tecnologia laser scanner, per comprendere la distribuzione interna dell'aggregato e osservare la continuità strutturale dei maschi murari portanti. A seguito del rilievo geometrico, per caratterizzare l'aggregato, è stato realizzato il rilievo materico dello stesso con individuazione in pianta delle differenti tipologie di muratura e di orizzontamenti presenti nell'aggregato. Questa parte è di particolare importanza perché fornisce una prima chiave di lettura di quali possono essere le criticità dell'aggregato, ed è supportata dai risultati delle indagini di laboratorio che sono state eseguite per arrivare ad avere un dato livello di conoscenza dell'aggregato.

Una volta caratterizzato l'aggregato, si è eseguita l'analisi del quadro fessurativo della struttura, di modo da individuare se sono in atto meccanismi di collasso locale del fabbricato stesso, per valutare lo stato di danneggiamento dell'aggregato ai vari livelli e comprendere quale parte abbia subito danni maggiori.

Successivamente si è passati alla realizzazione del modello globale della struttura, per valutare come l'aggregato ha risposto al sisma nella sua interezza, cercando poi di trovare riscontro tra questo danneggiamento e quello che realmente è presente nell'aggregato. Tenendo conto del fatto che nella modellazione di edifici in muratura, il software di calcolo considera le pareti ben ammassate tra di loro, i risultati dell'analisi globale tenderanno a sovrastimare il comportamento dell'aggregato, per questo risulta di particolare importanza l'analisi dei meccanismi locali.

Dopo aver analizzato i meccanismi locali che si attivano nell'aggregato, verrà presentata una panoramica degli interventi necessari al fine di

ottenere il miglioramento sismico dell'aggregato, sarà valutato il loro inserimento all'interno del modello e saranno svolti dei confronti tra lo stato di fatto e lo stato riformato. Come detto in precedenza però, maggiore importanza sarà data all'analisi dei meccanismi locali nello stato riformato, con la valutazione degli stessi dopo l'inserimento di presidi volti ad evitarne l'applicazione, confrontando questi risultati con quelli dello stato di fatto.

INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

La struttura presa in esame è situata all'interno del comune di Ascoli Piceno, nella frazione di Venagrande all'interno del tessuto storico della piccola contrada, viene indicata al catasto urbano con riferimento alla particella 97 foglio 31.

L'edificio del quale si tratterà successivamente, è un aggregato composto da 4 differenti unità strutturali appartenenti a 4 differenti proprietari.

L'edificio è caratterizzato da tre piani fuori terra, con sviluppo in direzione Sud-Ovest su di una superficie non pianeggiante.



FIGURA 1 - INQUADRAMENTO AGGREGATO CON UNITÀ STRUTTURALI

Andando a svolgere un'analisi qualitativa, si evince che la struttura portante dell'edificio è realizzata in muratura di pietra tufacea locale, con tessitura disordinata e disomogenea, della stessa tipologia utilizzata per la maggior parte delle strutture realizzate all'interno di questa frazione.

La presenza dell'edificio all'interno del tessuto urbano del borgo, porta ad avere un'interazione tra lo stesso e quelli ad esso adiacenti, come dimostrano parti della struttura principale collegate a edifici posti ai lati dell'aggregato.

Avvalendosi della documentazione fotografica realizzata durante le fasi di rilievo dell'aggregato, si possono andare a cogliere aspetti caratterizzanti le differenti unità strutturali in merito alla composizione della tessitura muraria.

Inquadramento unità strutturale 1

Analizzando l'unità strutturale 1, dalla presente foto, si nota come questa sia caratterizzata prevalentemente da muratura portante in pietra tufacea locale, di dimensioni e forme irregolari. La presenza di mattoni pieni è riconducibile ad una "chiusura" di aperture, avvenuta in tempi successivi a quelli della costruzione della struttura principale. Si nota anche la presenza di un oggetto sulla parte sinistra della parete in questione, realizzato recentemente in blocchi di calcestruzzo.

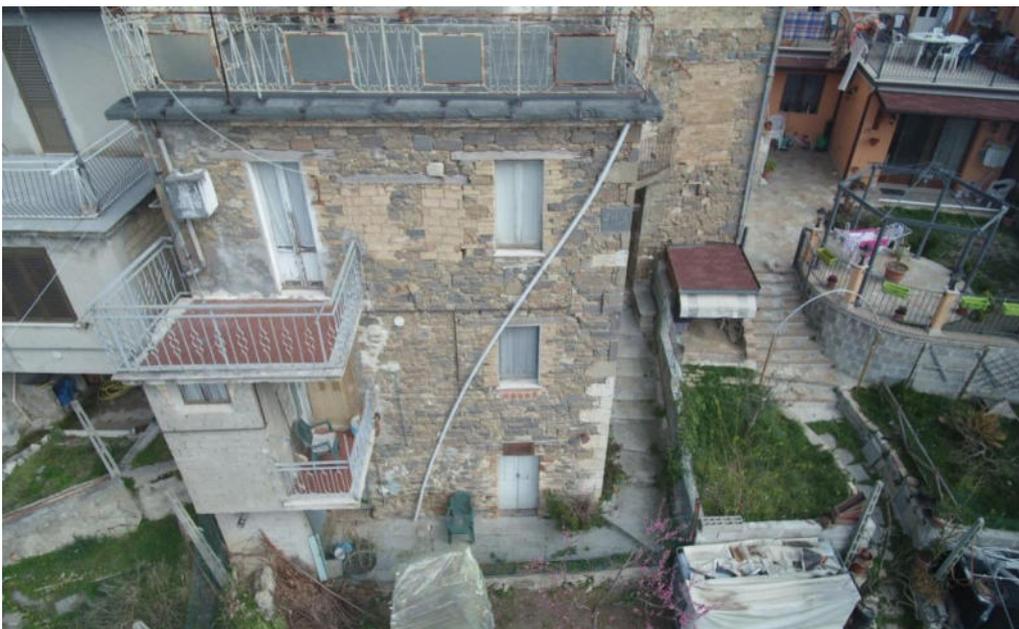


FIGURA 2 - UNITÀ STRUTTURALE 1

Soffermandosi sul dettaglio della parete, si nota come vi sia mancanza assoluta di omogeneità tra i blocchi tufacei utilizzati per la realizzazione dei paramenti murari. Non è possibile andare ad individuare una linearità nel posizionamento di questi elementi all'interno della tessitura del pannello, notando come siano presenti anche delle fessure tra i vari conci non riempite quindi da malte. Nelle zone dove vi è effettiva presenza di malta, questa risulta essere di qualità pessima, vanificando quasi completamente il contributo stabilizzante della stessa.

Sono ben evidenziate le variazioni prospettiche rispetto ad una prima costruzione del fabbricato, notando come l'apertura sia stata chiusa con blocchi di mattoni pieni.



FIGURA 3 - DETTAGLIO MURATURA UNITÀ STRUTTURALE 1

Inquadramento unità strutturale 2

L'analisi dell'unità strutturale 2 porta a conclusioni che sono sulla falsa riga della prima unità trattata. Dal prospetto sotto riportato si evince come questa porzione di edificio abbia subito un forte processo costruttivo successivo a quello originario, dovuto principalmente anche in questo caso alla chiusura di aperture preesistenti nella muratura. Si nota come l'ultimo piano sia quasi per intero realizzato in mattoni pieni, non solo il paramento esterno del muro a sacco, probabilmente a causa di un rifacimento successivo ad un crollo del paramento stesso. Da questo prospetto si può individuare la tipologia di copertura, realizzata in legno con manto in coppi, e l'orditura della stessa indica che non si tratta di un sistema spingente.



FIGURA 4 - INQUADRAMENTO UNITÀ STRUTTURALE 2

Inquadramento unità strutturale 3

Per quanto riguarda la terza unità strutturale, questa va ad occupare la parte centrale dell'aggregato, e non è possibile apprezzarne le caratteristiche murarie attraverso inquadramenti fotografici come le precedenti unità. Come le altre, questa è realizzata con struttura portante in pietra tufacea locale, con inserimento di paramenti in mattoni pieni come evidenziato nella successiva immagine. Nella presente, si evince come anche per questa unità la copertura è stata realizzata con una struttura lignea non spingente.



FIGURA 5 - INQUADRAMENTO UNITÀ STRUTTURALE 3

Inquadramento unità strutturale 4

La quarta unità strutturale si sviluppa sul lato Nord-Est dell'aggregato, affacciandosi sulla strada principale, dove la struttura portante in muratura è "nascosta" dall'intonacatura, tuttavia grazie alla presenza del sottopasso, si riesce a comprendere la tipologia costruttiva della struttura in esame.

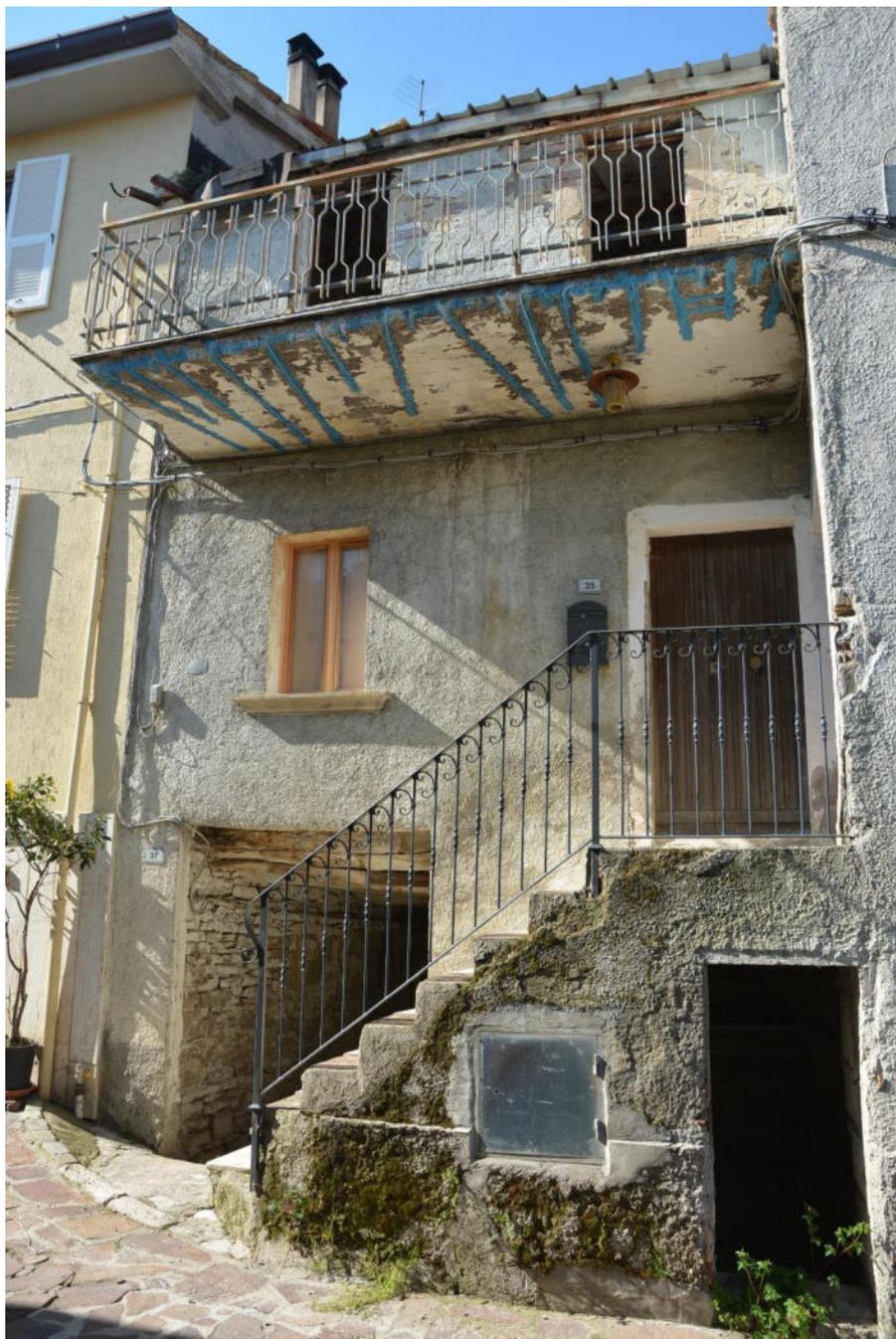


FIGURA 6 - PROSPETTO UNITÀ STRUTTURALE 4

Nel livello relativo al sottopasso di cui sopra, sono presenti locali adibiti a rimesse, mentre per accedere alle altre unità strutturali dell'aggregato è presente una scala in ca. Percorrendo il "passetto" in questione è possibile apprezzare la tipologia del solaio soprastante, piano di calpestio per l'unità del piano terra, e la tipologia muraria dell'intero aggregato.



FIGURA 7 - PASSETTO UNITÀ STRUTTURALE 4



FIGURA 8 - PASSETTO UNITÀ STRUTTURALE 4

Analizzando l'unità strutturale 4 dal lato Nord-Ovest si nota la presenza di una struttura che connette l'aggregato agli edifici adiacenti, realizzata successivamente alla costruzione dell'aggregato oggetto di studio. Anche da questo prospetto non si riesce ad individuare la tipologia muraria dell'aggregato, nascosta dall'intonacatura.

Nella seconda immagine si va a notare quanto analizzato per le altre parti dell'aggregato, ovvero la presenza di muratura portante in pietra tufacea con interposizione di blocchi in mattoni pieni dove si è intervenuto successivamente alla prima costruzione.



FIGURA 9 - CONNESSIONE U.S. 4 CON EDIFICI ADIACENTI



FIGURA 10 - DETTAGLIO MURATURA U.S. 4

RILIEVO GEOMETRICO

All'interno del presente capitolo, verranno presentate le planimetrie dell'aggregato, ottenute tramite la restituzione grafica del rilievo effettuato in sito. Attraverso le tavole seguenti, è possibile apprezzare la disposizione interna dell'aggregato, con l'individuazione delle differenti unità strutturali componenti lo stesso e la continuità strutturale tra i vari livelli delle murature portanti. Si riporta di seguito innanzitutto la legenda relativa all'individuazione in pianta delle differenti unità strutturali:

- Unità strutturale 1 ■
- Unità strutturale 2 ■
- Unità strutturale 3 ■
- Unità strutturale 4 ■

PIANO SECONDO SOTTO STRADA

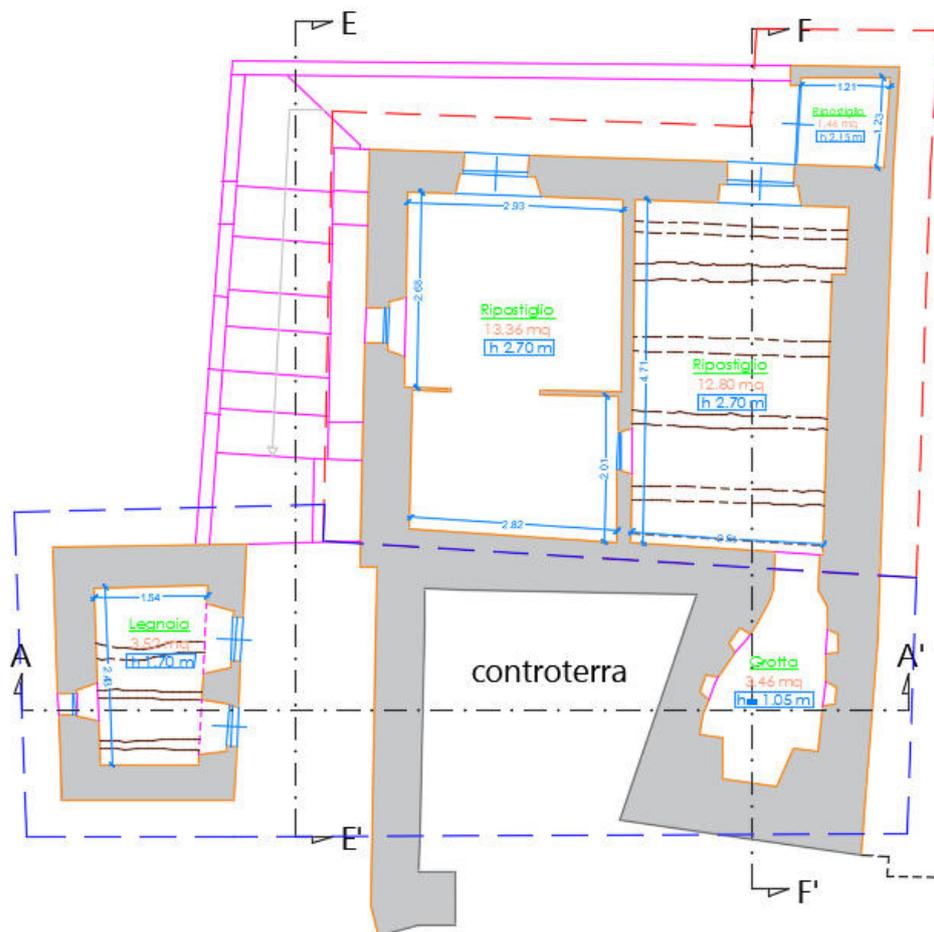


FIGURA 11 - RILIEVO GEOMETRICO PIANTA PIANO SECONDO SOTTO STRADA

PIANO PRIMO SOTTO STRADA



FIGURA 12 - RILIEVO GEOMETRICO PIANTA PIANO PRIMO SOTTO STRADA

PIANO TERRA



FIGURA 13 - RILIEVO GEOMETRICO PIANTA PIANO TERRA

PIANO PRIMO



FIGURA 14 - RILIEVO GEOMETRICO PIANTA PIANO PRIMO



FIGURA 15 - RILIEVO GEOMETRICO PIANTA COPERTURA

PROSPETTO SUD-OVEST



PROSPETTO SUD-EST



FIGURA 16 - PROSPETTI AGGREGATO

PROSPETTO NORD-OVEST

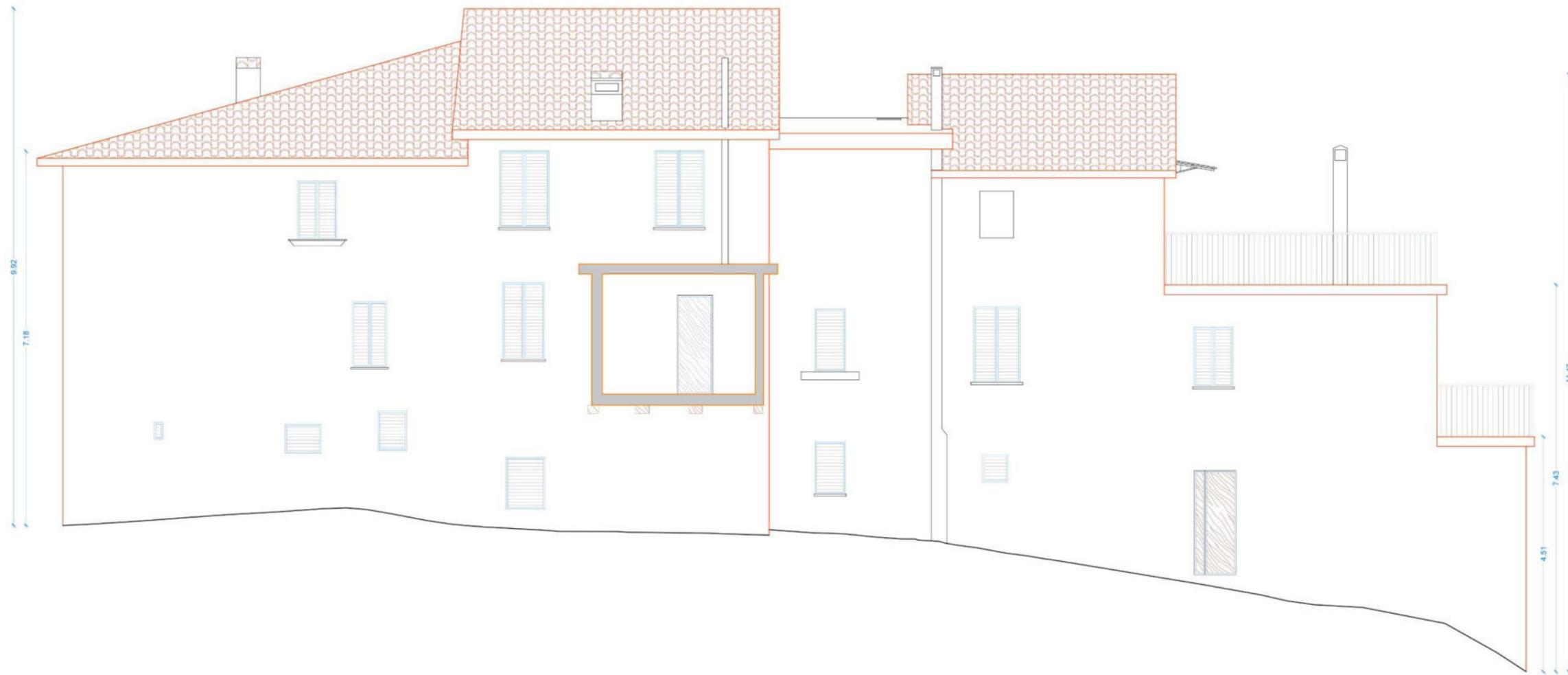


FIGURA 17 - PROSPETTO NORD-OVEST AGGREGATO

PROSPETTO NORD-EST



FIGURA 18 - PROSPETTO NORD-EST AGGREGATO

Dalle tavole sopra riportate si riesce a comprendere lo sviluppo da Nord-Est a Sud-Ovest dell'aggregato oggetto di studio e la presenza di parti di edificio in comune con le strutture adiacenti. Inoltre, dalle planimetrie si può notare come alcuni spazi si ripetano in egual modo dai livelli inferiori fino all'ultimo, richiamando quindi una regolarità dell'aggregato, tipica delle strutture realizzate in muratura portante. In alcune parti dell'aggregato, analizzando le piante, è possibile individuare aperture che sono state chiuse attraverso paramenti realizzati in mattoni pieni o forati, osservando la variazione di spessore rispetto al paramento murario originario in pietra tufacea.

Nei capitoli successivi si andrà ad analizzare lo stato di fatto dell'aggregato, entrando nello specifico delle tipologie murarie, degli orizzontamenti, per comprendere da cosa è composto l'aggregato; successivamente si andranno ad analizzare i danneggiamenti subiti a seguito degli eventi sismici, tramite l'analisi del quadro fessurativo.

RILIEVO MATERICO

Indagini di laboratorio

Successivamente alla presentazione dello stato di fatto dell'aggregato oggetto di studio, andremo ad analizzare le componenti dell'aggregato ovvero murature o orizzontamenti. La conoscenza di questi elementi è stata possibile sia attraverso l'analisi visiva, per dare una prima classificazione qualitativa delle murature e dei solai, sia attraverso delle prove in situ, le quali hanno portato ad una caratterizzazione dettagliata delle tipologie murarie e dei diversi orizzontamenti dell'aggregato.

Le indagini sopracitate sono state di 2 diverse tipologie:

Indagini non distruttive:

- Indagini visive delle connessioni murarie: si tratta di esami visivi delle superfici murarie, condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di 1m x 1m. Sono da eseguirsi, preferibilmente, in corrispondenza delle connessioni tra strutture murarie principali, al fine di verificare tecnologie costruttive, tessiture e tipologie di materiali, dettagli costruttivi, informazioni qualitative sullo stato di conservazione dei materiali e sulla presenza di difetti costruttivi. Sono fondamentali se si vuole limitare al massimo gli interventi distruttivi o semi-distruttivi o raggiungere i livelli di conoscenza minimi richiesti.
- Indagini tipologiche degli orizzontamenti: sono esami visivi condotti, ove necessario, dopo la rimozione della zona di rivestimento necessaria ad individuare orditura passo e luce degli elementi principali.

Indagini semi-distruttive:

- Esami endoscopici delle murature: le indagini endoscopiche consentono l'ispezione visiva diretta di cavità, o parti altrimenti inaccessibili della muratura, all'interno dello spesso murario. Mediante l'inserimento di una sonda endoscopica si può studiare la superficie del foro per cercare di ricostruire la sezione muraria, la tipologia di materiali presenti e la presenza di cavità.

Si riportano ora le zone dove sono state effettuate le indagini sopracitate, e successivamente i risultati ottenuti dalle stesse, con individuazione delle differenti tipologie di murature e solai indicati nelle piante dell'aggregato.



FIGURA 19 - INDIVIDUAZIONE SAGGI IN PIANTA

L'esame visivo delle murature è stato volto alla conoscenza non solo della tessitura muraria, ma del grado di connessione tra differenti pannelli murari dell'aggregato, noto come "ammorsamento".

Questa valutazione è stata effettuata in due differenti zone poste al piano primo dell'aggregato, che è risultato essere il maggiormente danneggiato dagli eventi sismici, e sono individuate attraverso le sigle C01 e C02.

La prima indagine è quella individuata con l'identificativo **C01**, valutata in corrispondenza della connessione tra due pannelli murari ortogonali, che ha prodotto i seguenti risultati:

- Pannelli murari realizzati con conci irregolari di arenaria delle dimensioni tra i 15 e 25 cm. La disposizione dei conci è risultata casuale, con assenza di listature.
- Leganti realizzati con malta di calce e sabbia, con aggiunta di terriccio, dalla consistenza friabile.
- Assenza di sfalzamento dei giunti tra gli elementi, con giunti di dimensioni > 13 mm riempiti talvolta con zeppe e scaglie di pietra.
- La muratura presenta uno stato di conservazione pessimo, essendo degradata.
- È eloquente la totale assenza di ammorsamento tra i due pannelli murari, che potrebbe essere causa di un futuro collasso di quella porzione di struttura.

MATERIALI COSTITUENTI		LEGANTI UTILIZZATI		TESSITURE MURARIE	
	LATO A	LATO B		LATO A	LATO B
1.0 COMPOSIZIONE			5.0 COMPOSIZIONE		
1.1 ARENARIA	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	5.1 CALCE E SABBIA	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
1.2 LATERIZIO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5.2 CEMENTO E SABBIA	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.3 CALCESTRUZZO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5.3 POZZOLANA	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.4 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5.4 ALTRO: TERRICCIO	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
1.5 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5.5 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.0 PERCENTUALE FORATURA			6.0 CONSISTENZA		
2.1 FORATO (> 55%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6.1 INCOERENTE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.2 SEMPIENO (>15% < 55%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6.2 FRIABILE	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2.3 PIENO (< 15%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6.3 TENACE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.0 LAVORAZIONE			7.0 SFALZAMENTO GIUNTI		
3.1 CONCIO IRREGOLARE	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	7.1 ASSENTE	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.2 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7.2 PARZIALE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.3 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7.3 RISPETTATO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4.0 DIMENSIONE ELEMENTI			8.0 DIMENSIONE GIUNTI		
4.1 PICCOLE (< 15 cm)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8.1 < 13 mm	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4.2 MEDIE (> 15 cm < 25 cm)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	8.2 > 13 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
4.3 GRANDI (> 25 cm)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8.3 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			9.0 DISPOSIZIONE		
			9.1 CASUALE	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
			9.2 IRREGOLARE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			9.3 REGOLARE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			9.4 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			9.5 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			10.0 RICORSI / LISTATURE		
			10.1 ASSENTI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
			10.2 A TRATTI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			10.3 CONTINUE	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			11.0 ZEPPE E SCAGLIE		
			11.1 PIETRA	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
			11.2 MATTONE DI LATERIZIO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			11.3 ALTRO: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			12.0 STATO/CONSISTENZA		
			12.1 BUONO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
			12.2 DEGRADATO	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
			12.3 FESSURATO	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

FIGURA 20 - RIEPILOGO ESAME VISIVO MURATURA

UBICAZIONE PLANIMETRICA

PIANO PRIMO

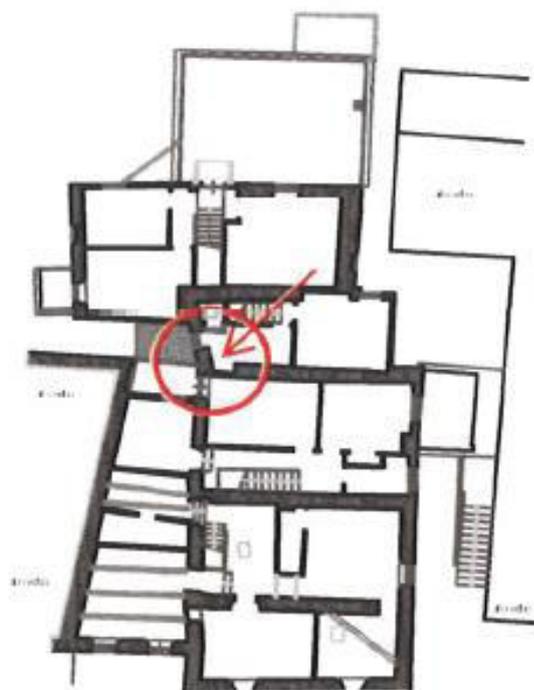


FIGURA 21 - UBICAZIONE PLANIMETRICA DEL SAGGIO C01

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



FIGURA 22 - INCROCIO MURARIO NON AMMORSATO

La prova **C02** è stata effettuata sempre al piano primo, riportando come ci si aspettava gli stessi risultati in termini di composizione e tipologia muraria, nonché nella qualità delle malte. La differenza tra le 2 prove sta nel fatto che in questa è stata riscontrata la presenza di ammorsamento tra i due apparecchi murari ortogonali analizzati, come evidenziato dall'immagine sotto riportata estratta dai risultati delle indagini.



FIGURA 23 - UBICAZIONE PLANIMETRICA DEL SAGGIO C02

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



FIGURA 24 - INCROCIO MURARIO AMMORSATO

Indagini endoscopiche sulla muratura

Successivamente sono state effettuate le indagini endoscopiche sulla muratura per poter ottenere conoscenza della stratigrafia delle stesse, riportando una sezione schematizzata degli apparecchi murari sui quali sono stati effettuati tali sondaggi.

I risultati di tali prove portano ad avere una conoscenza globale sulla tipologia e qualità delle murature dell'aggregato, di modo da poter definire l'apparecchiatura muraria anche nelle zone dove la prova non è stata definita. Si riportano di seguito le stratigrafie dei vari sondaggi, al fine di avere una più chiara concezione della tipologia del pannello murario.

- Indagine E1 – 2° piano sotto strada: muratura continua in pietrame disordinato, composta da 3 strati di conci lapidei di natura arenarica, a cui sono interposti 2 strati di giunti di malta di calce e sabbia. Lo spessore totale della muratura è di 56cm.

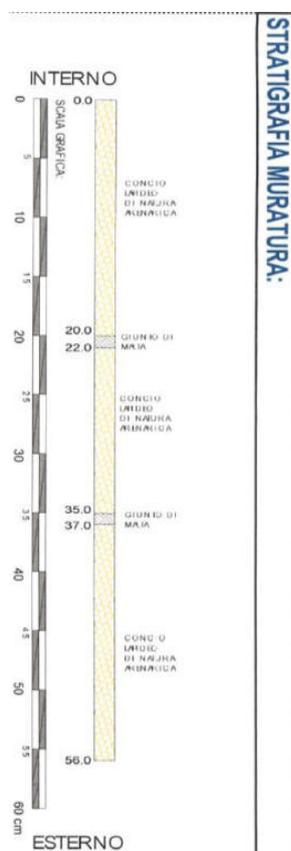


FIGURA 25 - STRATIGRAFIA E1

- Indagine E2 – 1° piano sotto strada: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 45cm.

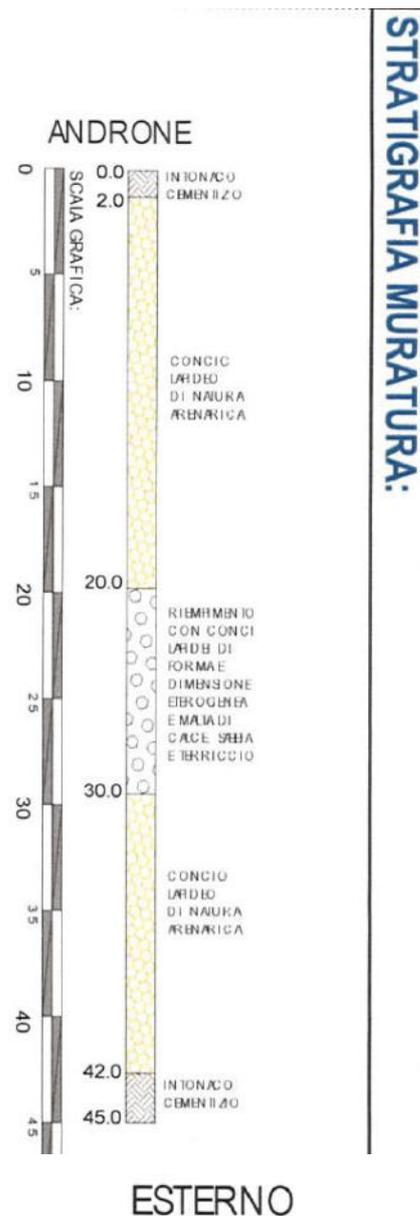


FIGURA 26 - STRATIGRAFIA E2

- Indagine E3 – 1° piano sotto strada: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 41 cm.

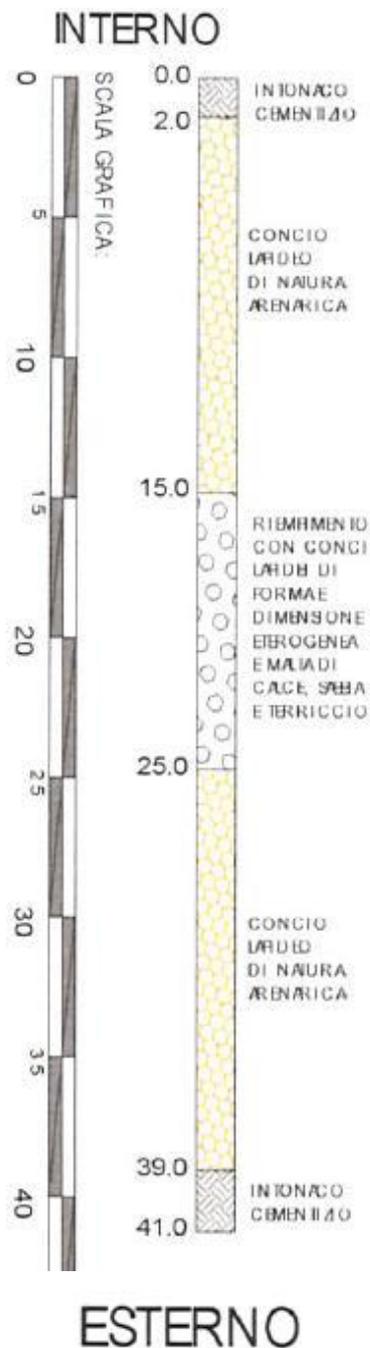


FIGURA 27 - STRATIGRAFIA E3

- Indagine E4 – 1° piano sotto strada: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. Circa 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 57cm.

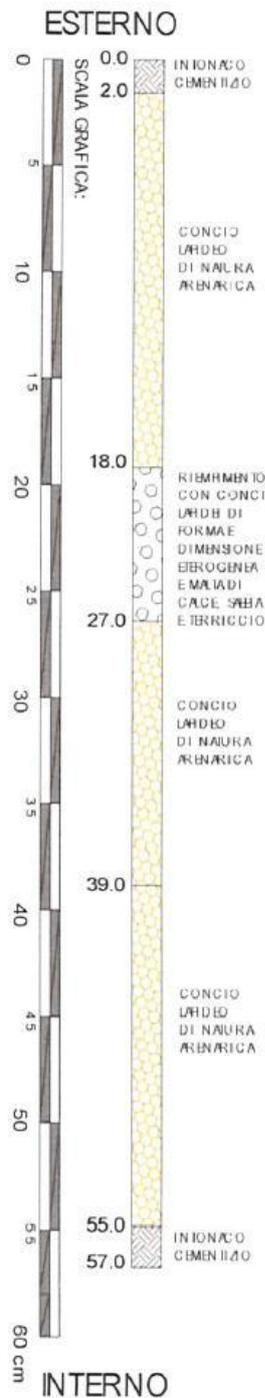


FIGURA 28 - STRATIGRAFIA E4

- Indagine E5 –piano terra: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 20 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 52 cm.

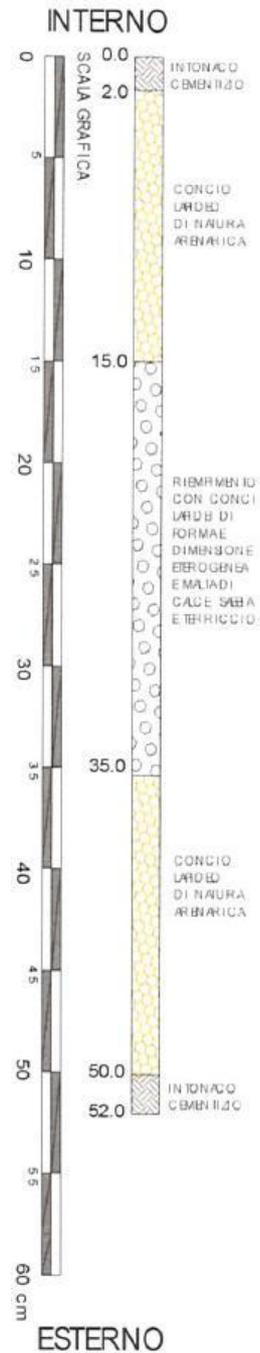


FIGURA 29 - STRATIGRAFIA E5

- Indagine E6 –piano terra: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. circa 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 47 cm.

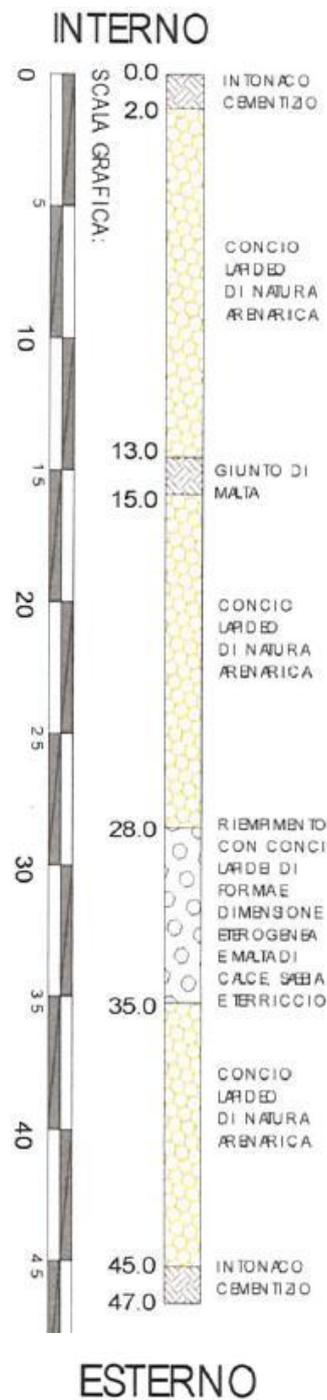


FIGURA 30 - STRATIGRAFIA E6

- Indagine E7 –piano terra: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 60 cm.

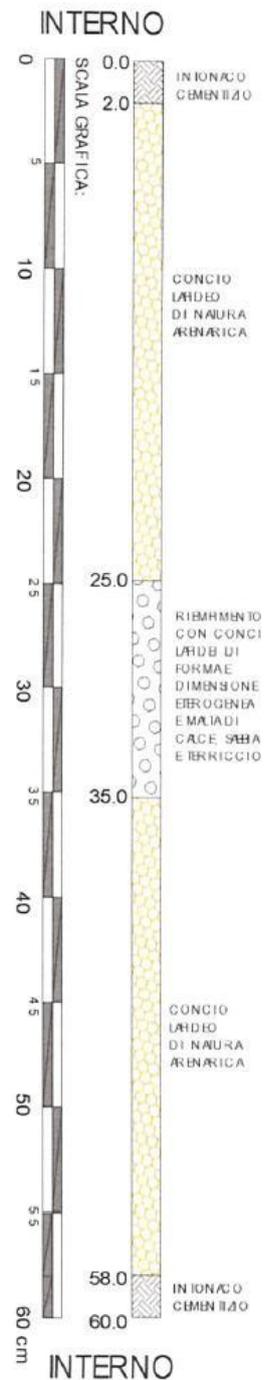


FIGURA 31 - STRATIGRAFIA E7

- Indagine E8 –piano primo: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 25 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 60 cm.

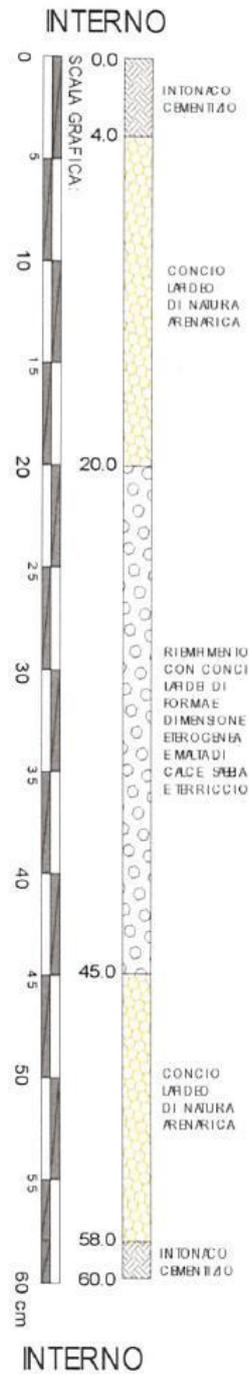


FIGURA 32 - STRATIGRAFIA E8

- Indagine E9 –piano primo: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 65 cm.

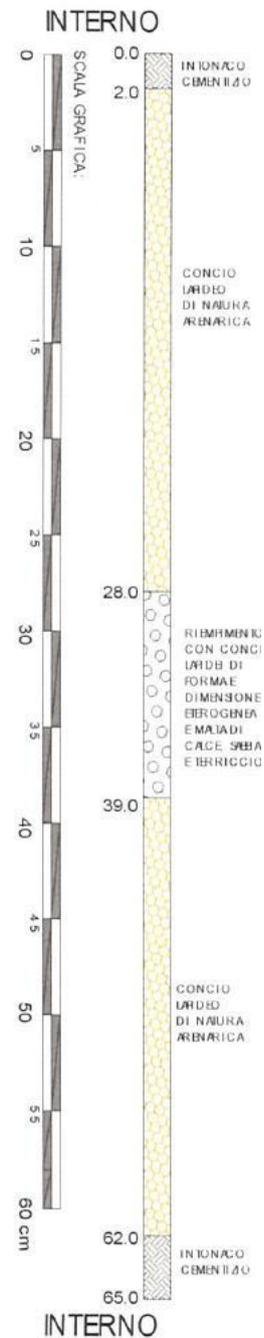


FIGURA 33 - STRATIGRAFIA E9

- Indagine E10 –piano primo: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 10 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 65 cm.

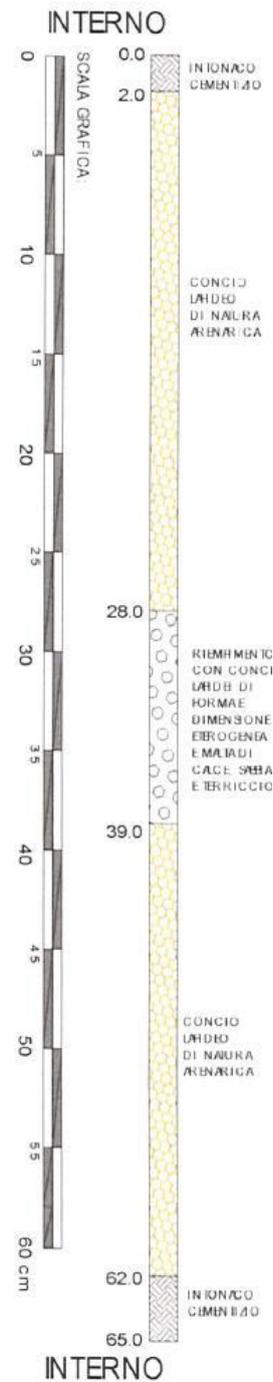


FIGURA 34 - STRATIGRAFIA E10

- Indagine E11 –piano primo: muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato realizzati con conci lapidei di natura arenarica. Viene evidenziata la presenza di un “sacco” interno (sp. 25 cm) tra i due paramenti realizzato con conci lapidei di forma e dimensione eterogenea e malta di calce e sabbia e terriccio. Esternamente è presente uno strato di intonaco cementizio e la muratura ha uno spessore totale di 60 cm.

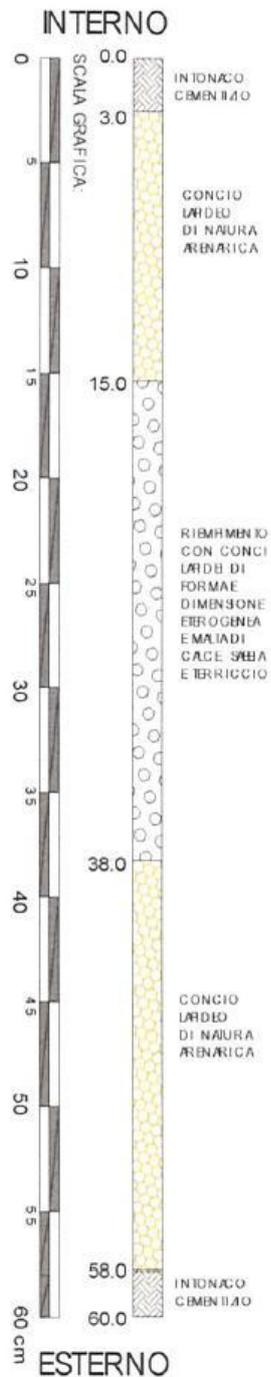


FIGURA 35 - STRATIGRAFIA E11

A seguito di quanto sopra riportato si può concludere che la tipologia di apparecchiatura muraria diffusa su tutti i livelli del fabbricato, è riconducibile a quella dell'indagine E2. La suddetta è costituita da muratura con "nucleo interno" e paramenti assemblati in maniera "disordinata" da conci lapidei di natura arenarica di forma e dimensione eterogenea.

In essa le pietre, appena o per nulla lavorate, sono giustapposte sommariamente ed i larghi interstizi risultanti sono saturati con abbondante impiego di malta, realizzata con miscela di calce e sabbia, resa meno fluida all'atto della posa mediante l'inglobamento di terriccio e zeppe e scaglie di pietra stessa.

Come espresso nei paragrafi precedenti, ci sono zone dell'aggregato nelle quali sono presenti paramenti murari realizzati in mattoni pieni a seguito di crolli di pannelli murari o chiusura di aperture preesistenti.

Successivamente sono state effettuate le indagini volte alla conoscenza delle tipologie di orizzontamenti presenti all'interno dell'aggregato, le quali hanno evidenziato differenti tipologie di solai anche all'interno delle singole unità strutturali, distinte tra solai in latero cemento e solai in legno. Questi sono poi stati evidenziati all'interno delle tavole successive.

Al fine di fornire una conoscenza completa del rilievo materico effettuato sull'aggregato in esame, vengono riportate le planimetrie del fabbricato con l'individuazione delle diverse tipologie di muratura e di orizzontamenti sulla base delle indagini effettuate.

Individuazione delle tipologie murarie e dei solai nelle piante

PIANO SECONDO SOTTO STRADA

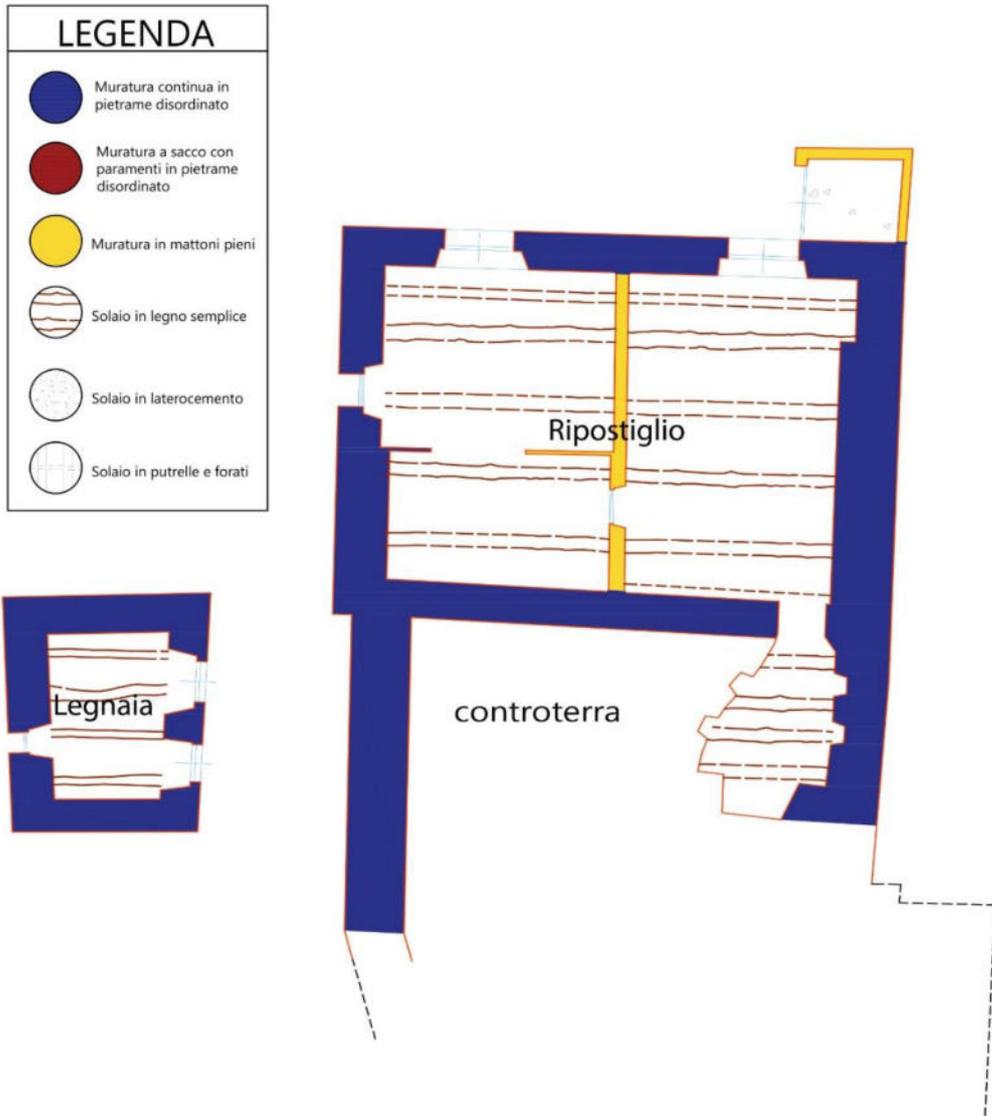


FIGURA 36 - RILIEVO MATERICO PIANO SECONDO SOTTO STRADA



FIGURA 37 - RILIEVO MATERICO PIANO PRIMO SOTTO STRADA

PIANO TERRA



FIGURA 38 - RILIEVO MATERICO PIANO TERRA

PIANO PRIMO

LEGENDA	
	Muratura continua in pietrame disordinato
	Muratura a sacco con paramenti in pietrame disordinato
	Muratura in mattoni pieni
	Solaio in legno semplice
	Solaio in laterocemento
	Solaio in putrelle e forati



FIGURA 39 - RILIEVO MATERICO PIANO PRIMO

Analisi dei carichi solai

A questo punto si è proceduto con l'analisi dei carichi dei solai esistenti, al fine di andare a caratterizzarne l'influenza sulla struttura e poterli inserire poi nel successivo modello di calcolo. Si riportano di seguito i risultati di tale analisi:

2° PIANO SOTTOSTRADA								
Solaio Ripostiglio: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	ρ_k [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	160	160	1000	290	7.424	0.19024	///	///
Tavolato	///	40	///	///	11.6	///	///	///
Massetto	///	10	///	2000	20	///	1.48	///
Pavimento	///	80	///	1600	128	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Legnaia: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	ρ_k [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	160	160	500	290	14.848	0.26448	///	///
Tavolato	///	40	///	///	11.6	///	///	///
Massetto	///	10	///	2000	20	///	1	///
Pavimento	///	50	///	1600	80	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2

FIGURA 40 - ANALISI DEI CARICHI PIANO SECONDO SOTTO STRADA

1° PIANO SOTTOSTRADA								
Solaio Soggiorno Cucina: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
Travi	200	200	1000	290	11.6	0.232	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	2.6	///
Massetto	///	150	///	1600	240	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Ripostiglio: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
Travi	160	160	1100	290	6.749090909	0.183491	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	2.44	///
Massetto	///	140	///	1600	224	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Passetto coperto: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
Travi	160	160	600	290	12.37333333	0.24	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	1.48	///
Massetto	///	80	///	1600	128	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Fondaco WC: laterocemento								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
16+4 i=50cm	///	///	///	///	253	2.53	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	0.84	///
Massetto	///	40	///	1600	64	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Fondaco Fondaco: laterocemento								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
16+4 i=50cm	///	///	///	///	253	2.53	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	0.84	///
Massetto	///	40	///	1600	64	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2

FIGURA 41 - ANALISI DEI CARICHI PIANO PRIMO SOTTO STRADA

1° PIANO SOTTOSTRADA								
Solaio Fondaco Fondaco: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
Travi	160	160	600	290	12.37333333	0.239733	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	1.64	///
Massetto	///	90	///	1600	144	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Fondaco Ripostiglio: laterocemento								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
16+4 i=50cm	///	///	///	///	253	2.53	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	0.68	///
Massetto	///	30	///	1600	48	///		///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio pianerottolo: soletta piena in ca								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m3]	carico [kg/m2]	G1 k [kN/m2]	G2 k [kN/m2]	Q k [kN/m2]
Soletta	200	///	///	2500	500	5	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	4

FIGURA 42 - ANALISI DEI CARICHI PIANO PRIMO SOTTO STRADA

PIANO TERRA								
Solaio Cucina Soggiorno: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	200	200	1000	290	11.6	0.29	///	///
Tavolato	///	60	///		17.4	///	///	///
Pavimento	///	20	///	2000	40	///	2.8	///
Massetto	///	150	///	1600	240	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Cucina: laterocemento								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
16+4 i=50cm	///	///	///	///	253	2.53	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	1.32	///
Massetto	///	40	///	1600	64	///		///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Ripostiglio: laterocemento								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
16+4 i=50cm	///	///	///	///	253	2.53	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	1.32	///
Massetto	///	70	///	1600	112	///		///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Camera: legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	160	160	1000	290	7.424	0.19024	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	3.24	///
Massetto	///	190	///	1600	304	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2
Solaio Soggiorno Cucina- Soggiorno : legno semplice								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	160	160	1000	290	7.424	0.19024	///	///
Tavolato	///	40	///		11.6	///	///	///
Pavimento	///	10	///	2000	20	///	1.16	///
Massetto	///	60	///	1600	96	///	///	///
Dest uso	///	///	///	///	///	///	///	2

FIGURA 43 - ANALISI DEI CARICHI PIANO TERRA

ANALISI LESIONI QUADRO FESSURATIVO

Prima di poter procedere alla realizzazione del modello globale, utile per comprendere come operare a livello di interventi per il raggiungimento del miglioramento sismico della struttura, è stato necessario andare a svolgere un'analisi del quadro fessurativo dell'aggregato.

Questa fase preliminare è necessaria per comprendere quali sono le porzioni della struttura le quali hanno risentito maggiormente degli eventi sismici e il grado di danneggiamento dello stesso. Durante l'analisi è possibile avere una visione d'insieme della situazione strutturale dell'aggregato, andando ad individuare carenze, peculiarità e caratteristiche della struttura, e comprendere quale livello dell'aggregato ha subito danneggiamenti maggiori.

L'analisi riportata di seguito è volta a dare una conoscenza globale dello stato di danneggiamento, andando a presentare le lesioni individuate ad ogni livello, specificandone l'unità strutturale di appartenenza, di modo da poter poi procedere ad una più speditiva realizzazione dei livelli operativi al capitolo successivo.

Al fine di comprendere le terminologie che verranno utilizzate in seguito, si riportano le definizioni delle varie tipologie di lesioni richiamate dall'assistenza per il sisma 2016.

Per **lesione passante** si intende *“una frattura riscontrabile su entrambe le facce del maschio murario dell'edificio. Ai fini della dimostrazione di tale condizione deve necessariamente essere documentata la natura passante delle lesioni; ovviamente, in considerazione della tipologia muraria, non si richiede la perfetta rispondenza delle stesse da entrambi i lati purché ci sia una prossimità.*

Nel caso di maschi murari realizzati in pietrame e con la tecnica “a sacco”, le caratteristiche geometriche della lesione devono essere:

- *Localizzazione: la lesione può non essere necessariamente identica su entrambe le facce ma deve essere quantomeno “prossima” cioè ricadere nella stessa porzione di muro;*
- *Andamento: le lesioni sulle due facce del muro possono essere anche diverse ma riconducibili al medesimo meccanismo di danneggiamento.”*

Lesione non passante, può presentarsi ad esempio su maschi murari ed è caratterizzata dalla non individuazione sul paramento opposto di una lesione che possa corrispondervi.

Lesioni diffuse, si presentano all'interno delle strutture in corrispondenza di paramenti murari dove si riescono ad individuare più lesioni concentrate in una stessa zona. Questo indica un elevato danneggiamento del paramento murario in esame.

Scollamento del solaio, viene individuato quando si presentano lesioni orizzontali tra il solaio e il paramento murario su cui questo poggia. Questo danneggiamento può essere causato da una variazione della condizione di appoggio del solaio, quale un cedimento del paramento murario.

Le lesioni sopra riportate sono quelle che più frequentemente possono essere individuate nelle strutture a muratura portante lesionate a seguito di eventi sismici.

Vengono di seguito mostrate le tavole relative al quadro fessurativo globale dell'edificio, di modo da avere un'idea dello stato di danneggiamento dell'intero aggregato, per poi passare all'analisi delle lesioni caratterizzanti le differenti unità strutturali, affiancando ad esse l'individuazione nelle tavole del quadro fessurativo attraverso i relativi coni ottici.

PIANO SECONDO SOTTO STRADA

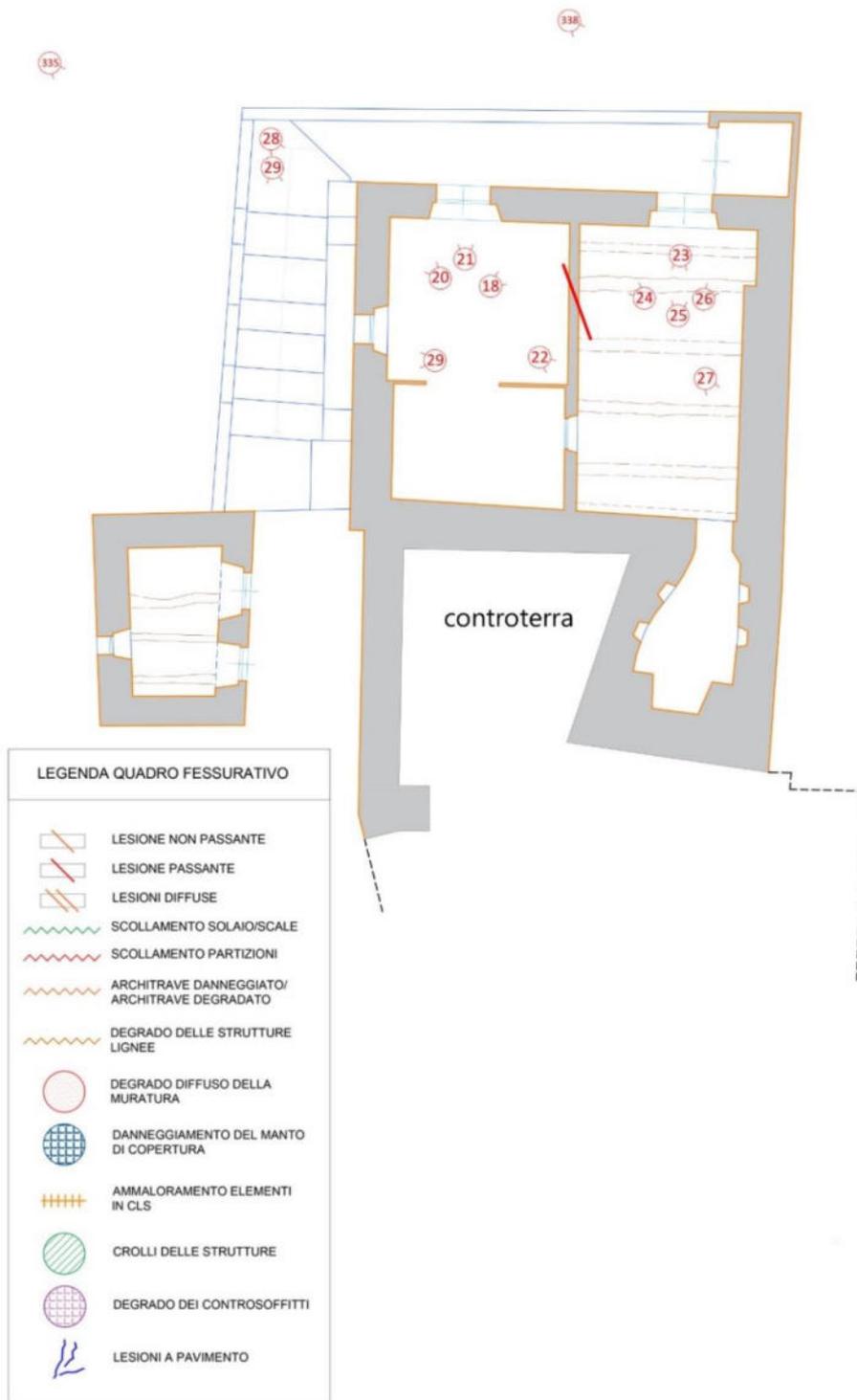


FIGURA 44 - QUADRO FESSURATIVO 2° PIANO SOTTO STRADA

PIANO PRIMO SOTTO STRADA





FIGURA 46 - QUADRO FESSURATIVO PIANO TERRA

PIANO PRIMO

LEGENDA QUADRO FESSURATIVO	
	LESIONE NON PASSANTE
	LESIONE PASSANTE
	LESIONI DIFFUSE
	SCOLLAMENTO SOLAIO/SCALE
	SCOLLAMENTO PARTIZIONI
	ARCHITRAVE DANNEGGIATO/ ARCHITRAVE DEGRADATO
	DEGRADO DELLE STRUTTURE LIGNEE
	DEGRADO DIFFUSO DELLA MURATURA
	DANNEGGIAMENTO DEL MANTO DI COPERTURA
	AMMALORAMENTO ELEMENTI IN CLS
	CROLLI DELLE STRUTTURE
	DEGRADO DEI CONTROSOFFITTI
	LESIONI A PAVIMENTO



FIGURA 47 - QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO

Andando a svolgere una prima analisi qualitativa globale dell'aggregato, si evidenzia come il livello che ha subito maggiori danneggiamenti da parte del sisma sia l'ultimo, corrispondente al piano primo. Qui sono ben evidenziate alla tavola di cui sopra, la maggioranza delle lesioni passanti riscontrate sull'intero aggregato, con criticità elevate presenti sul prospetto Nord-Est di cui si discuterà in seguito. Ai livelli sottostanti le lesioni interessano principalmente la porzione Sud-Ovest dell'aggregato, con modesta presenza di lesioni passanti di cui però non bisogna andare a trascurarne la pericolosità.

Al fine di avere una conoscenza più approfondita dello stato di danneggiamento dell'aggregato a seguito degli eventi sismici ai quali è stato sottoposto, verranno di seguito riportate le analisi delle lesioni principali presenti nelle differenti unità strutturali. Si riportano quindi a questo punto estratti del quadro fessurativo, con coni ottici necessari all'individuazione delle lesioni in pianta, fotografie delle lesioni indicate e una spiegazione di ciò che si sta rappresentando, al fine di dare una spiegazione al lettore.

Si riporta nuovamente la legenda delle lesioni di modo da fornire una migliore chiave di lettura di quanto si riporta.



FIGURA 48 - LEGENDA QUADRO FESSURATIVO

Analisi lesioni piano 2° sotto strada

La prima unità strutturale dell'aggregato si sviluppa dal livello denominato "2° piano sotto strada" e termina al livello "piano terra"; va ad occupare interamente il lato Sud-Ovest dell'aggregato, testa opposta alla via principale. L'unità strutturale è realizzata come il resto dell'edificio in pietrame disordinato di pietra locale tufacea. I solai di interpiano sono realizzati con struttura portante in legno con soletta di cls, mentre il solaio di copertura che si presenta piano a terrazzo, è stato realizzato in putrelle e voltine. Sono presenti sulle facciate degli interventi di chiusura di aperture e successiva realizzazione di nuove, testimoniate dalla presenza di elementi in mattoni pieni ai bordi delle suddette, che differiscono dai blocchi tufacei della struttura portante.

Andando ad analizzare nel dettaglio l'u.s. (unità strutturale verrà d'ora in poi denominata con questa dicitura) partendo dal "2° piano sotto strada", si presenta una lesione passante su di un paramento murario realizzato in mattoni di spessore pari ad 1 testa di mattone. La lesione ha un'inclinazione di $\approx 45^\circ$ rispetto all'orizzontale, viene individuata in pianta dai coni ottici 18 e 24, dai quali è possibile apprezzare anche la tipologia muraria caratterizzante la struttura, così come orditura e tipologia di solaio di interpiano.



FIGURA 49 - QUADRO FESSURATIVO U.S. 1° PIANO 2 SOTTO STRADA



FIGURA 50 - CONO OTTICO 18



FIGURA 51 - CONO OTTICO 24

Analisi lesioni piano 1° sotto strada

Procedendo all'analisi del livello superiore, "1° piano sotto strada", dall'interno sono ben evidenti lesioni sul paramento murario della facciata principale che riguardano lesioni orizzontali sul solaio (cono ottico 33) e lesioni verticali localizzate negli angoli della stanza in esame (coni ottici 31-37).

La lesione 37 in particolare viene individuata dalla stanza contigua con il cono ottico 42, caratterizzando questa lesione come passante. Le lesioni presentate, per il loro posizionamento e caratteristiche, portano ad ipotizzare che vi sia un meccanismo di flessione fuori piano del paramento murario della facciata Sud-Ovest dell'aggregato, che può essere giustificato dal distacco in atto del paramento murario ad una testa di mattone (cono ottico 37).

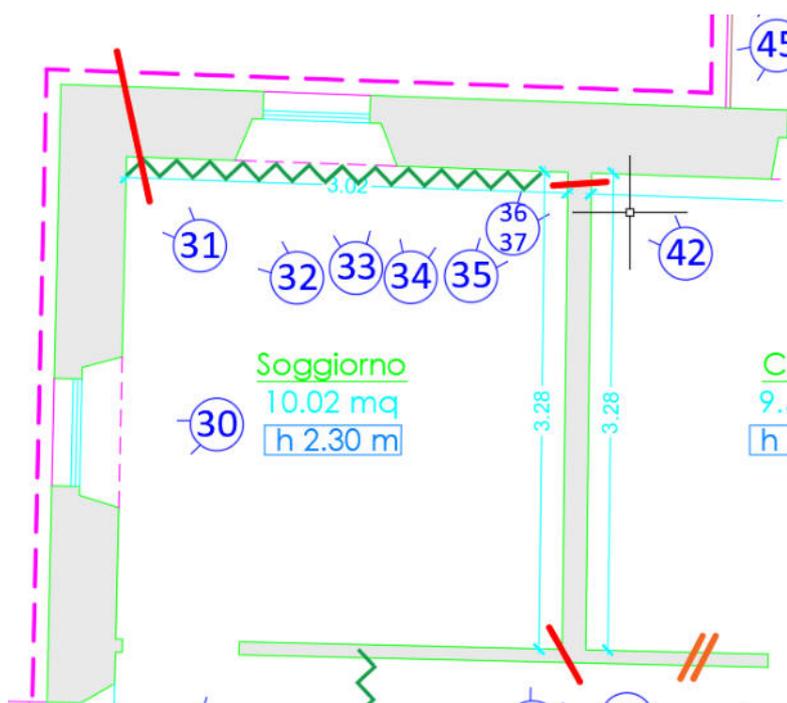


FIGURA 52 - QUADRO FESSURATIVO U.S. 1 1° PIANO SOTTO STRADA



FIGURA 53 - CONO OTTICO 33



FIGURA 54 - CONO OTTICO 37

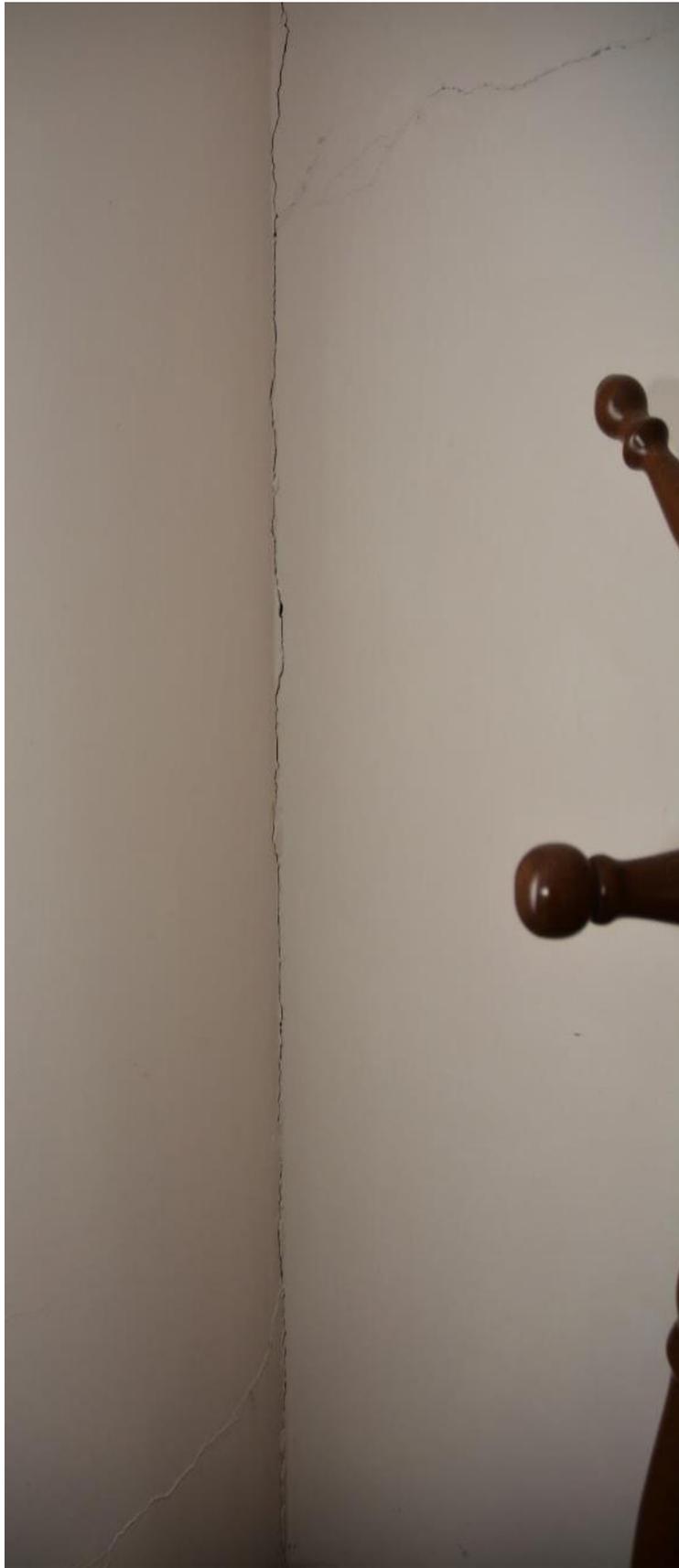


FIGURA 55 - CONO OTTICO 31



FIGURA 56 - CONO OTTICO 42

Analizzando i coni ottici 43 e 44 si riesce a comprendere la “qualità” dell'apparecchiatura muraria del prospetto Sud-Ovest dell'aggregato, la quale è identificativa di tutto l'edificio. Si nota come questa sia composta di conci lapidei di origine arenarica, con letti di malta di spessore limitato con presenza di zeppe e pietre all'interno dei giunti tra i vari conci. La tessitura dell'apparecchiatura è anch'essa disordinata, senza uno schema ben preciso. Si riesce ad individuare anche la presenza di elementi in mattoni pieni ai lati delle aperture, con l'utilizzo di architravi in legno.

PIANO PRIMO SOTTO STRADA

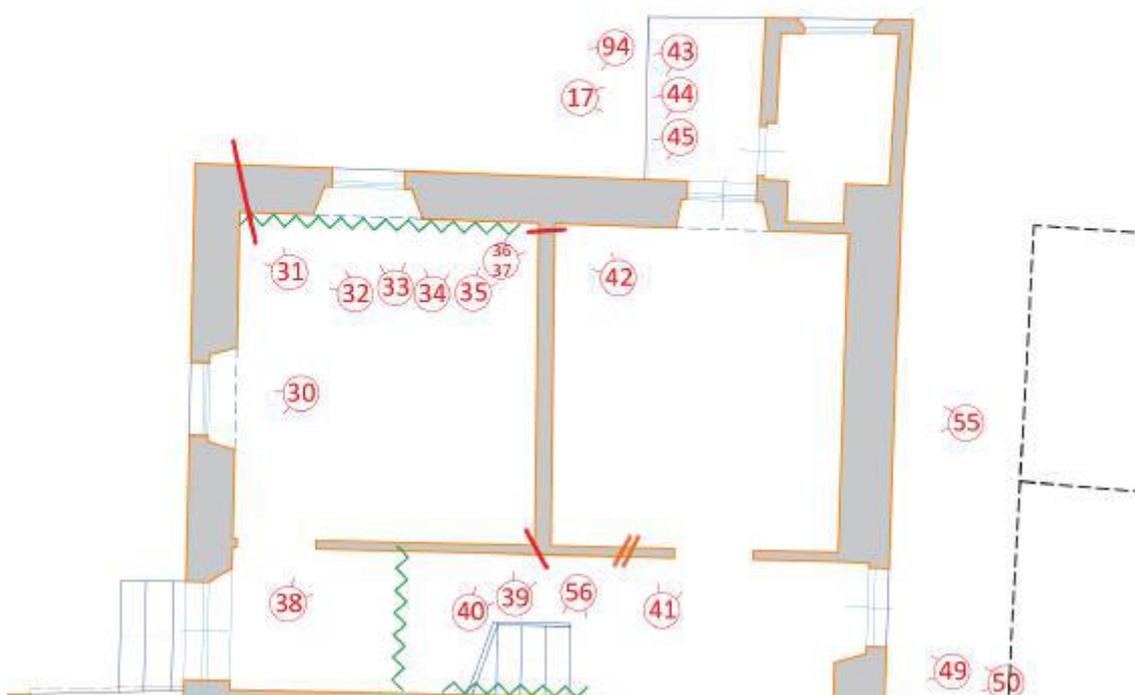


FIGURA 57 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO SOTTO STRADA



FIGURA 58 - CONO OTTICO 43

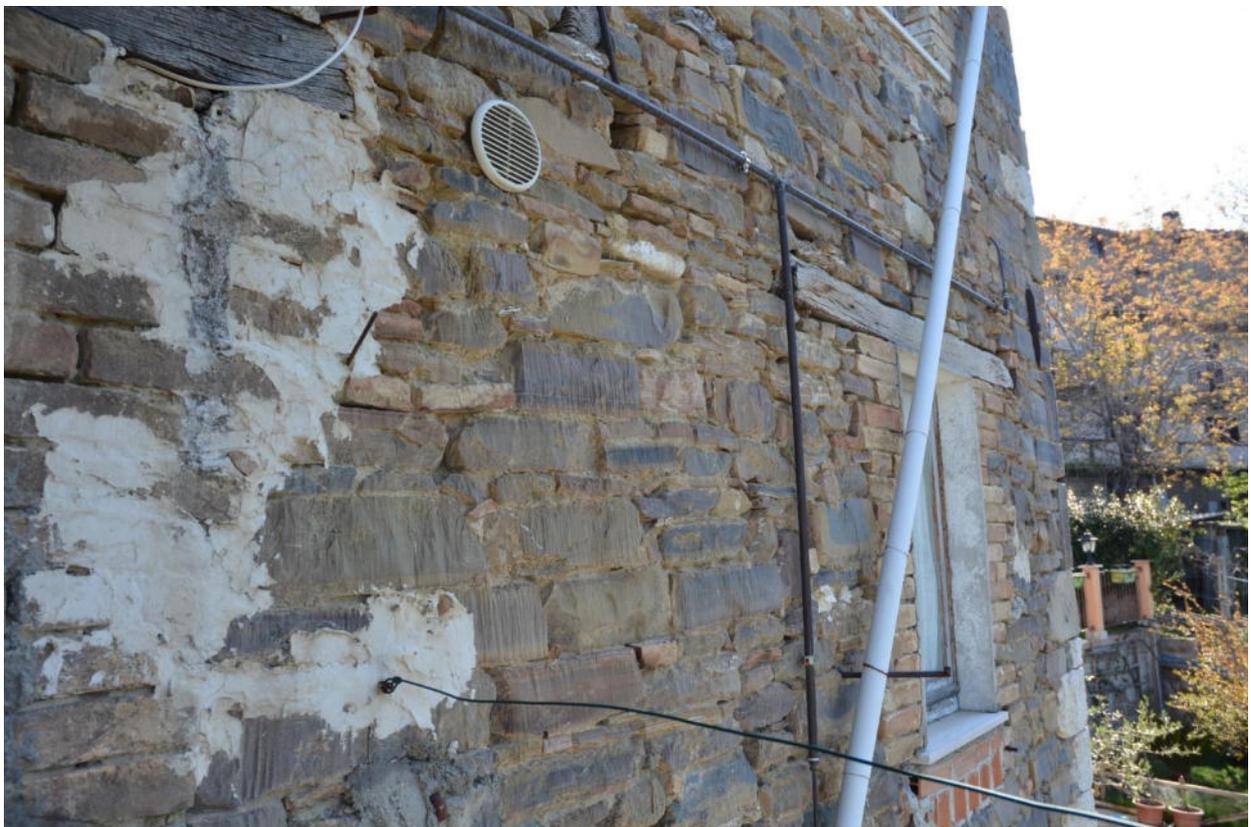


FIGURA 59 - CONO OTTICO 44

Con il cono ottico 54 si individua un dettaglio della mancata connessione tra l'aggregato e la porzione di struttura, realizzata recentemente, in blocchi di calcestruzzo. È ben visibile la mancanza di ammorsamento tra le due porzioni della struttura, testimoniata dalla netta separazione tra le differenti tipologie costruttive. Questa condizione può innescare meccanismi locali di ribaltamento della porzione realizzata con blocchi di cls, la quale non avendo ammorsamento è libera di compiere una rotazione attorno all'eventuale cerniera che si formerà alla base della struttura.

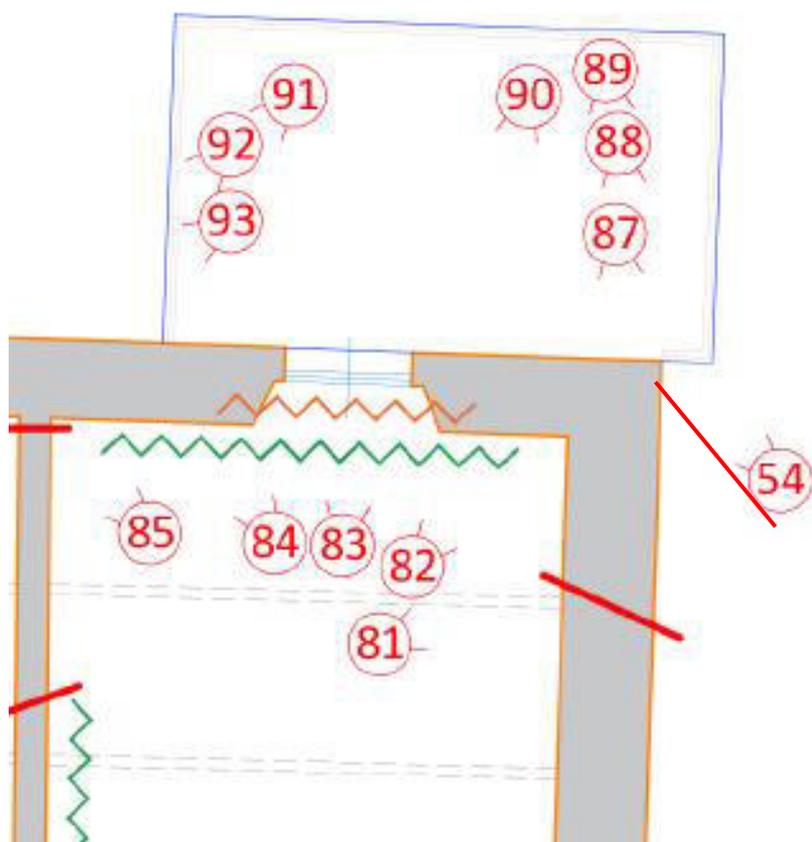


FIGURA 60 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO TERRA



FIGURA 61 - CONO OTTICO 54

Analisi lesioni piano terra

Restando all'interno dell'unità strutturale 1, ma spostandosi al piano superiore individuato come piano terra, dall'estratto sottostante del quadro fessurativo si nota un elevato numero di lesioni, dove le più significative sono presenti in corrispondenza della stessa stanza del piano sottostante e nelle medesime posizioni.

Le lesioni che si riscontrano sono di differenti entità, tra queste si notano:

- Distacco del tramezzo in forati dal solaio (59);
- Lesione orizzontale sull'architrave della finestra e solaio di copertura in voltine con profilati in acciaio (60);
- Lesione orizzontale sul solaio al di sopra dell'apertura sul lato Sud-Ovest, continuazione della precedente (63);
- Lesione passante verticale nell'angolo sinistro della stanza con interessamento di lesione orizzontale nell'inserzione del paramento con il solaio soprastante (64);
- Lesione passante verticale nell'angolo destro della stanza oggetto d'esame (66) individuata dalla corrispondente lesione nella stanza contigua (85);
- Lesione passante tra l'unità strutturale 1 (72) e la 2 (140) su di un paramento murario di spessore rilevante;
- Lesione orizzontale al di sopra della porta di accesso ad un'altra stanza, causata probabilmente da un cedimento del solaio di calpestio (68).

Il quadro fessurativo evidenziato dalle lesioni sopra riportate ed individuate nell'estratto seguente, porta ad ipotizzare che siano in atto un determinato meccanismo di collasso di questa zona dell'aggregato. Questo riguarda il possibile distacco del blocco Sud-Ovest, relativo all'u.s. 1, dalla struttura principale, giustificato dalle lesioni indicate come 72-140-64-66. Questo distacco porterebbe ad un ribaltamento del blocco con interessamento di entrambi i paramenti della muratura a sacco individuata dai saggi precedentemente descritti.

Sulla base delle lesioni riportate, si può inoltre ipotizzare che vi sia in atto un cedimento da parte del solaio di calpestio sul quale poggiano le murature, e ciò spiega la presenza di lesioni orizzontali e distacco dei pannelli murari dal solaio soprastante.

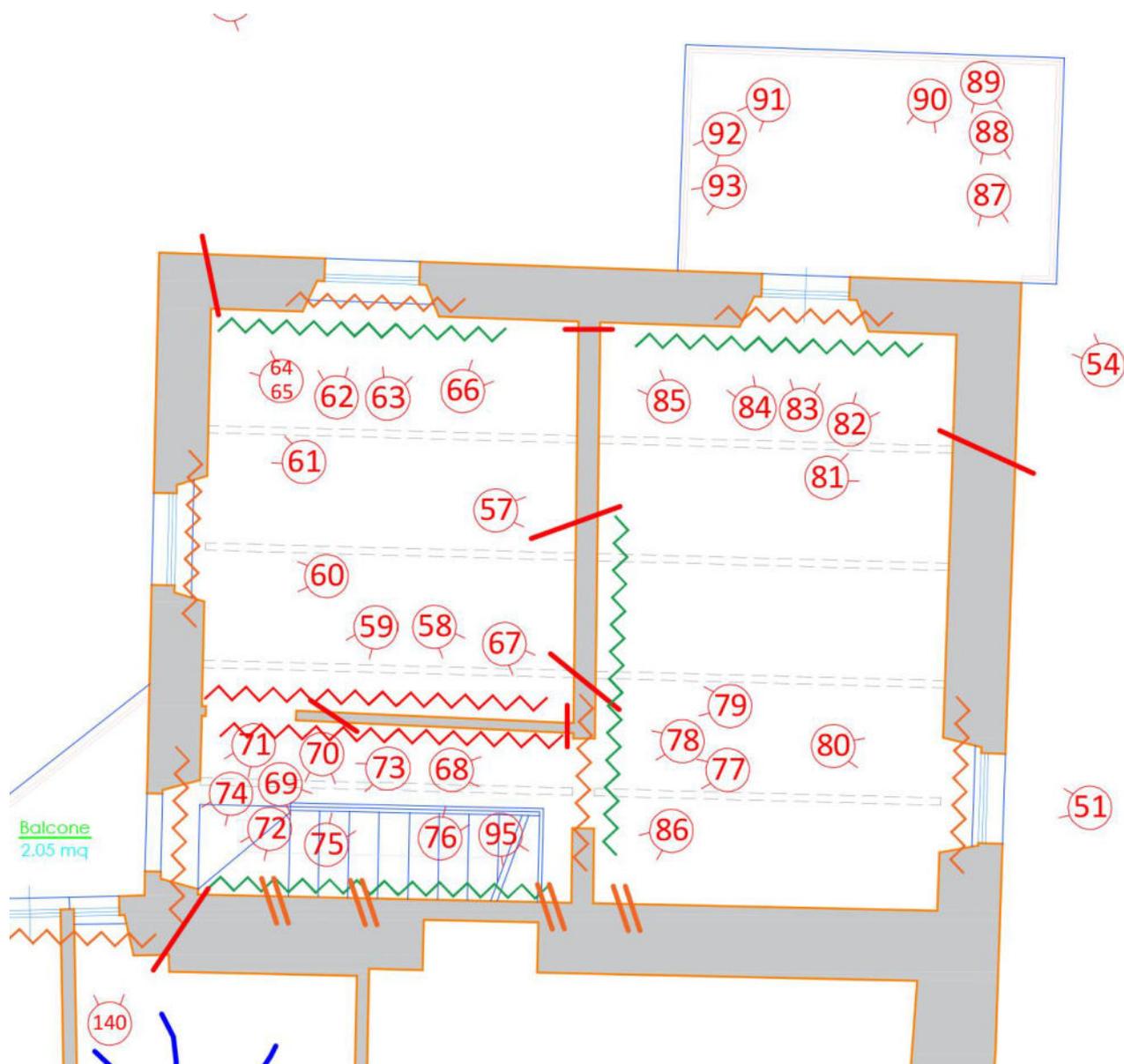


FIGURA 62 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO TERRA U.S. 1



FIGURA 63 - CONO OTTICO 59



FIGURA 64 - CONO OTTICO 60



FIGURA 65 - CONO OTTICO 63



FIGURA 66 - CONO OTTICO 64



FIGURA 67 - CONO OTTICO 66

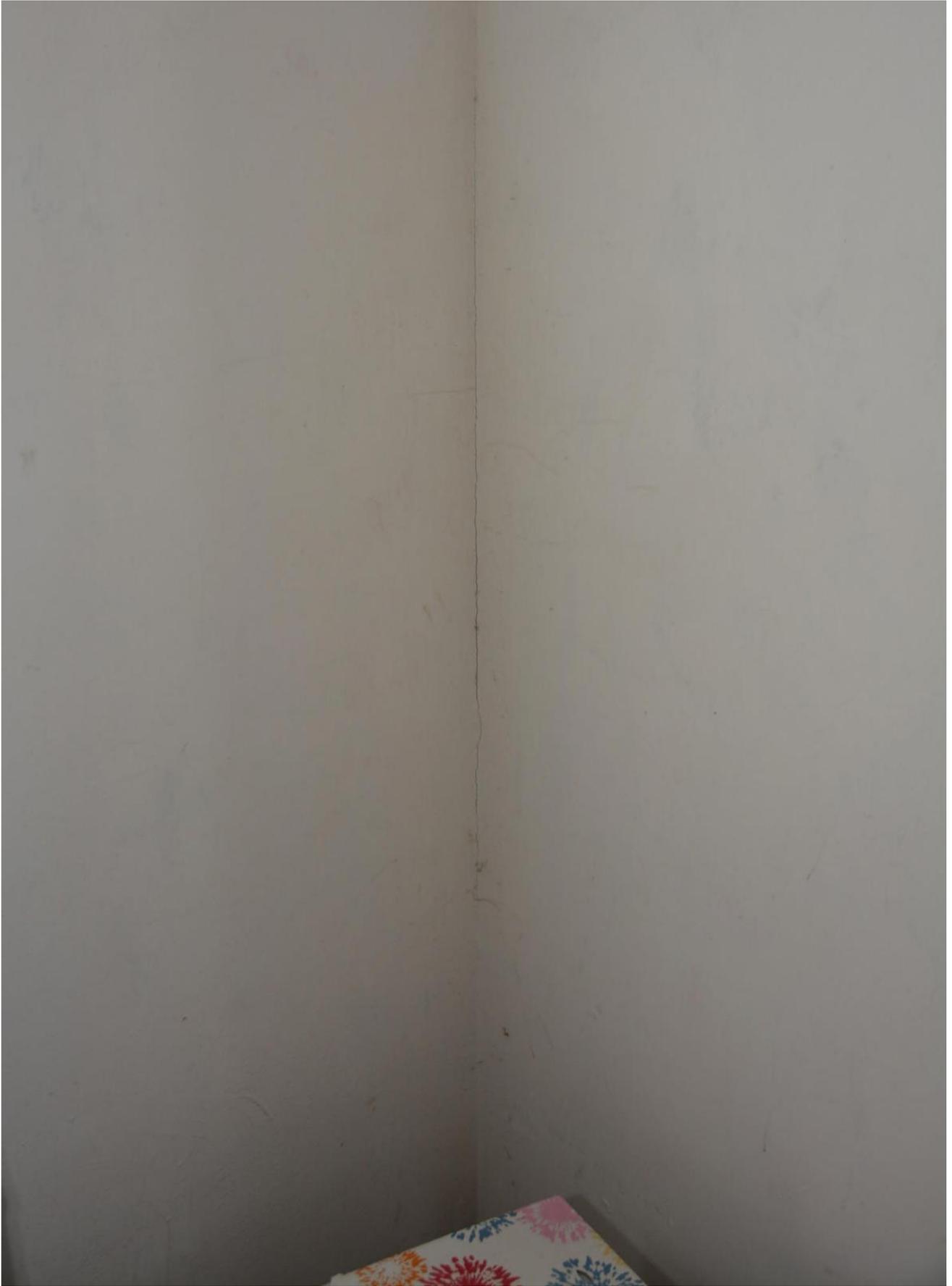


FIGURA 68 - CONO OTTICO 85



FIGURA 69 - CONO OTTICO 72



FIGURA 70 - CONO OTTICO 140



FIGURA 71 - CONO OTTICO 68

A questo livello, nella stanza di cui si è discusso sopra, è presente un terrazzo da cui è possibile apprezzare al meglio la qualità, la tipologia e la tessitura dell'apparecchiatura muraria.

Dalle immagini di seguito riportate, si nota come vi sia una quasi completa mancanza di organizzazione della muratura, specie in corrispondenza dello spigolo dell'aggregato (87), dimostrando come vi siano conci di pezzature.

E anche tipologie differenti, con giunti riempiti di zeppe e la quasi assenza di malta, salvo la presenza in alcuni punti di malta di calce.

L'altra immagine (91) fa apprezzare come il paramento esterno della facciata sia stato sostituito con dei mattoni pieni laddove vi erano in precedenza delle aperture poi chiuse.

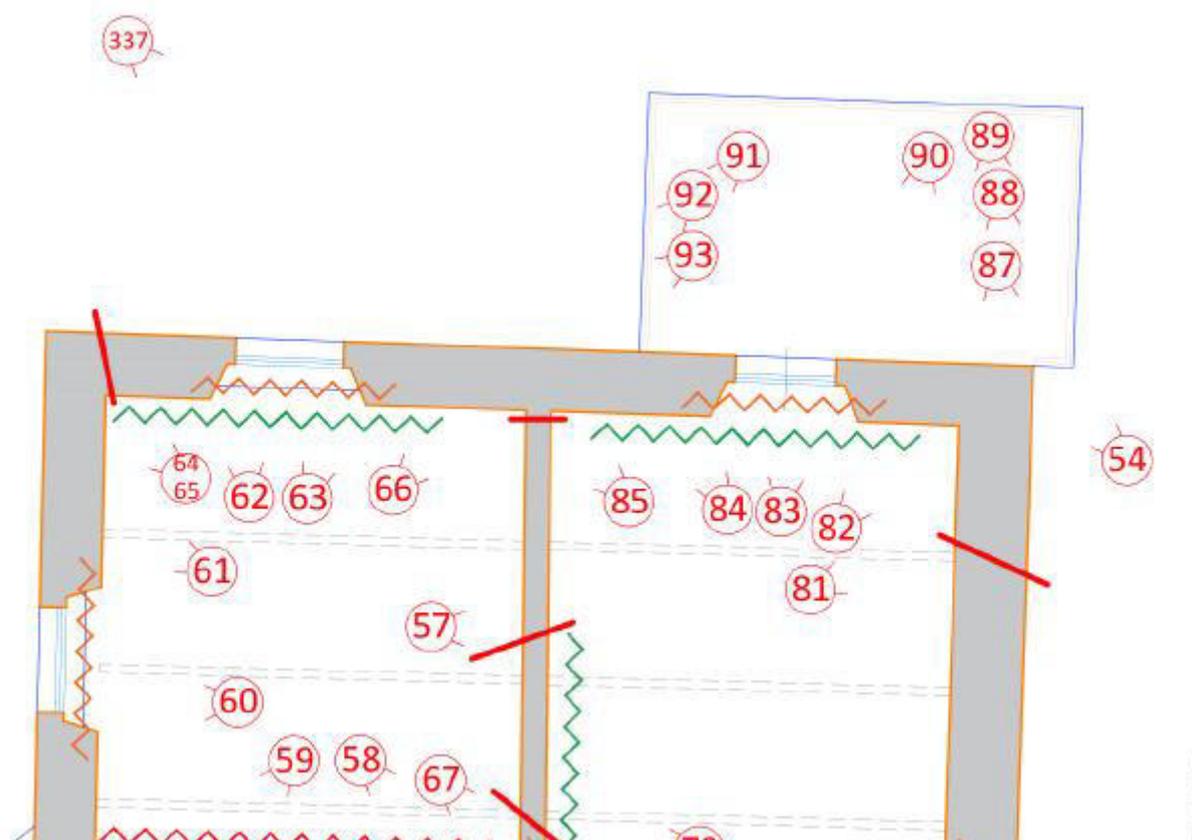


FIGURA 72 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO TERRA U.S. 1



FIGURA 73 - CONO OTTICO 87

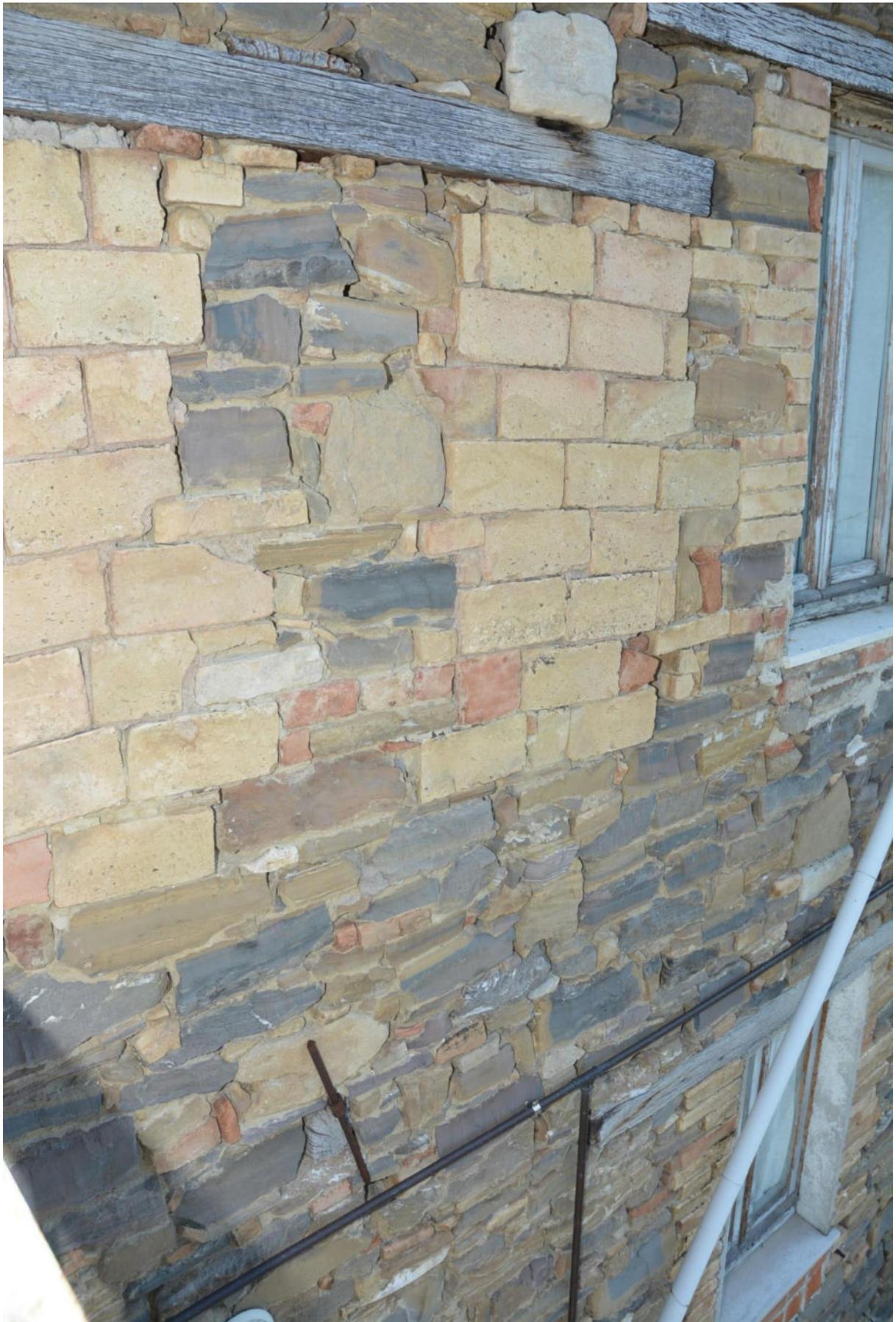


FIGURA 74 - CONO OTTICO 91

Rimanendo all'interno del piano terra, ma spostandoci nell'ala Nord-Est dell'aggregato, verso le unità strutturali 3 e 4, la terza non presenta rilevanti lesioni di cui tener conto e che denotino un particolare innesco di meccanismi di collasso, a differenza dell'unità 4 dove sono presenti e ben visibili lesioni e segni di degrado della struttura in esame.

Nella sopracitata, riconosciamo la presenza di una lesione orizzontale al disopra dell'architrave (276) della porta di ingresso all'abitazione, con ammaloramento dello stesso e del solaio soprastante. La medesima condizione la si riscontra nell'altra apertura presente nella stanza (278) dove l'ammaloramento del solaio è ben marcato. Nell'estratto della pianta del quadro fessurativo, è riportata un'ulteriore lesione a livello di architrave (280) presente su un divisorio realizzato in forati. Qui le lesioni sono diffuse e possono essere figlie di una rottura dell'architrave a seguito dell'eccessivo peso che grava su di esso dal solaio sovrastante. Nell'altra stanza viene riportato un grave ammaloramento del solaio soprastante (282), il quale è stato anche puntellato, a seguito delle acque meteoriche che penetrano dalla copertura.

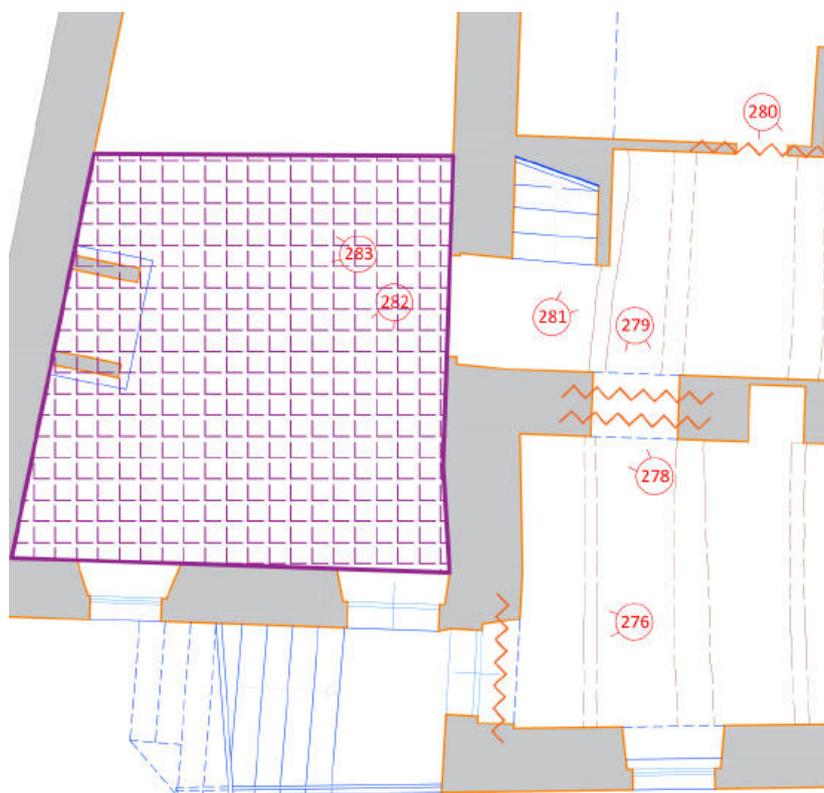


FIGURA 75 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO TERRA U.S. 4



FIGURA 76 - CONO OTTICO 276



FIGURA 77 - CONO OTTICO 278



FIGURA 78 - CONO OTTICO 280



FIGURA 79 - CONO OTTICO 282

Analisi lesioni piano primo

Terminato lo studio di come si presenta lo stato di fatto dell'aggregato al livello indicato come "Piano terra", si può passare ad analizzare il piano primo. Qui, come mostrato nella tavola del quadro fessurativo globale, è concentrato il maggior numero di lesioni subite dall'aggregato e per analizzarne le più significative si parte dall'unità strutturale 2.

La suddetta unità, che si sviluppa da Sud-Ovest in direzione Nord fino a metà aggregato, presenta nella stanza sul lato Nord-Ovest un quadro fessurativo delicato, dove sono distinguibili 3 lesioni verticali negli estremi della parete che dà sul versante Sud-Ovest. Queste sono di diversa entità, due sono presenti agli estremi di una parete realizzata in mattoni pieni (117-121), realizzata per andare a chiudere un'apertura precedente; mentre la terza (120) si presenta nello spigolo destro dove c'è la canna fumaria. Le prime due lesioni richiamano il mancato ammorsamento tra la struttura principale e la parete realizzata successivamente.

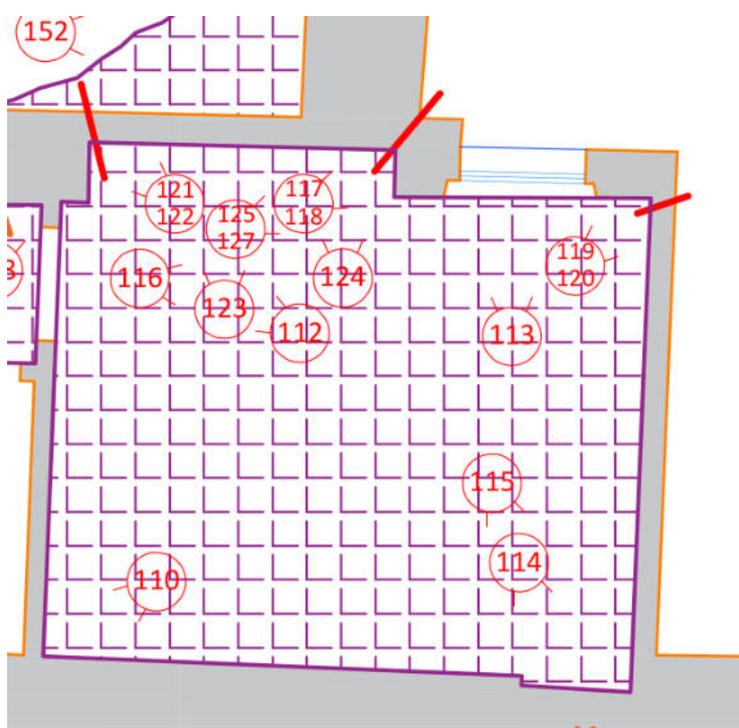


FIGURA 80 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 2



FIGURA 81 - CONO OTTICO 117



FIGURA 82 - CONO OTTICO 121



FIGURA 83 - CONO OTTICO 120

Rimanendo all'interno dell'unità strutturale 2, spostandosi nel lato Sud-Ovest, dall'estratto sotto riportato si nota come siano presenti molte lesioni di diversa natura, portando ad avere un quadro fessurativo di rilievo.

Partendo dalla stanza che si affaccia sul prospetto Sud-Ovest, appena si entra in questo ambiente risulta evidente la presenza delle lesioni che corrono per tutto lo sviluppo del solaio soprastante (169) così come la lesione (170-171) tra il paramento in mattoni pieni e il solaio. Analizzando questo pannello murario, si notano due lesioni passanti verticali (174-173) ben evidenti. Queste prime lesioni, ben marcate, possono portare ad ipotizzare che vi sia in atto un meccanismo di ribaltamento del paramento murario in questione, con la creazione di una cerniera alla base dello stesso. Inoltre si può sospettare che sia in atto l'infelssione del solaio, e ciò porta lo stesso a spingere la muratura su cui poggia portando anche ad un eventuale ribaltamento del paramento.

Analizzando questo stesso paramento dal terrazzo posto sul lato Sud-Ovest dell'aggregato, si riesce a catturare la qualità del paramento (193) e ad individuare una lesione nei pressi del cantonale, riconducibile alla sopracitata lesione passante (174).

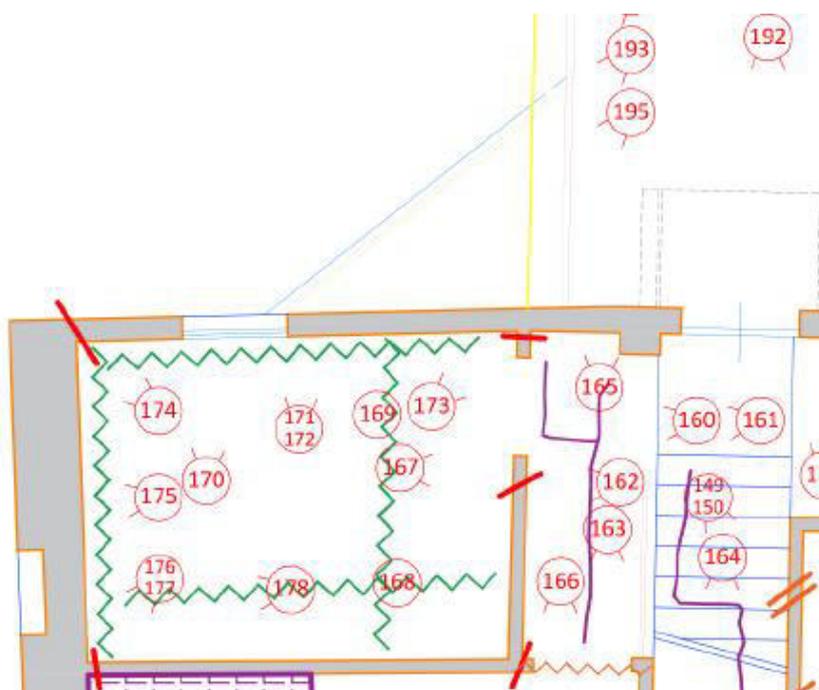


FIGURA 84 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 2



FIGURA 85 - CONO OTTICO 169



FIGURA 86 - CONO OTTICO 170



FIGURA 87 - CONO OTTICO 171



FIGURA 88 - CONO OTTICO 173



FIGURA 89 - CONO OTTICO 174



FIGURA 90 - CONO OTTICO 193

Passando a studiare il quadro fessurativo della camera adiacente a quella precedente, la quale si affaccia sul prospetto Sud-Est dell'aggregato, riusciamo a individuare delle lesioni di importante rilevanza. Tra queste particolare menzione c'è da fare per le lesioni passanti presenti ai due angoli della stanza (188-181). La prima lesione trova corrispondenza con la lesione (177) presente nella stanza precedentemente analizzata, riscontrata nello stesso spigolo e anch'essa verticale. La lesione presente nell'angolo opposto (181) si trova all'estremità del pannello murario realizzato in mattoni pieni, sul quale sono evidenti le lesioni (183) nell'interfaccia tra solaio e paramento. Queste lesioni sono probabilmente causate, come nella stanza precedente, dal processo di inflessione del solaio che poggia sulla muratura indicata, causando il distacco dello stesso dal pannello. Anche in questa stanza, dalla documentazione fotografica di seguito riportata, sono ben evidenti i segni di ammaloramento del solaio.

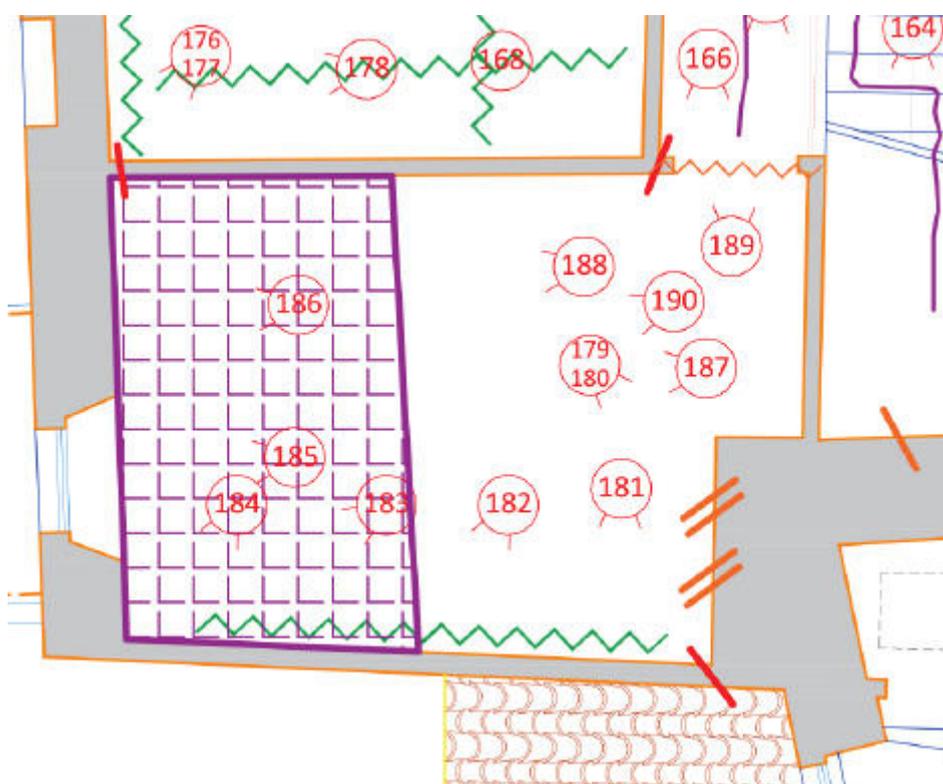


FIGURA 91 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 2



FIGURA 92 - CONO OTTICO 177



FIGURA 93 - CONO OTTICO 188



FIGURA 94 - CONO OTTICO 181



FIGURA 95 - CONO OTTICO 183

Terminata l'analisi delle lesioni più significative dell'unità strutturale 2, si passa alla terza unità strutturale concentrandosi su quanto accade nella porzione posta a Sud-Est, dove questa unità confina con altri edifici del tessuto urbano della piccola frazione.

Si analizza inizialmente il divisorio realizzato in forati, dove sono presenti lesioni passanti (255-258) ai due estremi e un'importante lesione orizzontale (256) individuata anche nella (255). La presenza della lesione orizzontale è riconducibile al tetto piano che fa da copertura a questa porzione dell'aggregato. Avendo esso una rigidità maggiore rispetto alla parete in forati, a seguito dell'evento sismico si sono create queste lesioni sulla parete in forati che ha subito i maggiori danneggiamenti. Aldilà del divisorio in questione, all'interno della stanza si individuano delle forti lesioni diffuse (309) al di sopra della porta d'ingresso a tale stanza, ed è visibile sulla sinistra la composizione del divisorio menzionato precedenza (255), e la presenza di una trave in legno in corrispondenza della lesione orizzontale individuata dal cono ottico 255.



FIGURA 96- ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 3



FIGURA 97 - CONO OTTICO 255



FIGURA 98 - CONO OTTICO 258



FIGURA 99 - CONO OTTICO 256



FIGURA 100 - CONO OTTICO 309

Terminata l'analisi dell'unità strutturale 3 si passa a descrivere le principali lesioni caratterizzanti l'unità strutturale 4 al piano primo. Dall'estratto sotto riportato, si notano evidenti lesioni diffuse sul divisorio realizzato in forati (286-287) le quali presentano inclinazione di circa 45° rispetto all'orizzontale. Un'ulteriore informazione utile che è possibile ricavare da questa stanza, è la tessitura (285) del pannello murario che in pianta ha spessore maggiore, il quale è un maschio murario che parte sin dal primo livello dell'aggregato. Si nota come la muratura sia disordinata e realizzata con conci di dimensioni irregolari e legate con malta dalle qualità scadenti.

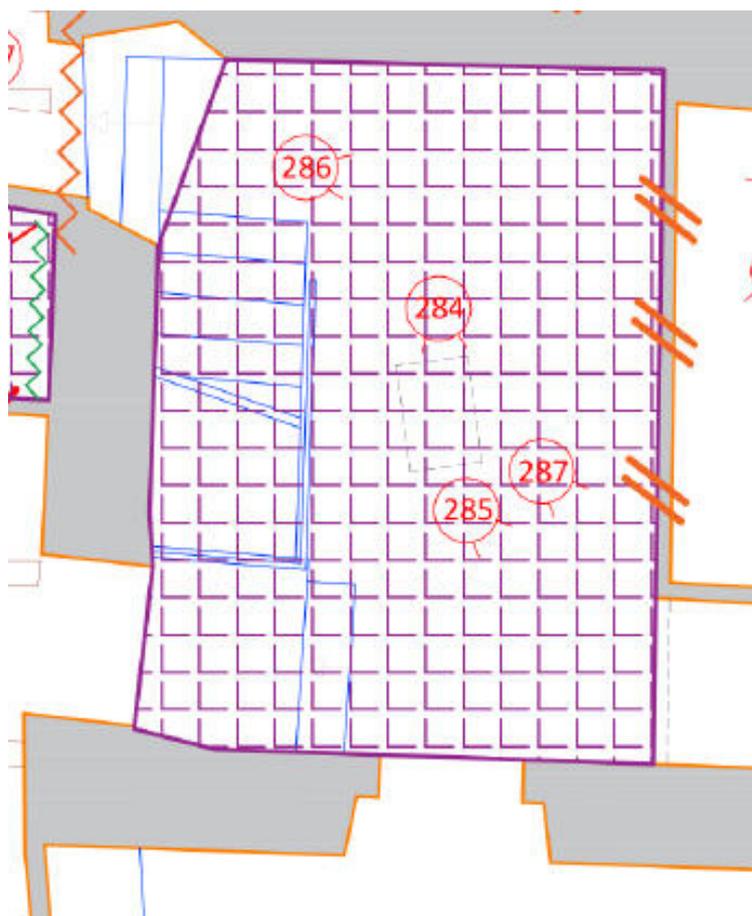


FIGURA 101 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 4



FIGURA 102 - CONO OTTICO 285



FIGURA 103 - CONO OTTICO 286



FIGURA 104 - CONO OTTICO 287

Prima di poter terminare l'analisi del quadro fessurativo, si vanno a riportare le ultime lesioni di maggiore importanza presenti al "Piano primo" dell'aggregato. Queste sono presenti nelle stanze che si affacciano sulla strada principale, in corrispondenza del balcone come sotto riportato nell'estratto della tavola del quadro fessurativo. In questa stanza è ben evidente una situazione grave del maschio murario tra le due aperture (303) su di cui è evidente una lesione verticale che parte dal solaio di calpestio fino a quello di copertura. Si riesce inoltre a cogliere come il paramento interno di questo maschio si stia allontanando da quello esterno, in corrispondenza del "sacco" interno: ciò è probabilmente causato dallo schiacciamento causato dalla copertura sul maschio, che va in crisi per pressoflessione andando quindi incontro ad un possibile ribaltamento. Si nota inoltre come il solaio di copertura sia in stato di abbandono ed ha necessitato di una puntellatura al fine di evitarne il crollo. La lesione passante (304) presente sull'estremo del pannello murario in esame potrebbe far presupporre ad un eventuale ribaltamento di tutta la parete in direzione Nord-Est, verso la strada principale, con il distacco quindi dalla struttura principale dell'aggregato.



FIGURA 105 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO PIANO PRIMO U.S. 4



FIGURA 106 - CONO OTTICO 303



FIGURA 107 - CONO OTTICO 304

Dopo questa panoramica sulle lesioni di maggiore gravità riscontrate all'interno dell'aggregato, si può concludere che il livello che ha subito maggiori danni dagli eventi sismici sia l'ultimo, ovvero il Piano primo e che l'unità strutturale maggiormente colpita sia la 4. Questo ha portato i tecnici preposti alla compilazione della scheda AeDES ad assegnare a questo edificio una classe di danneggiamento E, ovvero edificio inagibile con danno superiore al gravissimo.

Le informazioni ottenute durante questa fase risultano di particolare importanza al fine di comprendere le zone che necessitano di interventi atti ad ottenere un miglioramento sismico dell'aggregato nella sua interezza.

Sulla base di quanto sopra esposto, si andranno poi a realizzare i livelli operativi come descritto nel successivo capitolo.

LIVELLI OPERATIVI

Successivamente all'analisi del quadro fessurativo, si vanno a realizzare i livelli operativi, ovvero delle relazioni attraverso le quali verrà quantificato dall'ufficio preposto (Ufficio Speciale per la Ricostruzione) il contributo per poter eseguire le opere di miglioramento dell'aggregato. Questi livelli operativi si basano sulle lesioni presenti all'interno dell'unità strutturale, e sono definiti all'interno dell'ordinanza n°19 del 7 Aprile 2017 del commissario speciale per la ricostruzione, come "il "livello operativo" dell'edificio è determinato sulla base della combinazione degli "stati di danno" e dei "gradi di vulnerabilità" stabiliti all'interno dell'allegato n. 1". Le soglie di danno per gli edifici in muratura sono distinte in danno grave, gravissimo e superiore al gravissimo, sulla base di quanto riportato all'interno della scheda AeDES redatta al momento del sopralluogo sulla struttura da parte dei tecnici incaricati dai proprietari.

Prima di definire lo stato di vulnerabilità, per ogni tipologia costruttiva si devono andare a definire le carenze della struttura, opportunamente normate, presentate all'interno di tabelle.

Queste carenze sono suddivise in due tipologie, le carenze α e le carenze β , la cui combinazione porta alla definizione dei gradi di vulnerabilità della struttura, suddivisi in: alto, significativo, basso.

TABELLA 4 – GRADI DI VULNERABILITA'

Gradi di Vulnerabilità di edifici a destinazione prevalente abitativa con struttura in muratura o in c.a. in opera

"Gradi di Vulnerabilità" di edifici a destinazione prevalente abitativa con struttura in muratura o in c.a. in opera

Viene definito Grado di vulnerabilità **Alto** qualora nell'edificio siano presenti almeno 2 carenze di tipo α oppure almeno 6* carenze di tipo ($\alpha + \beta$).

Viene definito Grado di vulnerabilità **Significativo** qualora nell'edificio sia presente almeno una 1 carenza di tipo α oppure almeno di 5 carenze di ($\alpha + \beta$).

Viene definito Grado di vulnerabilità **Basso** qualora nell'edificio non sia presente alcuna carenza di tipo α oppure meno di 4 carenze di tipo β .

*di cui almeno una α

FIGURA 108 - GRADI DI VULNERABILITÀ

Attraverso una matrice, combinando lo stato di danno e quello di vulnerabilità, si ottiene il relativo livello operativo della struttura, che va da L0 a L4 (Tabella 1)

	Stato di danno 1	Stato di danno 2	Stato di danno 3	Stato di danno 4
Vulnerabilità Bassa	L0	L1	L2	L4
Vulnerabilità Significativa	L0	L1	L3	L4
Vulnerabilità Alta	L0	L2	L3	L4

TABELLA 1 – LIVELLI OPERATIVI

Successivamente verrà valutato il contributo parametrico al mq, sulla base del livello operativo e della superficie utile della struttura. Questo contributo tenderà ad aumentare all'aumentare del livello operativo, ma a diminuire all'aumentare della superficie utile della struttura. (Tabella 2)

Costo parametrico	Livello operativo L0	Livello operativo L1	Livello operativo L2	Livello operativo L3	Livello operativo L4
Fino a 130 mq.	400	850	1100	1250	1450
Da 130 a 220 mq.	330	750	900	1100	1250
Oltre i 220 mq.	300	650	800	950	1100

TABELLA 2 – COSTI PARAMETRICI

Dopo questa panoramica per comprendere cosa rappresentano i livelli operativi, e come si valutano, si riporta la valutazione del livello operativo della prima unità strutturale dell'aggregato, la quale viene identificata come un edificio facente parte dell'aggregato.

Valutazione del livello operativo dell'unità strutturale 1

Si procede attraverso step consequenziali:

A) Inquadramento territoriale dell'edificio oggetto di perizia



FIGURA 109 - INQUADRAMENTO CATASTALE DELL'UNITÀ STRUTTURALE 1



FIGURA 110 - INQUADRAMENTO FOTOGRAFICO

B) Dati identificativi dell'edificio

L'unità strutturale oggetto di richiesta preventiva di livello operativo è inserita in un aggregato edilizio più esteso, composto da altri 3 edifici. In particolare, la costruzione di che trattasi risulta la testata opposta alla via principale. Si trova nel comune di Ascoli Piceno nella frazione di Venagrande, all'interno del tessuto storico e urbano della piccola contrada. Tutto l'aggregato è censito al foglio 31 particella 97 del catasto urbano. L'edificio è composto da una singola unità immobiliare e alla data degli eventi sismici era adibita ad abitazione dei proprietari.

C) Descrizione dell'edificio

L'edificio è caratterizzato da tre piani fuori terra ed ha una forma pressoché rettangolare. È stato costruito in muratura portante costituita da pietrame disordinato di pietra locale tufacea e solai in legno e laterocemento, oltre quello di copertura che si presenta piano a terrazzo, realizzato in putrelle e voltine. La costruzione può essere datata ai primi decenni del secolo scorso, vista la conformazione strutturale e la tipologia costruttiva.

D) Descrizione del danno causato dal sisma per l'intero edificio

Come negli altri edifici componenti l'aggregato, anche in questa unità strutturale a contare i maggiori danni è l'ultimo piano, caratterizzato dal distacco delle pareti portanti agli incroci, lesioni in corrispondenza dei solai e le pareti perimetrali, danni ai divisori interni, agli architravi delle finestre e ulteriori lesioni diffuse di minore entità.

E) Determinazione del "livello operativo"

Il "livello operativo" dell'edificio oggetto della presente perizia asseverata è stato determinato sulla base della condizione rilevata dello "stato di danno" e del "grado di vulnerabilità" stabiliti dalle tabelle 2 e 4 dell'Ordinanza n. 19/2017, come di seguito specificato:

E1) Determinazione dello "stato di danno" con riferimento alle Tabelle 1 e 2 dell'Ordinanza n. 19/2017

INCROCIO 2: foto da 70 a 74 e 140



FIGURA 112 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 2



FIGURA 113 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 2



FIGURA 114 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 2



FIGURA 115 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 2

INCROCIO 3: foto da 61 a 65 e 330-331-332



FIGURA 116 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3



FIGURA 117 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3



FOTO 64

FIGURA 118 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3

FOTO 65



FIGURA 119 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3

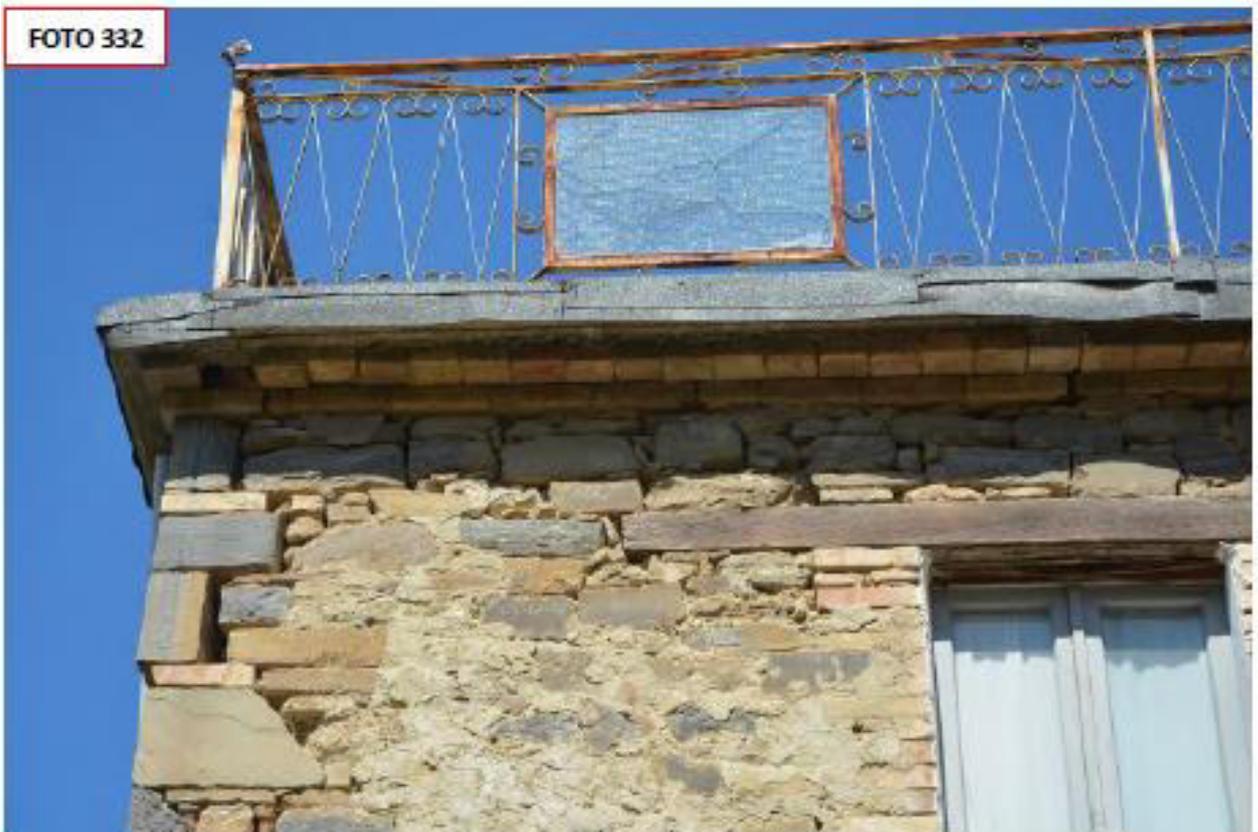


FIGURA 120 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3

FOTO 331



FIGURA 121 - DOCUMENTAZIONE DANNO INCROCIO 3

Successivamente alla dimostrazione qualitativa del danno, è necessario effettuare la valutazione quantitativa della condizione di danno dell'unità strutturale.

Si vanno a riportare gli incroci presenti al livello in esame:

INCROCI TOTALI AL PIANO PRIMO = 4

INCROCI LESIONATI AL PIANO PRIMO = 2

Il fatto che il 50% degli incroci in esame sia lesionato, porta ad individuare uno **Stato di Danneggiamento SD4** per Danno superiore al gravissimo.

A questo punto si deve procedere alla determinazione del "grado di vulnerabilità" con riferimento alle Tabelle 3 e 4 dell'Ordinanza n° 19/2017, andando ad individuare quali siano le carenze α e β , citate in precedenza, dell'unità strutturale.

Si riporta di seguito l'analisi di queste carenze, dove quelle riscontrate nell'unità strutturale sono state evidenziate, ricordando che per edifici a destinazione prevalente abitativa con struttura in muratura i gradi di vulnerabilità si definiscono come:

Viene definito **Grado di vulnerabilità Alto** qualora nell'edificio siano presenti almeno 2 carenze di tipo α oppure almeno 6* carenze di tipo ($\alpha + \beta$).

Viene definito **Grado di vulnerabilità Significativo** qualora nell'edificio sia presente almeno una 1 carenza di tipo α oppure almeno di 5 carenze di ($\alpha + \beta$).

Viene definito **Grado di vulnerabilità Basso** qualora nell'edificio non sia presente alcuna carenza di tipo α oppure meno di 4 carenze di tipo β . *di cui almeno una α

3.1 – CARENZE di edifici a destinazione prevalente abitativa con struttura in muratura:

		α	β
1.	Presenza di muri portanti a 1 testa (o comunque con spessore ≤ 15 cm) per più del 40% dello sviluppo di una parete perimetrale	x	
2.	Presenza di muri portanti a 1 testa (o comunque con spessore ≤ 15 cm) per più del 20% e meno del 40% dello sviluppo di una parete perimetrale		x
3.	Presenza di muri portanti a doppio paramento (senza efficaci collegamenti – diatoni tra i due paramenti), ciascuno a 1 testa (o comunque con spessore ≤ 15 cm) per più del 40% dello sviluppo di una parete perimetrale		x
4.	Cattiva qualità della tessitura muraria (caotica, sbazzata senza ricorsi e orizzontalità, assenza di diatoni, ...), per uno sviluppo ≥ 40 % della superficie totale resistente	x	
5.	Cattiva qualità della tessitura muraria (caotica, sbazzata senza ricorsi e orizzontalità, assenza di diatoni, ...), per uno sviluppo < 40 %, ma $> 20\%$ della superficie totale resistente		x
6.	Presenza di un piano (escluso l'ultimo) con rapporto tra superficie muraria resistente in una direzione e superficie coperta inferiore al 4%	x	
7.	Presenza di muratura portante in laterizio ad alta percentuale di foratura ($< 55\%$ di vuoti) per uno sviluppo ≥ 50 % della superficie resistente ad uno stesso livello	x	
8.	Assenza diffusa o irregolarità di connessioni della muratura alle angolate ed ai martelli	x	
9.	Colonne in muratura soggette a tensioni medie di compressione, nella combinazione SLU, superiori al 40% della resistenza a compressione media fm per oltre il 30% degli elementi resistenti		x
10.	Rapporto distanza tra pareti portanti successive/spessore muratura ≥ 14 (con esclusione del caso di pareti in laterizio semipieno) o distanza tra pareti successive > 7 metri		x
11.	Collegamenti degli orizzontamenti alle strutture verticali portanti inesistenti o inefficaci in modo diffuso	x	
12.	Solai impostati su piani sfalsati con dislivello $> 1/3$ altezza di interpiano, all'interno della u.s. o di u.s. contigue		x
13.	Presenza di volte od archi con spinta non contrastata		x
14.	Presenza di strutture spingenti in copertura per uno sviluppo maggiore del 30% della superficie coperta	x	
15.	Presenza di strutture spingenti in copertura per uno sviluppo maggiore del 5% e minore del 30% della superficie coperta		x
16.	Presenza di muratura e/o colonne portanti insistenti in falso su solai o volte, che interessi almeno 15 % della superficie delle murature portanti allo stesso piano	x	
17.	Carenze manutentive gravi e diffuse su elementi strutturali		x

FIGURA 122 - ELENCO CARENZE EDIFICI IN MURATURA

Dalla lettura della tabella sopra riportata, si evince come l'unità strutturale in oggetto ricada nel **Grado di Vulnerabilità Alto**, per cui andando a combinare lo stato di danno SD4 con il grado di vulnerabilità appena definito, dalla matrice sotto riportata si evince che l'unità strutturale ricade in un **LIVELLO OPERATIVO L4**.

	Stato di danno 1	Stato di danno 2	Stato di danno 3	Stato di danno 4
Vulnerabilità Bassa	L0	L1	L2	L4
Vulnerabilità Significativa	L0	L1	L3	L4
Vulnerabilità Alta	L0	L2	L3	L4

TABELLA 3 - LIVELLO OPERATIVO

LIVELLO DI CONOSCENZA E DEFINIZIONE PROPRIETA' DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione, se da un lato contribuisce ad aumentare l'accuratezza delle verifiche di sicurezza e l'efficacia del progetto degli interventi, dall'altro dipende, di fatto, dalla possibilità di effettuare indagini approfondite in relazione all'uso ed alla natura/tipologia della costruzione stessa. Le NTC, al fine di tener conto dei diversi possibili gradi di approfondimento, utilizzano i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza (che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

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

In relazione al livello di conoscenza, le NTC definiscono opportuni fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali.

I livelli di conoscenza sono strettamente legati al rilievo dell'edificio, sia esso singolo che in aggregato, e risulta quindi di particolare importanza andare a svolgere una fase di rilievo il più dettagliata possibile specie per le costruzioni di muratura. La normativa, nella *Circolare 7-2019* al §C8.5.2.1 va a definire 3 differenti livelli di indagini che si possono individuare durante il rilievo, in relazione al grado di approfondimento delle stesse.

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

eliminazione delle spinte. A questo livello di indagine è associabile un *livello di conoscenza LC1*.

Indagini estese: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione. A questo livello di indagine è associabile un *livello di conoscenza LC2*.

Indagini esaustive: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali. A questo livello di indagine è associabile un *livello di conoscenza LC3*.

Una volta definiti i livelli di conoscenza della costruzione, la norma va ad introdurre dei coefficienti, detti *fattori di confidenza*. Questi sono stati introdotti al fine di essere utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali definiti dalla normativa e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto durante le indagini.

I fattori di confidenza sono indicati come FC, sono dipendenti e collegati ai livelli di conoscenza e sono indicati nel dettaglio nella Circolare 7-2019 al §C8.5.4 dove ad LC1 corrisponde $FC=1,35$ ad LC2 corrisponde $FC=1,2$ e al livello LC£ corrisponde un $FC=1$

La normativa all'interno della Circolare 7-2019 va a definire i parametri meccanici per le tipologie murarie maggiormente ricorrenti e questi sono riportati nella Tabella C8.5.1 richiamata di seguito.

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

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

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

FIGURA 123 - ESTRATTO TABELLA C8.5.1 CIRCOLARE 7/2019

A questo punto, una volta che si è andata ad individuare la tipologia di muratura di cui è realizzata la costruzione, la norma richiama le seguenti indicazioni al §C8.5.4.1 "Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

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

Dopo questa premessa, necessaria per farsi un'idea chiara del quadro normativo in materia, sulla base di quanto espresso nei capitoli precedenti si può definire che per l'aggregato in esame si ha un livello di conoscenza LC1, ottenuto dalle indagini eseguite in situ, il quale porta ad un fattore di confidenza $FC=1,35$. Queste indicazioni saranno di massima importanza per la realizzazione del modello di calcolo, poiché all'interno del software sarà necessario andare ad indicare il livello di conoscenza raggiunto, al fine di poter autonomamente andare ad aggiustare i parametri meccanici della muratura.

MODELLAZIONE DELL'AGGREGATO

Modello a telaio equivalente

Nei capitoli precedenti sono state riportate le informazioni utili alla comprensione dell'aggregato oggetto di studio, la cui conoscenza è di primaria importanza prima di poter procedere alla modellazione dello stesso attraverso un software di calcolo.

In questo caso si è deciso di utilizzare il software 3MURI della S.T.A. DATA il quale utilizza il modello a telaio equivalente per andare a studiare le strutture in muratura. Il modello a telaio equivalente nasce dallo studio dei più ricorrenti quadri fessurativi che caratterizzano gli edifici esistenti. Dall'analisi dei meccanismi di danno è infatti emerso come le lesioni si concentrino in alcune zone più deboli delle pareti (maschi e fasce di piano), lasciando sostanzialmente intatte le altre (nodi rigidi). I maschi e le fasce sono modellati mediante elementi monodimensionali (*beam*) deformabili assialmente e a taglio collegati tra loro all'estremità mediante bracci rigidi (*offsets*). I maschi murari sono definiti a partire dalle pareti escludendo le fasce di muro interessate dalle aperture. Ciascun elemento, ovvero setto, è rappresentato mediante il suo asse baricentrico principale, delimitato da nodi posizionati a livello di impalcato e le aperture presenti nell'edificio vanno a "creare" i diversi setti. Ciascun maschio è costituito da una parte deformabile con resistenza finita la cui lunghezza va da impalcato a impalcato oppure, nel caso le fasce di piano abbiano capacità irrigidente, la lunghezza deformabile è ridotta da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. In quest'ultimo caso, l'altezza efficace, ovvero l'altezza deformabile, del maschio può essere definita secondo la teoria di Dolce (1989) mediante la seguente relazione:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H' - h')}{h'}$$

Dove:

H_{eff} è l'altezza deformabile del maschio murario;

H è l'altezza interpiano;

D è la larghezza del maschio murario;

h' è l'altezza del maschio murario calcolat0

L'ulteriore ipotesi fatta nella realizzazione di questo modello è che i maschi murari abbiano un comportamento elasto-plastico e i meccanismi di rottura saranno:

- Rocking (rottura per pressoflessione-ribaltamento) causato dal raggiungimento ultimo nel maschio in esame
- Rottura per taglio con fessurazione diagonale a seguito del raggiungimento del taglio ultimo
- Rottura per taglio-scorrimento: questa rottura si manifesta in presenza di lesioni orizzontali dovute alla scarsa qualità meccanica della malta dei giunti o a causa di uno scarso carico verticale che grava sul maschio.

Si riporta inoltre uno schema esplicativo delle lesioni che potrebbero interessare una parete muraria

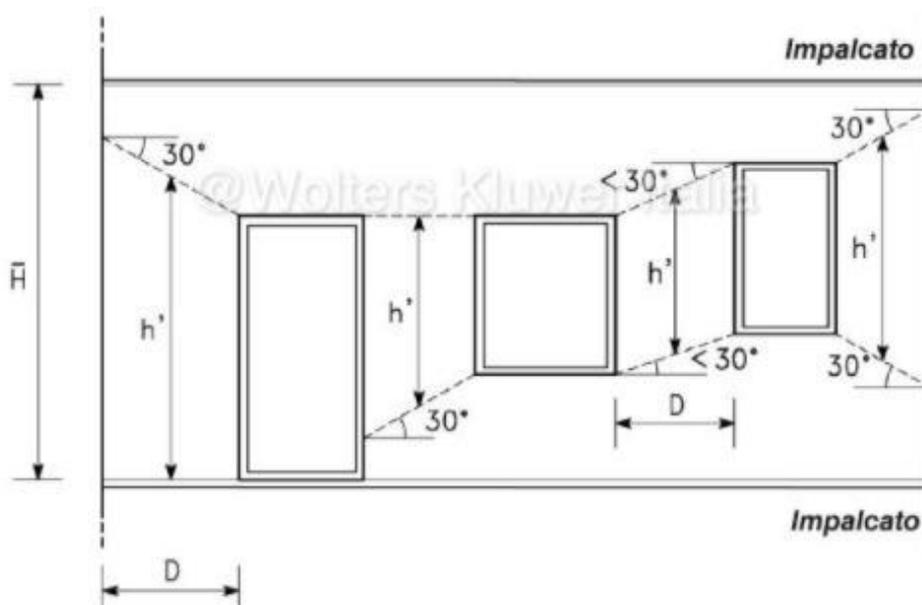


FIGURA 124 - SCHEMA LESIONI SU MASCHIO MURARIO

Successivamente alla definizione dei maschi murari, l'ulteriore elemento costituente il modello a telaio equivalente è la fascia di piano.

Le fasce di piano in muratura (sopra e sottofinestra) sono rappresentate con elementi di telaio ad asse orizzontale delimitati dal filo dei muri verticali. Si ipotizza che la parte deformabile corrisponda approssimativamente con la luce libera dell'apertura e la restante parte sia modellata con elementi infinitamente rigidi. In assenza di elementi resistenti ad azioni di trazione, quali cordoli o architravi in cemento armato, si va a trascurare il contributo resistente delle fasce di piano nei confronti delle sollecitazioni orizzontali. In questi casi, i maschi murari non risultano accoppiati e hanno un comportamento a mensola mentre qualora le fasce risultassero solidali con il telaio, i ritri risulterebbero accoppiati.

Questa è una panoramica generale su come funziona il modello a telaio equivalente, entrando nello specifico del software 3MURI le seguenti informazioni sono state estratte dal manuale del programma.

Una volta schematizzata la parete come telaio, dove vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) le restanti porzioni di parete vengono considerati come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macro-elementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i 3 gradi di libertà del piano.

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

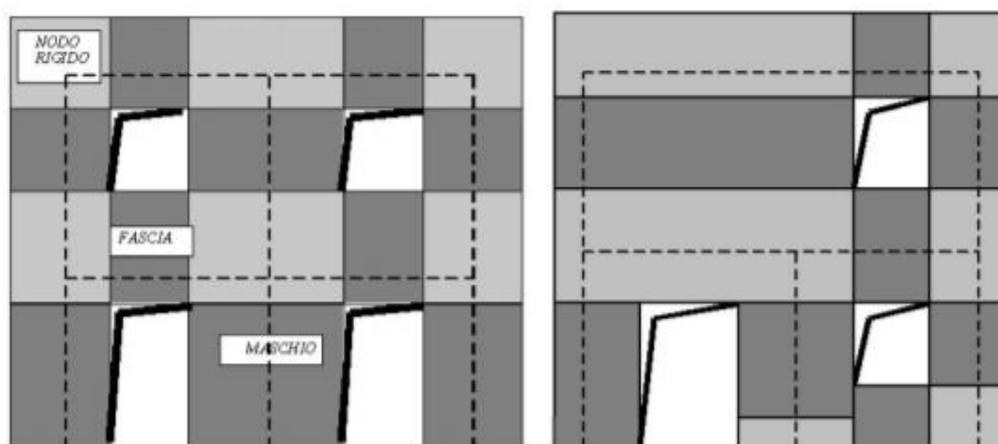


FIGURA 125 - SCHEMA SUDDIVISIONE PARETE IN MURATURA

Modellazione con software 3MURI

Per poter procedere alla modellazione dell'aggregato all'interno del software 3MURI, è di particolare importanza tenere conto che gli elementi della modellazione devono avere una continuità per tutto lo sviluppo dell'aggregato, quindi ci si basa su dei fili fissi per la generazione del modello globale. Questi fili fissi vengono realizzati sulla base della pianta del fabbricato andando ad individuare l'asse del pannello murario ed importando il file all'interno del software. In questo modo si riuscirà ad ottenere lo schema dell'aggregato, ed andando a definire le caratteristiche del pannello si avrà la realizzazione della parete. Si riporta di seguito lo schema degli allineamenti (fili fissi) al livello 2 dell'aggregato

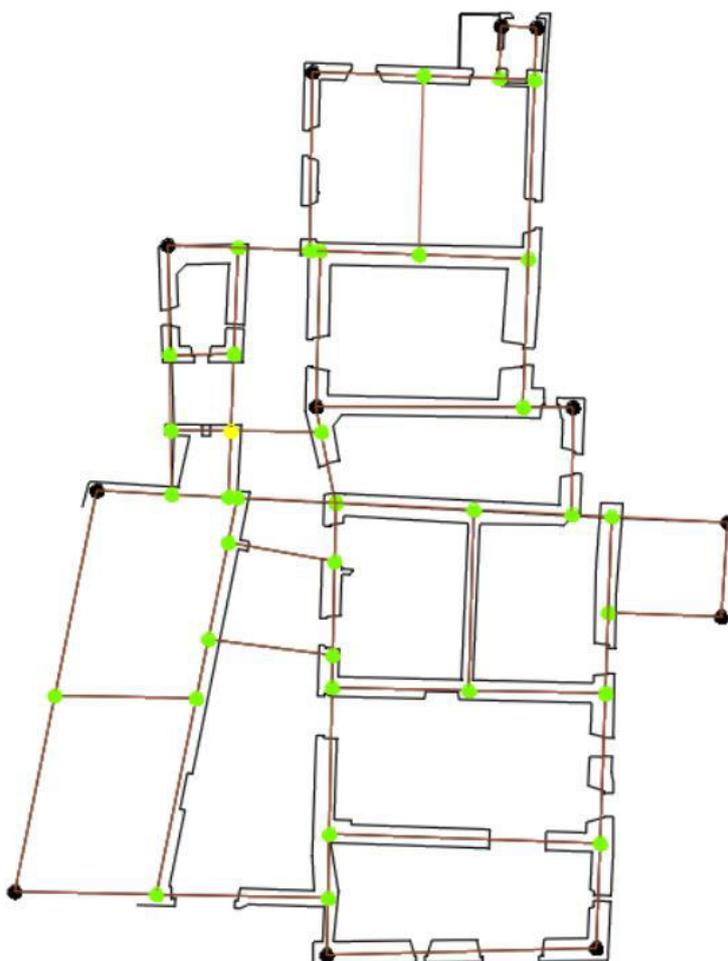


FIGURA 126 - SCHEMA ALLINEAMENTI DELL'AGGREGATO

Successivamente alla realizzazione degli allineamenti si può procedere alla realizzazione della struttura stessa, andando innanzitutto a definire le proprietà dei materiali. Tenendo conto dei risultati delle prove in situ di cui si è discusso ampiamente in un precedente capitolo, sono state inserite due differenti tipologie di muratura:

- Arenaria Tufacea, che costituisce la muratura portante dell'aggregato
- Mattoni pieni, introdotta al fine di andare a caratterizzare al meglio le zone dove questa è stata introdotta, per rendere maggiormente veritiera la modellazione.

All'interno del programma si va quindi ad indicare la condizione del materiale differenziandola tra nuovo ed esistente, si vanno a scegliere poi i parametri della muratura riferendosi alla Tabelle C8.5.4 della Circolare 7-2019 ed inserendo il livello di conoscenza raggiunto. Il software all'interno delle analisi andrà a modificare i parametri sulla base del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto, come descritto nei capitoli precedenti.

Definizione parametri materiali

Tipo muratura: Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

Livello conoscenza: -- Limitate indagini -- LC1

FC: 1,35

	f_m [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	f_{v0} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kg/m ³]
Valore tabellare	1,00	0,02	0,00	870,00	290,00	1.937

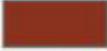
Normativa OK Annulla ?

FIGURA 127 - DEFINIZIONE PARAMETRI MATERIALI ALL'INTERNO DEL SOFTWARE

Modifica

Tipo **Nome**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	870
Eh [N/mm ²]	870
G [N/mm ²]	290
w [kg/m ³]	1937
f _m [N/mm ²]	1
f _{hm} [N/mm ²]	0,75
f _k [N/mm ²]	0,52
τ [N/mm ²]	0,02
FC	1,35
γ _m	1,4
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Taglio

Considera contributo a trazione fascia

Descrizione

Libreria 

FIGURA 128 - PROPRIETÀ DEL MATERIALE

Proprietà materiale ✕

Modifica

Tipo **Nome**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	1500
Eh [N/mm ²]	1500
G [N/mm ²]	500
w [kg/m ³]	1835
f _m [N/mm ²]	2,6
f _{hm} [N/mm ²]	1,95
f _k [N/mm ²]	1,35
τ [N/mm ²]	0,05
FC	1,35
γ _m	2
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Taglio

Considera contributo a trazione fascia

Descrizione

Libreria 

FIGURA 129 - PROPRIETÀ DEL MATERIALE

A questo punto è stato possibile andare a realizzare il modello dell'aggregato dove si è considerata l'interazione degli edifici adiacenti all'aggregato oggetto di studio nella parte Sud-Est. Questa modellazione si è resa necessaria al fine di ricreare l'effettiva azione di ritegno che questo edificio compie sull'aggregato, poiché in assenza di esso durante la modellazione si avevano problemi relativi agli spostamenti delle pareti non confinate. Nel modello questo edificio è ben visibile poiché vi è stata applicata una colorazione rosa, e vi sono state applicate delle proprietà dei materiali migliori rispetto all'aggregato in modo da non andare ad inficiare le verifiche che si effettueranno.

Si può notare inoltre che, nel prospetto Sud-Ovest, non è stata modellata la porzione di struttura realizzata in blocchi di cls, questo perché si è visto come questa non abbia connessioni con l'aggregato e questo è stato testimoniato nell'analisi del quadro fessurativo precedentemente riportato. Inoltre, la sua modellazione portava ad avere spostamenti troppo elevati ed era fuorviante ai fini dell'analisi globale del modello, per questa ragione si è deciso di non considerarlo all'interno del modello.

Durante la modellazione si è reso necessario andare ad inserire le caratteristiche della fondazione, modellata basandosi su dati di edifici di stessa epoca costruttiva dell'aggregato, dove la fondazione è un proseguo della muratura con un approfondimento di circa 50cm e la larghezza è appunto quella del pannello murario soprastante. Al suolo è stato impostato un valore della costante di winkler basso, all'incirca 3, mentre per gli edifici adiacenti modellati, la costante è stata data elevata di modo da rendere il terreno infinitamente rigido ed evitare che vi siano problemi su questi elementi.

Per quanto riguarda la modellazione dei solai, questi non sono stati considerati come infinitamente rigidi poiché le loro caratteristiche non permettevano questa definizione.

Si riportano ora di seguito delle viste del modello 3D realizzato attraverso il software 3 muri, dove le differenti tipologie murarie sono distinguibili sulla base delle colorazioni:

- Mattoni pieni ■
- Arenaria Tufacea ■
- Mattoni semipieni (Doppio UNI) ■
- Edifici adiacenti ■

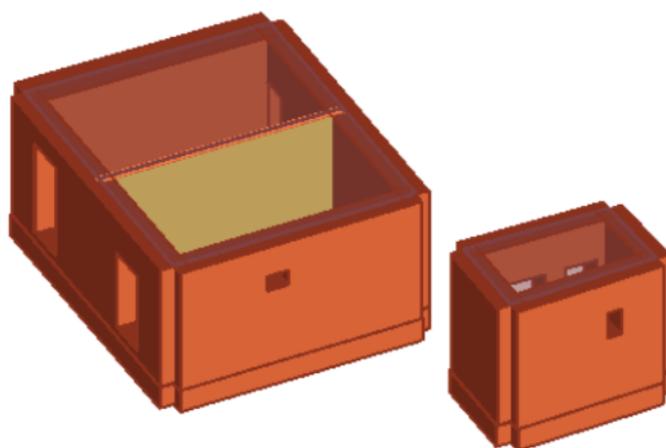


FIGURA 130 - MODELLAZIONE 3D LIVELLO 1

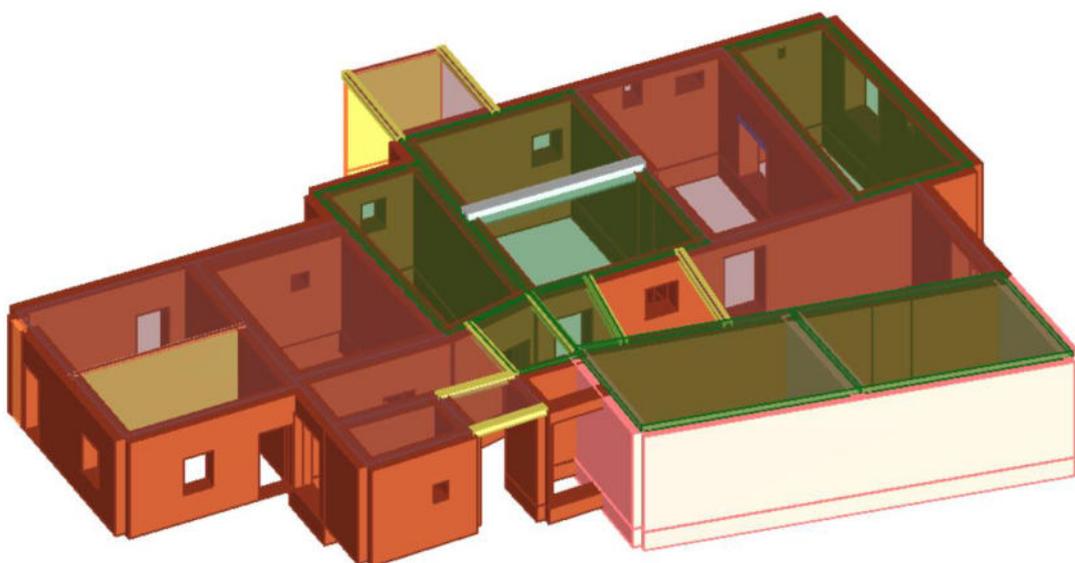


FIGURA 131 - MODELLAZIONE 3D LIVELLO 2

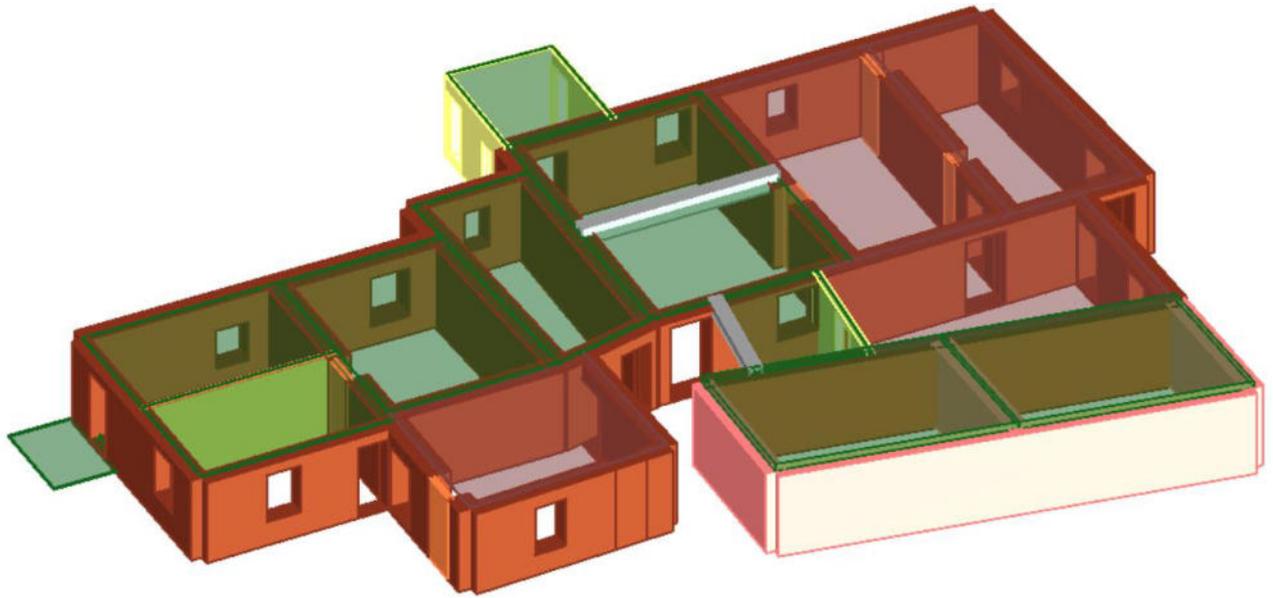


FIGURA 132 - MODELLAZIONE 3D LIVELLO 3

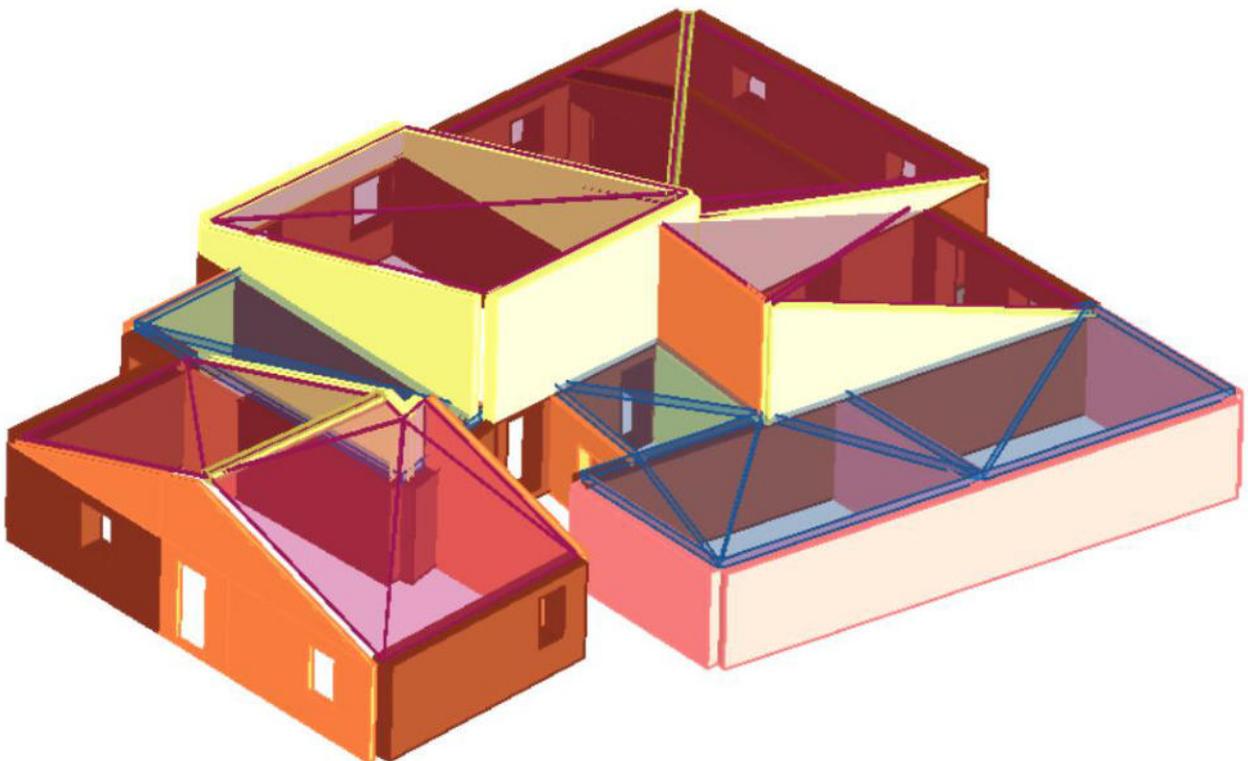


FIGURA 133 - MODELLAZIONE 3D LIVELLO 4

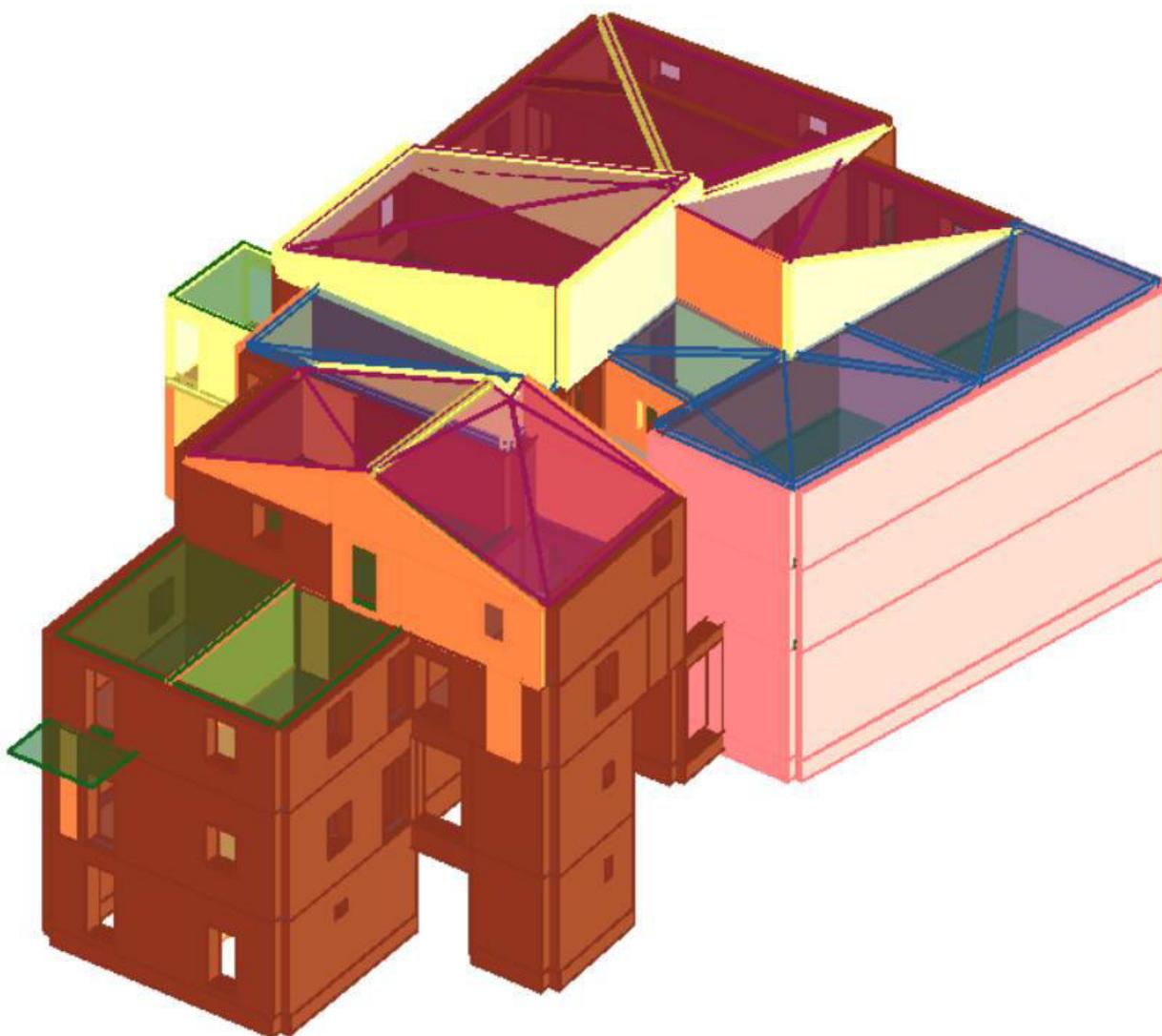


FIGURA 134 - MODELLO 3D PROSPETTO SUD

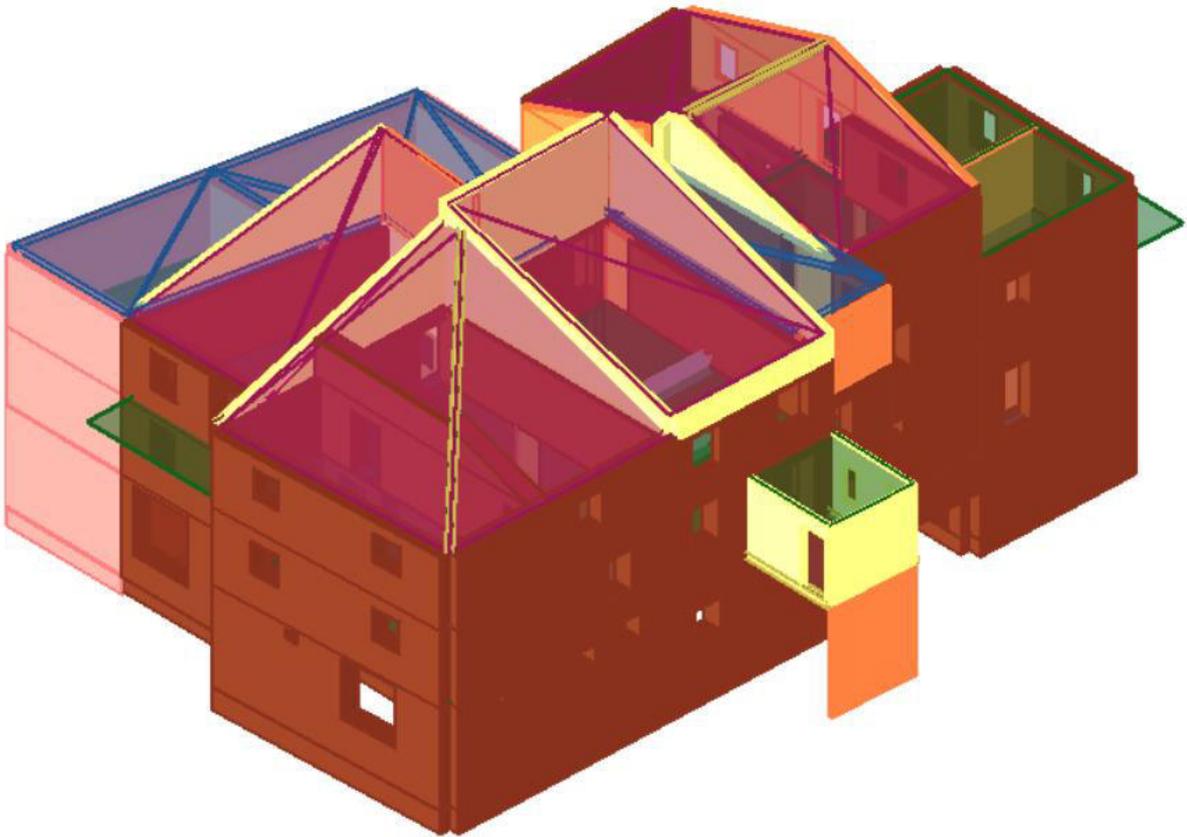


FIGURA 135 - MODELLO 3D PROSPETTO NORD-OVEST

ANALISI SISMICA DELL'AGGREGATO

Inserimento parametri sismici

Al termine della fase di modellazione si procede con l'analisi sismica secondo quanto riportato dalle NTC2018. Prima di poter procedere all'analisi è necessario andare ad introdurre all'interno del programma il cosiddetto "carico sismico", che altro non è lo spettro sismico, tramite l'inserimento delle coordinate del luogo in cui è sito l'aggregato

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	2,272	1,760	0,713	0,567
F_0	2,51	2,47	2,46	2,48
T_C^* [s]	0,35	0,35	0,29	0,28
T_R	975	475	50	30

FIGURA 136 - INSERIMENTO PARAMETRI DEL LUOGO

Autonomamente il software va a ricavare poi i parametri relativi alla costruzione dello spettro di risposta secondo quanto riportato dalle NTC2018 §3.2.3.2.1

	SLC	SLV	SLD	SLO
Verifica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
a_g [m/s ²]	2,27	1,76	0,71	0,57
F_0	2,51	2,47	2,46	2,48
T_C^* [s]	0,35	0,35	0,29	0,28
T_R	975,00	475,00	50,00	30,00
S_S	1,17	1,20	1,20	1,20
T_B [s]	0,16	0,16	0,14	0,13
T_C [s]	0,47	0,47	0,41	0,40
T_D [s]	2,53	2,32	1,89	1,83

FIGURA 137 - DEFINIZIONE PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA

Analisi PUSHOVER

Successivamente all'introduzione dei parametri relativi alla costruzione dello spettro di risposta, si può procedere con l'analisi sismica vera e propria. Si andrà ad eseguire un'analisi statica non lineare **PUSHOVER**. Quest'analisi va a considerare il comportamento post-elastico della struttura, che viene modellato attraverso l'utilizzo di cerniere plastiche.

Il metodo consiste nell'incrementare le forze orizzontali in modo proporzionale fino al collasso della struttura, e la verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento (u_{max}) con lo spostamento richiesto (d_{max}) della struttura. La risposta della struttura a più gradi di libertà viene ricondotta a quella di una struttura equivalente con comportamento elastico-perfettamente plastico ad un solo grado di libertà. Per la verifica è quindi necessario andare a valutare la capacità di spostamento, che si ricava dalla curva di capacità, ottenuta a sua volta andando ad incrementare i carichi orizzontali agenti sulla struttura fino al collasso della stessa. Secondo la normativa, se la curva di capacità è sempre crescente, si assume come u_{max} il massimo spostamento della curva; se la curva presenta dei rami decrescenti si assume come u_{max} lo spostamento che riduce al massimo del 20% la forza massima della curva di capacità.

Per quanto riguarda invece lo spostamento massimo richiesto, d_{max} , questo è funzione dello spostamento massimo del sistema SDOF equivalente (d^*max) al sistema reale MDOF. Lo spostamento d^*max sarà funzione del periodo T_c e si avranno due formule differenti per il suo calcolo, dopodiché si potrà calcolare lo spostamento d_{max} considerando il coefficiente di partecipazione modale.

Secondo le richieste normative l'analisi statica non lineare valuta la risposta della struttura soggetta ad un sistema di forze verticali, quindi i pesi propri e i sovraccarichi, ed una distribuzione di forze orizzontali crescenti che vengono applicate all'altezza dei solai di piano secondo due distinte distribuzioni, una distribuzione proporzionale alle Forze statiche e una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. (NTC 2018) Le forze statiche orizzontali, sono applicate sia in corrispondenza dei baricentri di massa dei solai sia rispetto a dei punti che sono spostati di $\pm 5\%$ rispetto ai baricentri di massa dei solai per tenere

in conto dei valori di eccentricità accidentali. Il numero di analisi statiche non lineari da effettuare corrisponde a 24.

In questa fase bisogna scegliere rispetto a quale nodo condurre l'analisi, la scelta di tale nodo è molto importante perché rappresenta il punto rispetto al quale si calcola lo spostamento per il tracciamento della curva di capacità. Sulla base delle indicazioni fornite dalla Norma, il nodo di controllo è stato scelto in corrispondenza dell'ultimo livello, (senza tenere in conto della presenza dei livelli riferiti alla torre quadrata) e il più possibile coincidente con il centro massa del rispettivo livello.

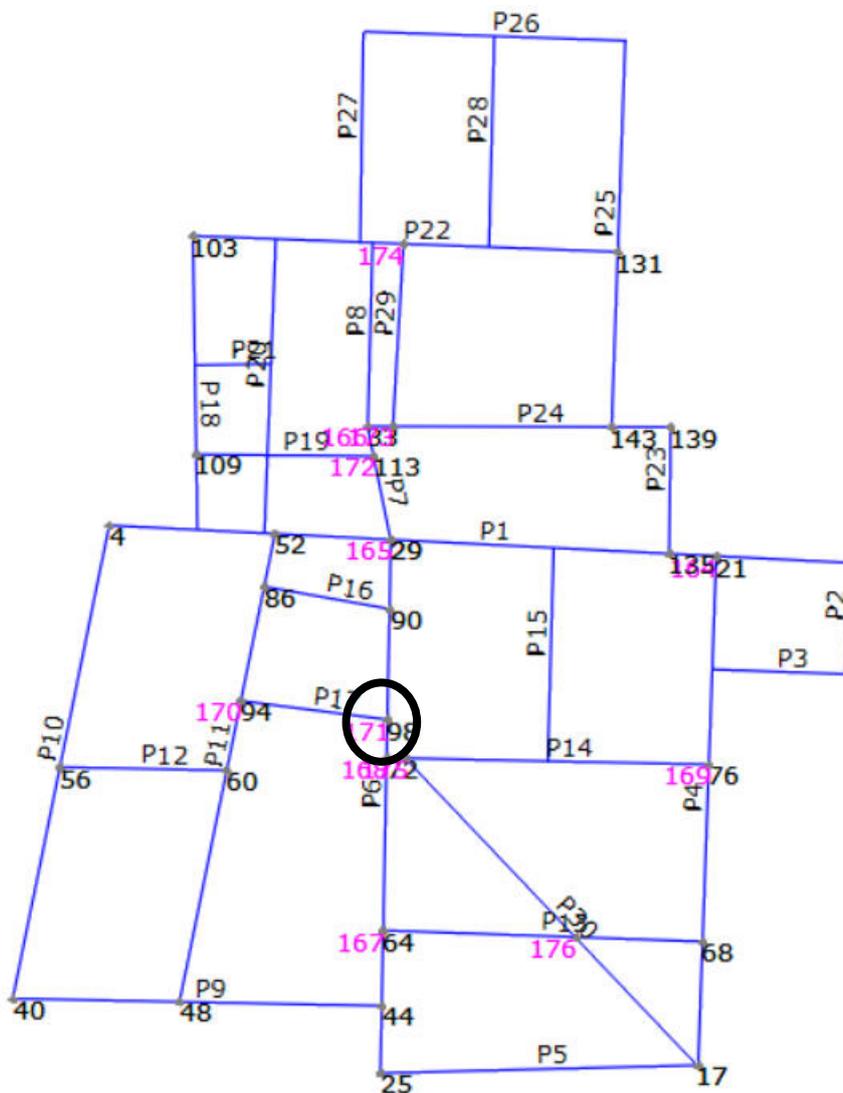


FIGURA 138 - INDIVIDUAZIONE NODO DI CONTROLLO SU SCHEMA AGGREGATO

Si riporta di seguito il prospetto relativo alle analisi che il software andrà ad eseguire, e per ognuna di queste si avrà come risultato il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare del sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di questa curva sul piano Taglio (ordinate) Spostamento (ascisse) avviene realizzando una retta che, uscendo dall'origine degli assi, interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco. La seconda retta risulta parallela all'asse delle ordinate, in modo da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. In questo modo si riesce a determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sistema, ovvero lo spostamento d_{max} di cui sopra.

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [4] Livello 4 Nodo: 98

Spostamento: Spostamenti medi del livello selezionato

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	131,4
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-131,4
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	131,4
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-131,4
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	131,4
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-131,4
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	131,4
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-131,4
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	105,2
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-105,2
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	105,2
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-105,2
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	105,2
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-105,2
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	105,2
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-105,2

Definizione per angolo sisma

Angolo: 0 [°]

Aggiungi -- Nessuno --

Incrementa

Elimina

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Parametri di calcolo

Applica a tutte

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 20,00 [cm]

Eccentricità: [] [cm]

Abilita analisi

Dir. sisma: []

Carico sismico: []

Eccentricità: []

Seleziona Tutto Deseleziona Tutto

Carico sismico

Proporzionale forze statiche

Distribuzione modale

Esegui controllo deformabilità angolare

OK ?

FIGURA 139 - COMBINAZIONI DI CARICO ANALISI PUSHOVER

Il software procede con il calcolo delle verifiche relative ai vari stati limiti considerati dalla normativa, di cui si riporta l'estratto che si andrà ad analizzare

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,87	0,80	3,87	1,40	0,60	3,03	0,38	0,27	0,27	0,18	0,504	0,524	0,817	0,680
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,95	1,37	4,12	1,47	1,03	3,23	0,41	0,27	0,29	0,18	0,740	0,747	0,767	0,638
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,86	1,04	3,62	1,39	0,78	2,84	0,37	0,29	0,27	0,19	0,623	0,642	0,873	0,727
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,90	1,39	3,69	1,42	1,05	2,89	0,38	0,30	0,28	0,20	0,771	0,781	0,856	0,712
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,61	0,94	4,66	1,98	0,70	3,65	0,58	0,33	0,42	0,22	0,424	0,438	0,679	0,565
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	2,87	1,02	4,74	2,19	0,76	3,71	0,67	0,38	0,50	0,26	0,412	0,423	0,668	0,556
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,46	0,67	4,68	1,86	0,50	3,67	0,54	0,30	0,39	0,20	0,350	0,369	0,675	0,562
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,63	0,71	4,73	2,00	0,53	3,71	0,59	0,33	0,43	0,22	0,342	0,359	0,669	0,556
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	131,37	1,98	0,82	4,41	1,50	0,62	3,45	0,43	0,26	0,31	0,17	0,480	0,496	0,717	0,597
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-131,37	1,79	1,22	3,88	1,34	0,91	3,04	0,36	0,25	0,25	0,17	0,723	0,735	0,814	0,678
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	131,37	2,07	0,92	4,34	1,57	0,69	3,40	0,45	0,28	0,33	0,19	0,506	0,519	0,729	0,606
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-131,37	1,92	1,28	4,32	1,45	0,96	3,38	0,41	0,25	0,29	0,17	0,704	0,712	0,733	0,610
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	131,37	1,98	0,72	4,26	1,49	0,54	3,34	0,42	0,27	0,30	0,18	0,436	0,454	0,741	0,617
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-131,37	1,70	1,33	3,53	1,27	1,00	2,77	0,32	0,26	0,23	0,17	0,816	0,831	0,896	0,746
15	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	131,37	2,06	1,27	4,07	1,56	0,95	3,19	0,44	0,30	0,32	0,20	0,661	0,670	0,777	0,646
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-131,37	1,83	1,35	3,63	1,37	1,01	2,85	0,36	0,28	0,26	0,19	0,774	0,786	0,870	0,724
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	105,25	2,68	0,88	5,10	2,04	0,66	3,99	0,62	0,31	0,45	0,21	0,390	0,402	0,621	0,516
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-105,25	2,60	0,67	4,40	1,97	0,51	3,45	0,57	0,35	0,41	0,23	0,338	0,358	0,719	0,598
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	105,25	2,93	0,99	5,35	2,25	0,74	4,19	0,70	0,35	0,52	0,23	0,388	0,396	0,591	0,492
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-105,25	2,80	0,94	4,56	2,13	0,71	3,57	0,64	0,38	0,47	0,26	0,400	0,414	0,694	0,577
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	105,25	2,55	0,75	4,67	1,93	0,56	3,66	0,57	0,32	0,41	0,21	0,366	0,383	0,677	0,563
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-105,25	2,42	0,73	4,43	1,83	0,54	3,47	0,52	0,31	0,37	0,20	0,380	0,400	0,713	0,594
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	105,25	2,76	0,82	4,78	2,10	0,62	3,74	0,63	0,35	0,47	0,24	0,364	0,378	0,662	0,551
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-105,25	2,57	0,76	4,77	1,95	0,57	3,74	0,57	0,31	0,42	0,21	0,367	0,383	0,662	0,551

Visualizza dettagli

ζ E 1,00

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

FIGURA 140 - RISULTATI VERIFICHE ANALISI PUSHOVER

Come espresso in precedenza, la verifica riguarda il confronto fra lo spostamento richiesto, la domanda in spostamento D_{max} , e lo spostamento offerto dalla struttura, la capacità in spostamento D_u .

Queste due quantità sono definite nel dettaglio come:

- D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico
- D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di $q^* < 3$, ove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Di particolare interesse risulta la valutazione dell'indice di vulnerabilità sismica della struttura o indice di rischio, per lo stato limite di salvaguardia della vita. Questo parametro, nel caso in cui si effettui un'analisi non lineare, è dato dal rapporto tra grandezze che misurano la capacità della struttura con quelle che ne identificano la domanda in condizioni sismiche, in particolare questo rapporto è dato dall'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica allo stato limite ultimo. Per tanto l'indice di vulnerabilità viene definito come:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV} (\text{accelerazione di capacità corrispondente al SLV})}{PGA_{DLV} (\text{accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV})}$$

Dal prospetto sopra riportato con i risultati delle analisi, che non tornano verificate in nessuna delle 24 combinazioni calcolate, si individuano 2 combinazioni più gravose, una per ognuna delle due direzioni, e sono la combinazione 13 e la 18. Sono state richiamate queste due combinazioni più gravose perché tra le due si andranno a valutare i risultati della combinazione che porta ad avere l'indice di rischio più basso:

- α SLV combinazione 13 : 0,454
- α SLV combinazione 18 : 0,358

Per cui andremo ad analizzare i risultati della combinazione 18, che prevedeva un carico sismico con distribuzione uniforme, direzione di ingresso del sisma +Y con eccentricità pari a -105,25cm rispetto al centro delle masse dell'aggregato.

Analisi risultati della PUSHOVER

Andando ad analizzare i risultati notiamo come le curve di capacità siano costruite seguendo 14 sottopassi, e il programma permette di andare a controllare l'andamento della struttura e il suo stato di danneggiamento al variare dei sottopassi. Il programma restituisce inoltre la deformazione della parete analizzata ma anche della pianta della struttura, andando ad enfatizzare gli spostamenti per renderli visibili.

Andiamo ad analizzare la parete 18 dell'aggregato, la quale ha uno sviluppo che prende tutti i livelli dell'aggregato in esame.

1) *Passo 0 di 14*

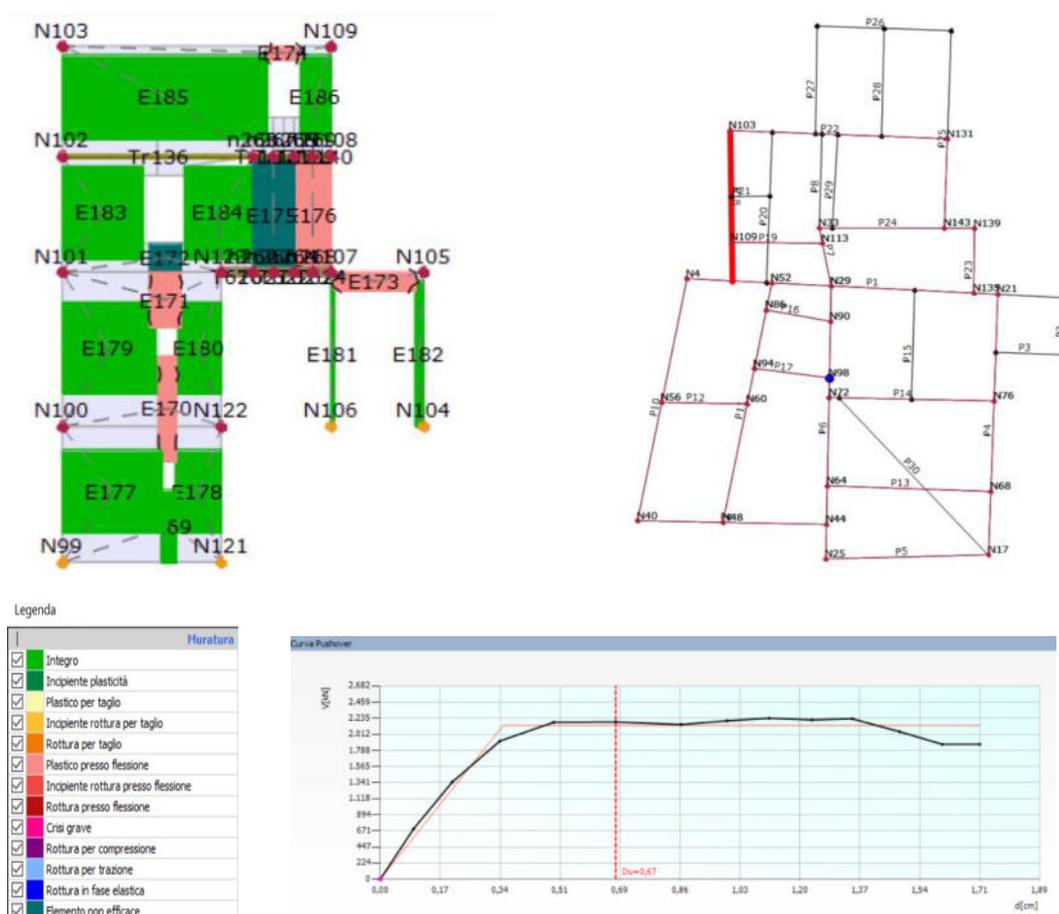


FIGURA 141 - RESOCONTO ANALISI PUSHOVER SU PARETE 18 AL PASSO 0 SU 14

Dal prospetto della parete si nota come, durante questa fase in cui non sono state applicate le forze sismiche, la struttura risente già di problemi sotto l'azione delle forze statiche. I maschi murari verdi sono integri (come da legenda) mentre quelli rosa stanno avendo una crisi per pressoflessione.

2) Passo 3 di 14

Andando ad analizzare quanto accade a questo passo, ci troviamo nella situazione in cui sulla pushover siamo ad un livello di spostamento pari a 0,34cm in corrispondenza di uno sforzo di taglio 1919kN. La struttura si sta deformando, specialmente nella parte “alta” dove abbiamo una minor rigidezza. La parete in esame presenta dei maschi murari che stanno andando in crisi per pressoflessione

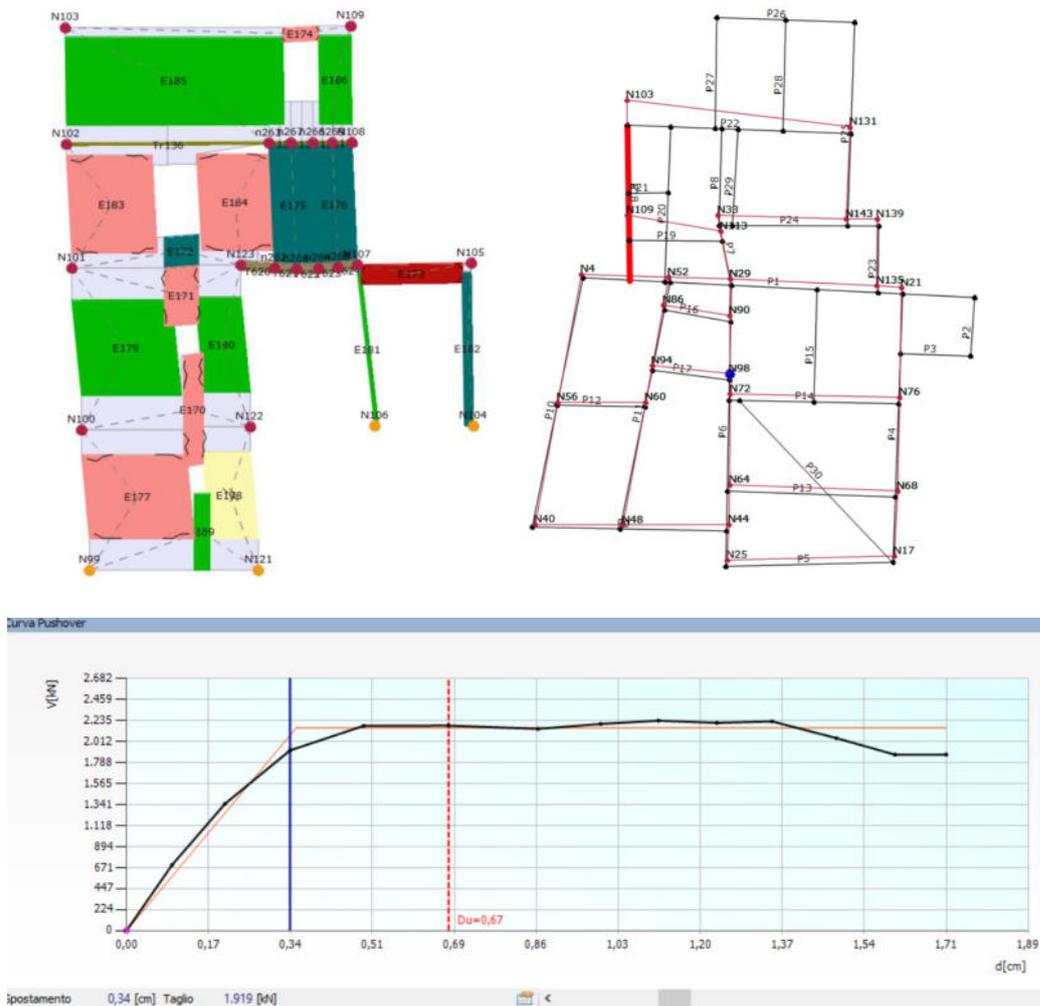


FIGURA 142 - RESOCONTO ANALISI PUSHOVER SU PARETE 18 AL PASSO 3 SU 14

Le deformate sono accentuate con un fattore di scala pari a 10 altrimenti non si sarebbe potuto apprezzare lo spostamento che subisce la struttura al livello 4. In termini quantitativi, lo spostamento massimo rilevato a questo passo è pari a 1,9 cm lungo X del nodo 103 (estremo sinistro della parete)

Visualizzazione stato di danneggiamento del modello 3D

A questo punto può risultare interessante ai fini di una migliore comprensione dello stato di danneggiamento del manufatto, andare a controllare come ha risposto il modello nella sua interezza al raggiungimento del D_u e del D_{max} . In questo caso non sarà possibile apprezzare la deformazione dell'intera struttura, ma si potrà identificare lo stato di danneggiamento dei vari maschi secondo la legenda.

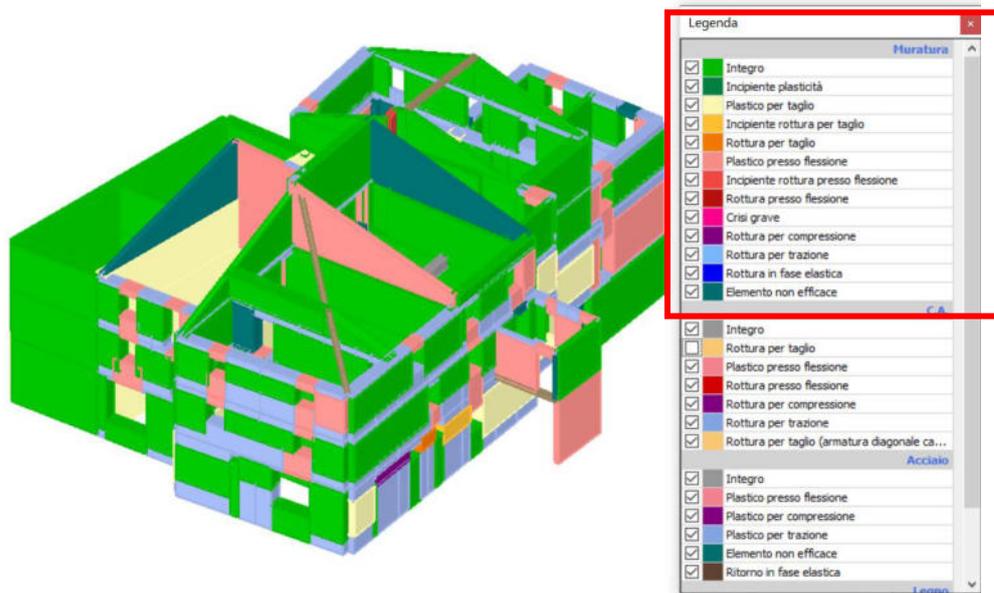


FIGURA 144 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO VISTA NORD-OVEST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO D_u

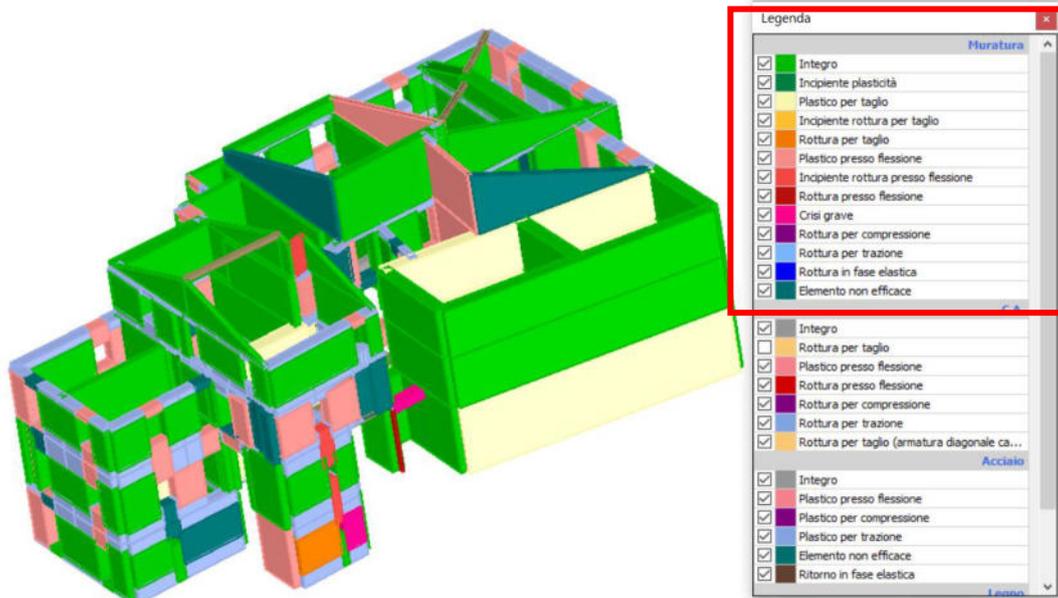


FIGURA 145 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO VISTA SUD-EST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO DU

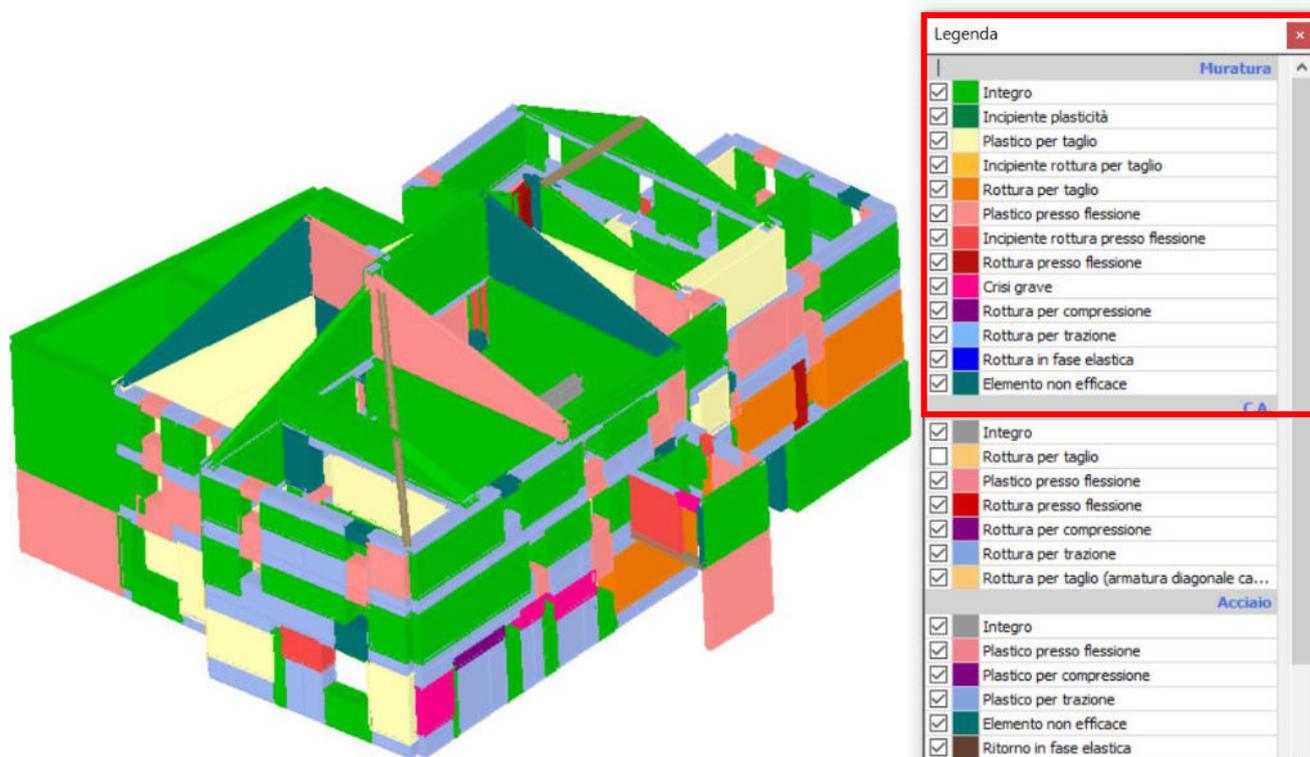


FIGURA 146 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO VISTA NORD-OVEST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO DMAX

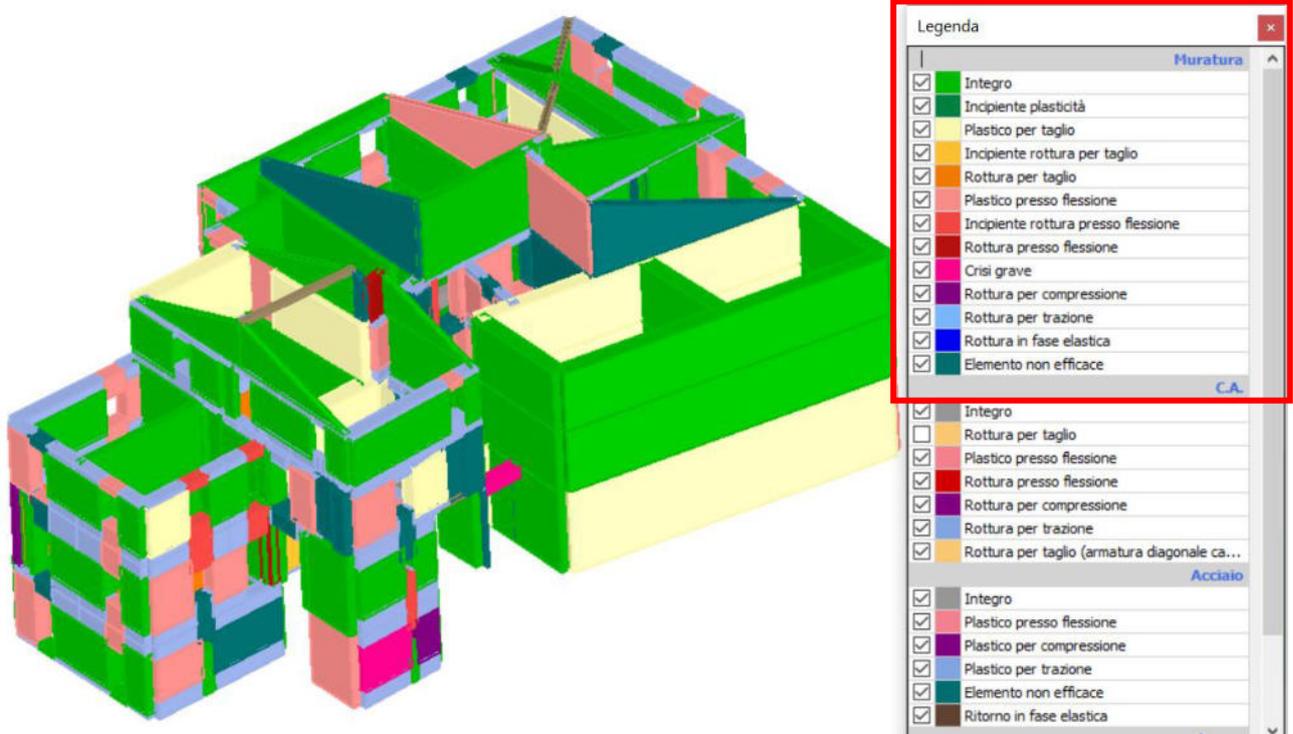


FIGURA 147 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO VISTA SUD-OVEST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO DMAX

Confronto tra danneggiamento del modello e danneggiamento reale

Confrontando i due modelli si nota come al raggiungimento dello spostamento D_{max} il numero di maschi murari che è crollato, o è in procinto di farlo, sia di gran lunga aumentato rispetto alla situazione in cui si raggiunge la capacità in spostamento della struttura, come ci si aspettava tenendo conto della diversa natura degli spostamenti. Questa condizione non deve però trarre in inganno il lettore, poiché non è quella rappresentativa dello stato attuale di danneggiamento del fabbricato, il quale è ancora integro seppur fortemente danneggiato, perché queste condizioni si riferiscono ad un collasso della struttura. Nella realtà, la struttura ha subito un sisma che sì, è stato di intensità alquanto elevata (M6 ed M6.5), ma inferiore rispetto al sisma relativo allo spettro di progetto che è stato identificato dalla norma. Questo ci porta a dire che non si possono andare a ricercare in maniera univoca i danneggiamenti che si hanno nel modello all'interno del fabbricato, è altresì plausibile che per i maschi murari arrivati al collasso, nella realtà sia presente una condizione di danneggiamento più o meno evidente. Questa condizione può essere verificata andando ad analizzare lo stato di danneggiamento della parete 6 all'interno del modello. Qui andiamo ad individuare l'elemento E91 per il quale è in atto una crisi per pressoflessione, e lo stesso paramento nella realtà presenta lesioni assimilabili a questa tipologia di crisi, individuato dal cono ottico 268.



FIGURA 148 - VISUALIZZAZIONE DANNEGGIAMENTO DELLA PARETE 6 AL PASSO 14



FIGURA 149 - PARETE CORRISPONDENTE ALL'ELEMENTO E90

Andando a riproporre la stessa analisi ma sulla parete 27, relativamente all'elemento E296 architrave dell'apertura, questo al passo 14 dell'analisi si trova nella condizione incipiente rottura per pressoflessione. Osservando il quadro fessurativo dell'aggregato, l'elemento sopracitato viene identificato dal cono ottico 60 dove sono evidenti lesioni diffuse.

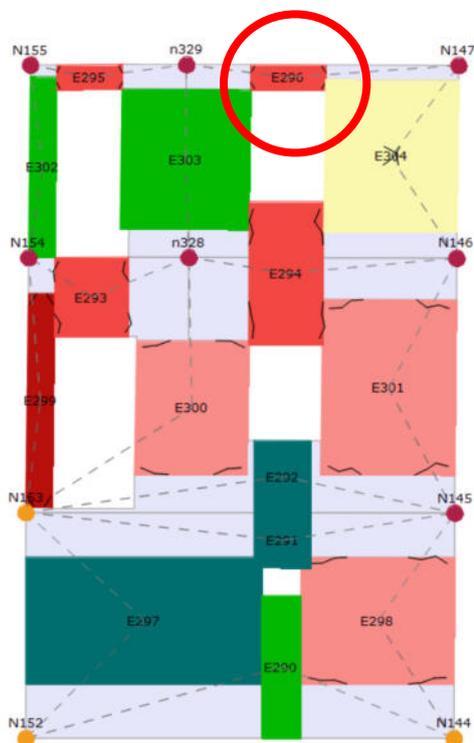


FIGURA 150 - DANNEGGIAMENTO DELLA PARETE 27 AL PASSO 14



FIGURA 151 - ARCHITRAVE CORRISPONDENTE ALL'ELEMENTO E296

Quanto espresso in questi ultimi passaggi porta a poter affermare che, il modello globale, nei limiti delle grandi approssimazioni dovute alle caratteristiche intrinseche della struttura e del software, sia una quanto più prossima fedele rappresentazione della realtà.

Questo però non deve portare a pensare che il comportamento globale rappresentato sia corretto nella sua totalità, perché c'è da ricordare che la modellazione ha come limite fondamentale l'impossibilità di andare a considerare l'assenza di ammorsamento nei nodi della struttura. Per poter avere quindi una visione più dettagliata e che vada a dare maggiori informazioni riguardo il comportamento dell'aggregato, è necessario andare ad analizzare i meccanismi di collasso locali che possono instaurarsi in alcune porzioni dell'edificio.

MECCANISMI LOCALI

L'analisi sismica di un edificio non può limitarsi alla costruzione del modello globale, questo perché quando la struttura non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sul modello globale non ha rispondenza rispetto all'effettivo comportamento sismico della costruzione. In tali casi la verifica va condotta analizzando un insieme esaustivo di verifiche locali sul fabbricato. Meccanismi di questo tipo sono generalmente meno duttili rispetto a quelli che coinvolgono la risposta globale dell'edificio, ed è necessario compiere una preliminare analisi di dove questi possano instaurarsi e di che tipologia. Questa individuazione viene compiuta attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che potrebbero formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano dei macro-elementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

Questi meccanismi locali si differenziano in 4 macro-tipologie:

- Ribaltamento Semplice
- Ribaltamento Composto
- Flessione Verticale
- Flessione Orizzontale.

Risulta di particolare importanza ricordare che l'esame dei meccanismi di collasso locali ha significato qualora le caratteristiche meccaniche del sistema murario non siano tali da consentire la disgregazione della muratura.

Il programma di calcolo utilizzato per l'analisi globale dell'aggregato permette di calcolare i meccanismi locali che possono instaurarsi sull'edificio andando a svolgere le analisi secondo quanto riportato all'interno delle NTC2018 e della Circolare esplicativa.

Verifica dei meccanismi locali

Le verifiche rispetto ai meccanismi locali 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, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_z a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 .

La verifica può essere condotta nei confronti di due differenti stati limiti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita
- Stato Limite di Danno

Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = a_{g,SLV} \cdot S$$

$$a_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

$$a_{z,k}(z) = S_{e,SLV}(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

In base al capitolo §C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi $k=1$.

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

- $S_e(T, x)$: spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente x (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- g_k : k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\gamma_k(z)$: valore della k -esima forma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $a_{z,k}$: contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Stato limite di Danno (SLD)

Nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è obbligatoria.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLD} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLD}(T=0) = a_{g,SLD} \cdot S$$

$$a_{z,SLD} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLD} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = S_{e,SLD}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

Un ulteriore output del software durante la verifica del meccanismo è il valore della PGA_c [m/s^2] che rappresenta la capacità in PGA del meccanismo; rapportando questo valore alla PGA_d all'SLV relativa allo spettro di risposta immesso nel programma, si ottiene un fattore di sicurezza α . Questo termine ha una forte rilevanza in quanto, andandolo a confrontare con l'indice di rischio ottenuto per la combinazione più gravosa, in direzione X e in direzione Y a seconda della direzione del meccanismo, si può comprendere se il meccanismo globale avvenga prima del locale o viceversa. Nel caso in cui l'indice di rischio globale sia maggiore dell'indice di rischio locale, il meccanismo globale prevarrà sul locale e viceversa.

Panoramica meccanismi locali più frequenti

I meccanismi locali che sono stati analizzati sono:

- *Ribaltamento semplice di parete*
- *Ribaltamento del cantonale*
- *Flessione Verticale*

Di questi 3 differenti meccanismi si riporta una descrizione sintetica, presente all'interno del documento "*Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*", volta a comprendere le modalità di collasso associate al meccanismo indicato e i principali fattori condizionanti il meccanismo indicato, accompagnati da immagini esplicative.

Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo: lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari); presenza di fuori piombo della parete ribaltante; sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo: Assenza di cordoli o catene ai piani; orizzontamenti deformabili e/o mal collegati; intersezioni murarie di cattiva qualità; presenza di spinte non contrastate sulla parete; muratura a sacco o paramenti mal collegati.

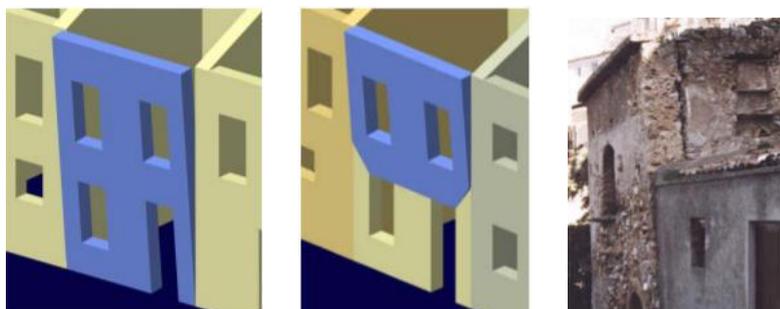


FIGURA 152 - RAPPRESENTAZIONE MECCANISMO RIBALTAMENTO SEMPLICE

Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntone dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macro-elemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta.

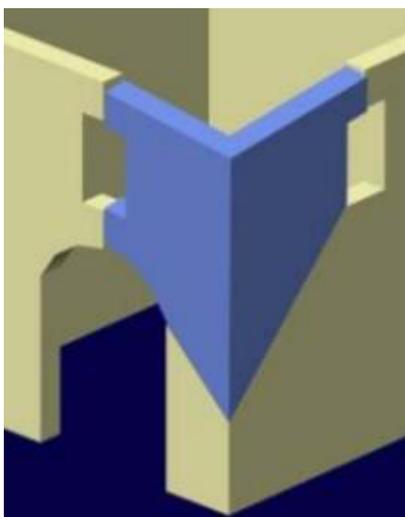
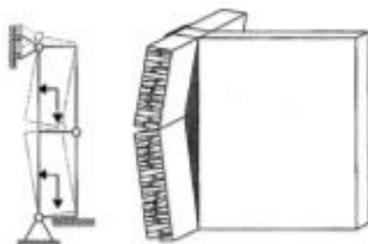


FIGURA 153 - RAPPRESENTAZIONE MECCANISMO RIBALTAMENTO CANTONALE

Flessione verticale

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.



Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo: spanciamenti e fuori piombo della parete; lesioni orizzontali e verticali; sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo: snellezza eccessiva delle pareti; muratura a sacco o paramenti mal collegati; spinte orizzontali localizzate (archi, volte); orizzontamenti intermedi mal collegati.



FIGURA 154 - RAPPRESENTAZIONE MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE

A seguito di questa panoramica, verranno presentate le valutazioni eseguiti sui meccanismi ricreati all'interno del software di calcolo.

Flessione verticale livello 3 del blocco 1

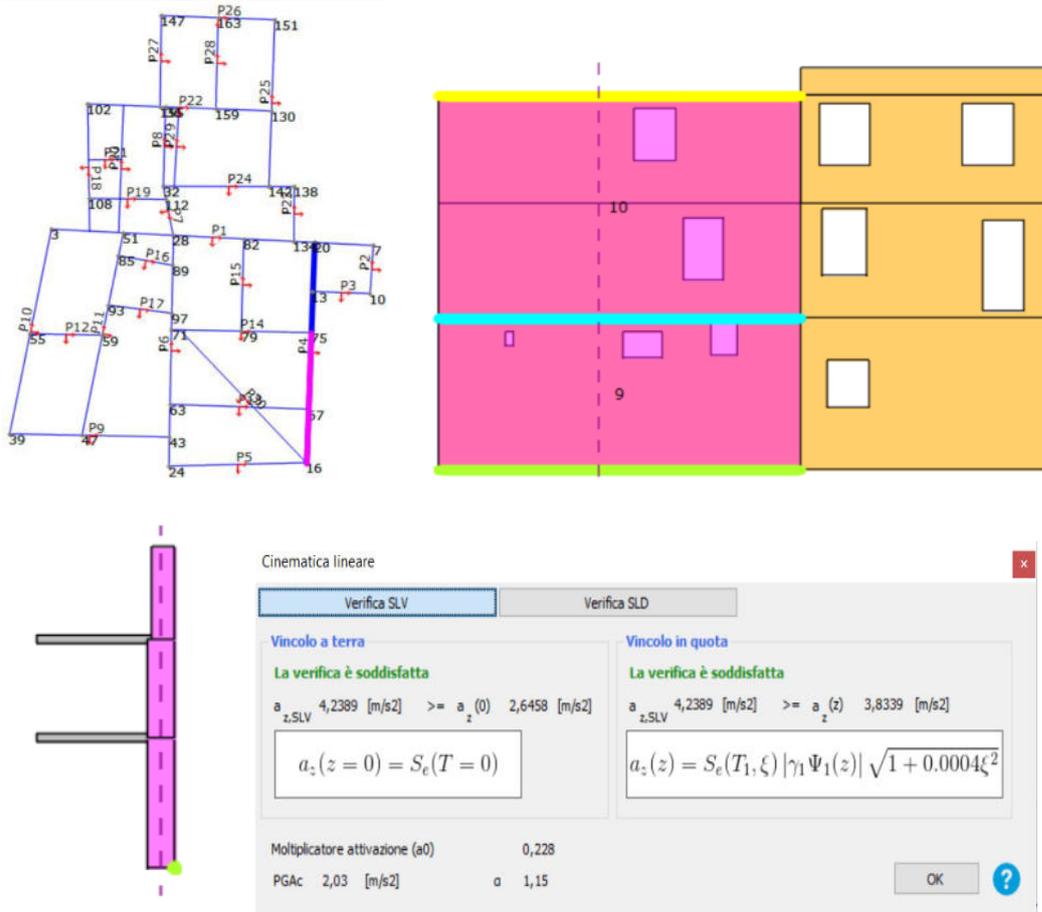


FIGURA 157 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica è soddisfatta, quindi il blocco in esame non ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 1.15 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione X che è pari a 0.454, quindi ciò porta a dire che il meccanismo globale prevale su quello locale, che in questo caso si instaura successivamente a quello globale.

Flessione verticale livello 4 del blocco 1

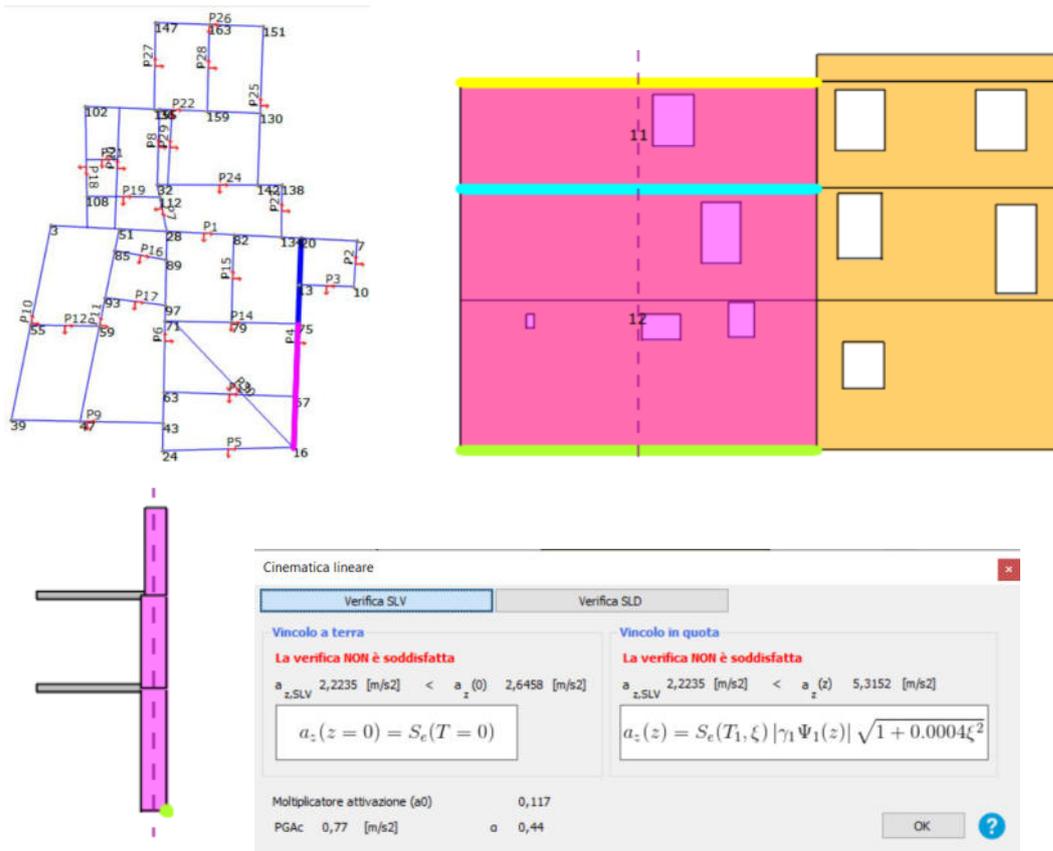


FIGURA 158 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica non è soddisfatta, quindi il blocco in esame ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 0,44 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione X che è pari a 0,454, quindi ciò porta a dire che l'indice di sicurezza del meccanismo locale, essendo minore del globale, avviene prima del raggiungimento della crisi della struttura.

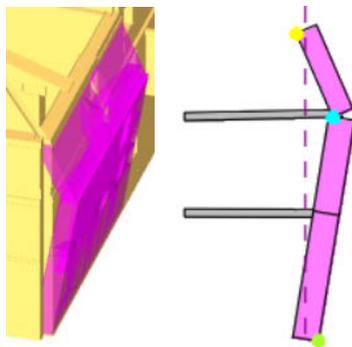


FIGURA 159 - STATO DEFORMATO

Meccanismi locali sulla parete 9

Ribaltamento semplice

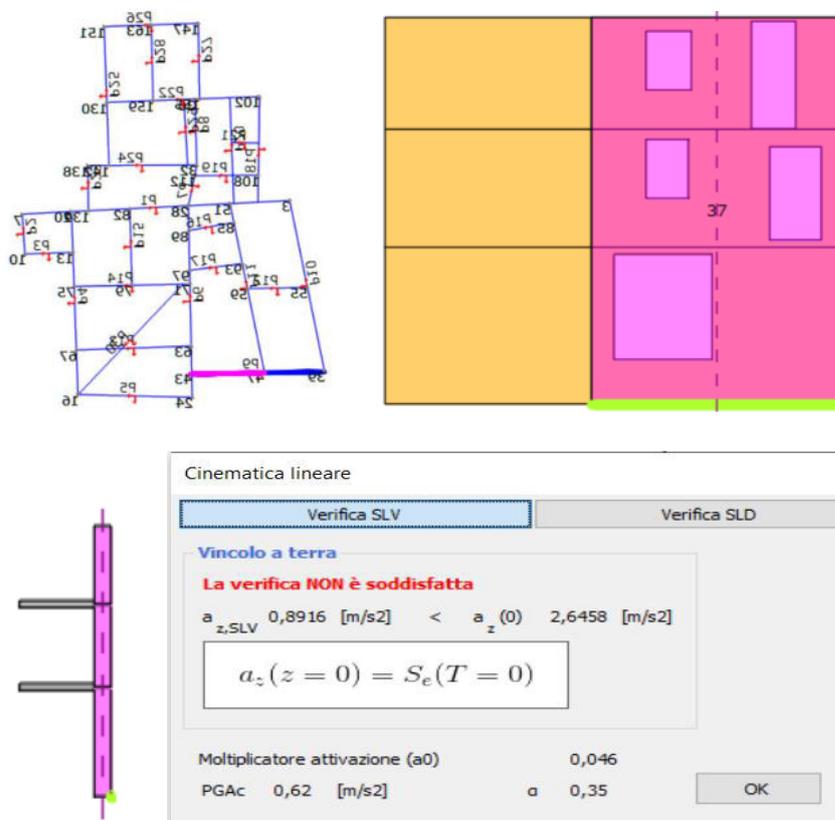


FIGURA 162 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica non è soddisfatta, quindi il blocco in esame ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 0,35 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione Y che è pari a 0,359, quindi ciò porta a dire che l'indice di sicurezza del meccanismo locale, essendo minore del globale, avviene prima dell'attivazione del meccanismo.

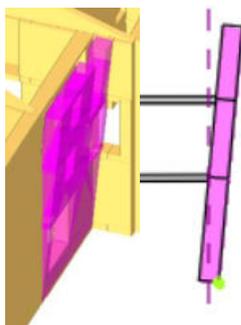


FIGURA 163 - STATO DEFORMATO

In questo caso specifico, dal quadro fessurativo erano state individuate delle lesioni passanti presenti all'ultimo livello, rappresentate tramite i coni ottici 303 e 304, che facevano pensare all'attivazione di un meccanismo di ribaltamento

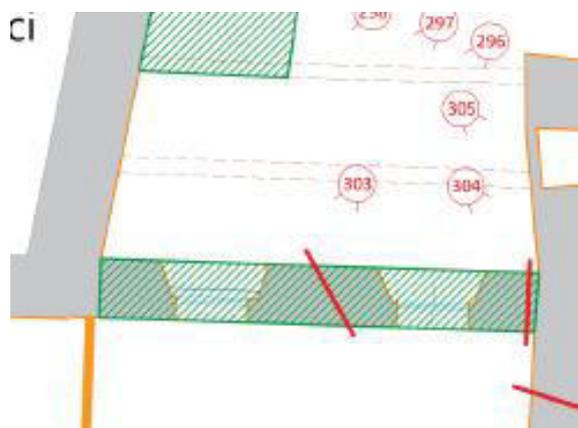


FIGURA 164 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO

Inoltre, dal cono ottico 303 si riesce ad apprezzare come il paramento esterno della muratura portante si stia allontanando dal paramento interno, facendo presupporre che sia in atto questo meccanismo.



FIGURA 165 - CONO OTTICO 304



FIGURA 166 - CONO OTTICO 303

Meccanismi locali sulla parete 18

Ribaltamento semplice

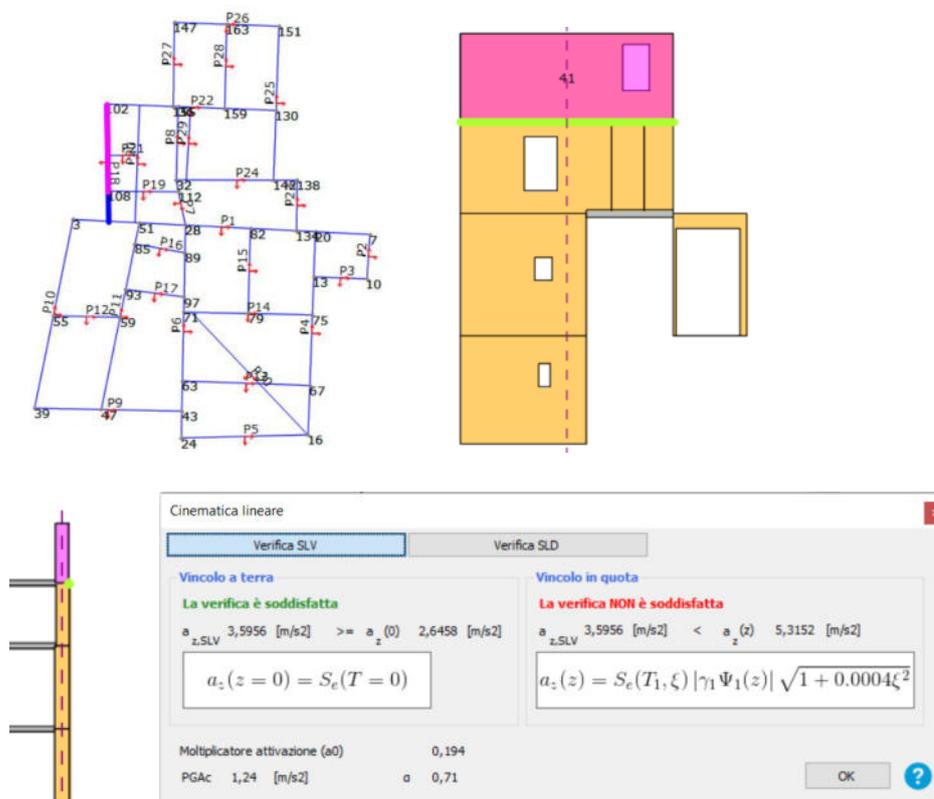


FIGURA 167 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica non è soddisfatta, quindi il blocco in esame ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 0,71 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione X che è pari a 0,454, quindi ciò porta a dire che il meccanismo globale prevale su quello locale, il quale si insatura successivamente al globale.

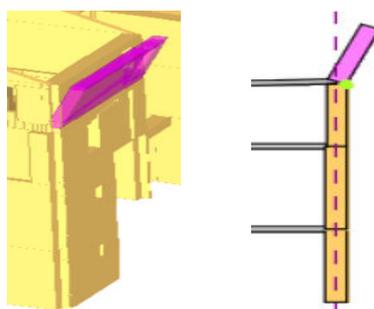


FIGURA 168 - STATO DEFORMATO

Analizzando il quadro fessurativo della parete in esame, posta al “Piano primo” dell’aggregato, nella porzione Sud-Ovest, si nota come siano presenti delle lesioni passanti agli estremi della stanza a cui appartiene la parete oggetto di studio. Queste lesioni passanti, individuate dai coni ottici 174-177-181-182 portano ad ipotizzare che sia in atto il meccanismo di ribaltamento della parete, ipotesi che può trovare riscontro in quanto analizzato sopra.



FIGURA 169 - ESTRATTO QUADRO FESSURATIVO



FIGURA 170 - CONO OTTICO 174



FIGURA 171 - CONO OTTICO 177



FIGURA 172 - CONO OTTICO 181



FIGURA 173 - CONO OTTICO 182

Ribaltamento del cantonale tra parete 18 e parete 22

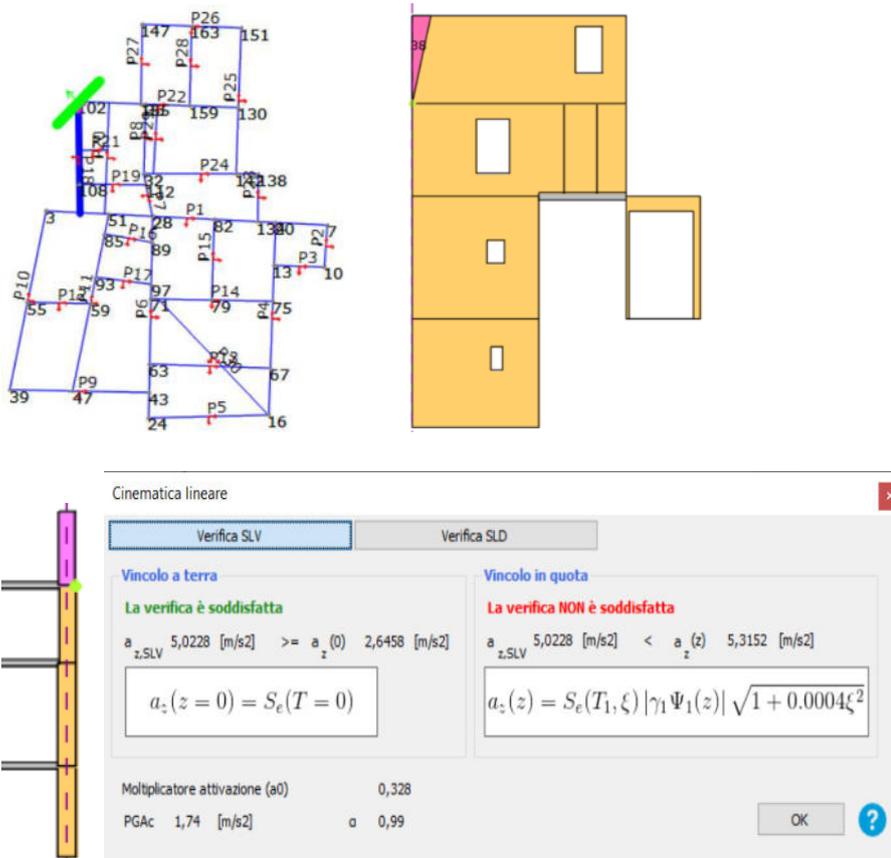


FIGURA 174 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica non è soddisfatta, quindi il cantonale in esame ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 0,99 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione X che è pari a 0,454, quindi ciò porta a dire che il meccanismo globale prevale su quello locale, il quale si insatura successivamente a quello globale.



FIGURA 175 - STATO DEFORMATO

Analizzando la situazione dello stato di fatto della parete in esame, si nota come il cantonale presenti la muratura sconnessa con assenza di collegamento tra il paramento in mattoni pieni ed i conci d'angolo in pietra arenarica di origine tufacea.



FIGURA 176 - CANTONALE PARETE 22-18

Meccanismi locali sulla parete 27

Ribaltamento semplice

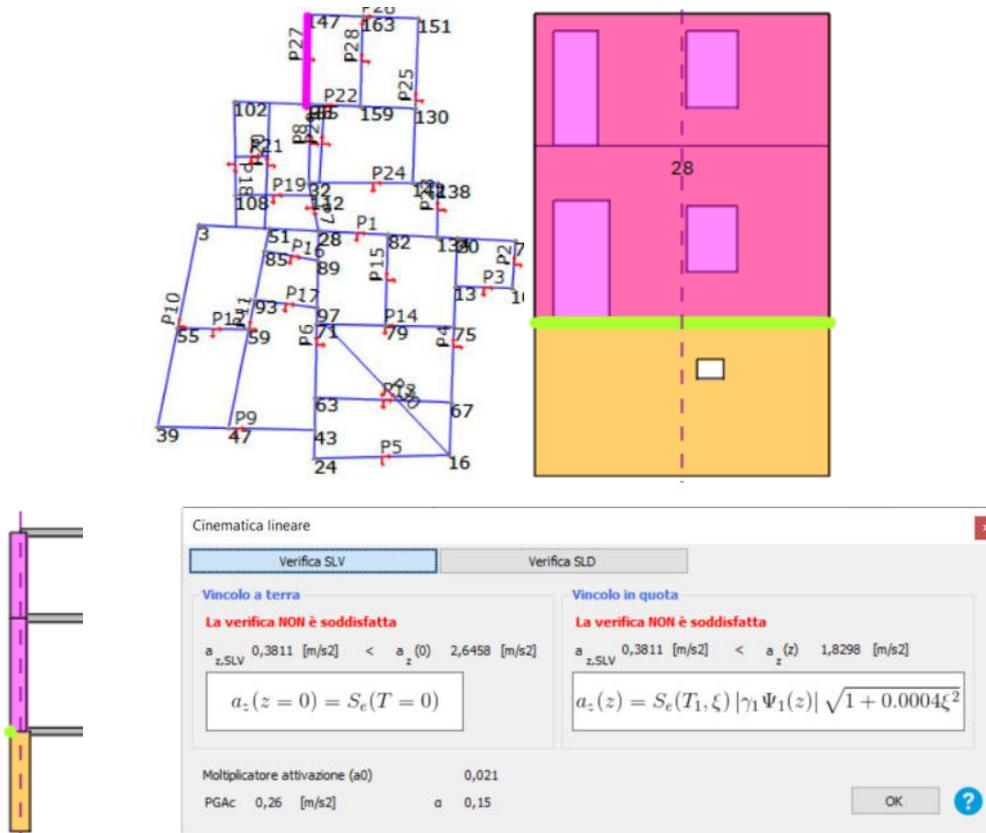


FIGURA 177 - INDIVIDUAZIONE IN PIANTA, PROSPETTO PARETE, SEZIONE PARETE, VERIFICA DEL MECCANISMO

La verifica non è soddisfatta, quindi il pannello murario in esame ribalta a seguito dell'azione sismica. L'indice di sicurezza è pari a 0,15 e deve essere confrontato con l' α SLV in direzione X che è pari a 0,454, quindi ciò porta a dire che il meccanismo locale si attiva prima del comportamento globale dell'aggregato.

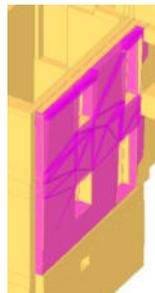


FIGURA 178 - STATO DEFORMATO



FIGURA 180 - CONO OTTICO 64



FIGURA 181 - CONO OTTICO 72



FIGURA 182 - CONO OTTICO 140

Analisi dei risultati ottenuti dal software 3MURI

I meccanismi locali appena presentati rappresentano quelli per cui vi è un'evidente corrispondenza con lo stato di danneggiamento del fabbricato, evidenza che non è stata riscontrata appieno per gli altri valutati tramite il software. A tal proposito si riporta una tabella riepilogativa delle verifiche effettuate sui vari meccanismi analizzati, con il confronto tra gli indici di rischio globale e locale.

MECCANISMO LOCALE	$\alpha_z(z=0)$	$\alpha_z(z)$	$\alpha_z SLV$	VERIFICA
Ribaltamento parete 4	2,6458	///	0,8291	si attiva il meccanismo
Ribaltamento cantonale p. 4-5	///	5,3152	6,56	non si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 5	2,648	///	0,8579	si attiva il meccanismo
Flessione verticale parete 5	///	3,83	4,3891	non si attiva il meccanismo
Ribaltamento cantonale p. 4-1	///	5,3152	5,1386	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 9	2,6458	///	0,8916	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 18	///	5,3152	3,5956	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 22	///	5,3152	2,2109	si attiva il meccanismo
Ribaltamento cantonale p. 22-18	///	5,3152	5,0228	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 23	2,6458	///	0,8791	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 25	1,8298	///	0,9719	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 26	///	3,8339	0,4507	si attiva il meccanismo
Ribaltamento parete 27	///	1,8298	0,3811	si attiva il meccanismo

TABELLA 4 - VALUTAZIONE ATTIVAZIONE MECCANISMI LOCALI

MECCANISMO LOCALE	α LOCALE	α GLOBALE X	α GLOBALE Y	VERIFICA
Ribaltamento parete 4	0,33	0,454	///	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Ribaltamento cantonale p. 4-5	1,29	0,454	///	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento cantonale p. 4-1	1,01	0,454	///	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento parete 5	0,34	///	0,359	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Flessione verticale parete 5	1,2	///	0,359	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento parete 9	0,356	///	0,359	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Ribaltamento parete 18	0,71	0,454	///	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento parete 22	0,43	///	0,359	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento cantonale p. 22-18	0,99	0,454	///	comportamento globale prevale sul locale
Ribaltamento parete 23	0,32	0,454	///	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Ribaltamento parete 25	0,26	0,454	///	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Ribaltamento parete 26	0,12	///	0,359	meccanismo locale prevale sul comportamento globale
Ribaltamento parete 27	0,15	0,454	///	meccanismo locale prevale sul comportamento globale

TABELLA 5 - CONFRONTO TRA INDICI DI RISCHIO LOCALI E GLOBALI

Analizzando quanto emerge dalle tabelle sopra riportate, si denota che per quanto riguarda i meccanismi “complessi” ovvero la flessione verticale e il ribaltamento del cantonale, questi avvengono successivamente alla crisi dell’intero aggregato come evidenziato dall’indice di rischio maggiore rispetto a quello globale. Per quanto riguarda i meccanismi di ribaltamento semplice di parete che sono stati analizzati, la maggior parte di loro avvengono precedentemente alla crisi globale della struttura, avendo un indice di rischio inferiore rispetto a quello globale. Ciò porta ad affermare che sì, il modello globale dà una rappresentazione della realtà dove è possibile trovare dei riscontri con lo stato di fatto, ma le problematiche della struttura sono meglio evidenziate tramite l’analisi dei meccanismi locali. Attraverso di essi abbiamo notato che sono più facilmente riscontrabili le criticità rilevate con la redazione del quadro fessurativo, quindi ci danno una rappresentazione più fedele alla realtà del danneggiamento della struttura. In sostanza, il modello globale è utile al fine di considerare l’indice di rischio su cui valutare poi il miglioramento sismico dell’aggregato, ma per comprendere al meglio come la struttura ha risposto al sisma, l’analisi dei meccanismi locali risulta essere fondamentale.

Con questa riflessione si può concludere lo studio dell’aggregato allo stato di fatto, a cui seguiranno le ipotesi di realizzazione di interventi di miglioramento sismico attraverso l’uso di differenti tipologie. Sarà fondamentale andare a comprendere la normativa in vigore nell’ambito della ricostruzione post sisma 2016, analizzando quindi le ordinanze del commissario speciale per la ricostruzione al fine di comprendere come ottenere il miglioramento sismico dell’intero aggregato.

INTERVENTI SUL FABBRICATO ESISTENTE

Una volta terminato lo studio dello stato di fatto dell'aggregato, avendo preso conoscenza delle criticità della struttura, si procede con l'individuazione dei possibili interventi da eseguire sull'edificio.

Si riporta la distinzione degli interventi espressa nel §C.8.4.2 della Circolare 7/2019, dove gli interventi si distinguono in:

- **Riparazione o interventi locali:** Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare, gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

- **Intervento di miglioramento:** L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ξ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ξ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ξ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Poiché viene citato il coefficiente ξ_E questo viene definito al §C.8.3 come: “il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.)” Nel caso dell'edificio oggetto di studio, secondo il software utilizzato, questo parametro ξ_E è l'equivalente dell'indice di rischio che si ottiene come output dall'analisi pushover.

Per quanto riguarda gli edifici presenti all'interno del cratere del Sisma 2016, l'ordinanza n°19 del 7 Aprile 2017 del commissario speciale per la ricostruzione, prevede che negli interventi di miglioramento sismico vi sia un incremento dell'indice di rischio ξ_E pari ad almeno 0,1 ma che questo parametro raggiunga un valore di almeno il 60-80% del valore previsto per le nuove costruzioni, quindi che si arrivi ad avere un valore di ξ_E pari a 0,6-0,8.

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

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche e richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ξ_E .

Successivamente a questa introduzione normativa, verranno presentate le tipologie di interventi di miglioramento sismico che sono state ipotizzate sulla base dello stato di danneggiamento rilevato nell'aggregato, e sulla base delle analisi dei meccanismi locali e globali.

Panoramica degli interventi di miglioramento sismico

Avendo analizzato lo stato di danneggiamento del fabbricato mediante il rilievo del quadro fessurativo, è stato possibile riscontrare molteplici criticità dell'aggregato, le quali sono poi state evidenziate maggiormente attraverso l'analisi globale con il software di calcolo. Principalmente gli interventi saranno volti all'eliminazione dell'attivazione dei meccanismi locali di ribaltamento delle pareti, oltre che all'aumento della resistenza alle azioni indotte dal sisma che si verificano nei vari pannelli murari. A tal fine si è ipotizzato di andare a realizzare le seguenti differenti tipologie di interventi:

- **Cuci-Scuci**: La tecnica di consolidamento cuci-scuci consiste nella sostituzione di limitate zone di muratura degradata o lesionata, con una nuova tessitura muraria con elementi sani. La malta da utilizzare deve essere a ritiro nullo per evitare distacchi tra parti nuove ed esistenti. La tecnica verrà utilizzata per la chiusura di nicchie presenti all'interno delle varie unità strutturali al fine di permettere la corretta trasmissione dei carichi su tutta la superficie del pannello murario, senza interruzioni se non in presenza di aperture quali porte e finestre.

L'esecuzione dell'intervento avviene attraverso cinque fasi:

- **FASE A – Preparazione della parete**: la parete viene messa a nudo attraverso la rimozione dell'intonaco;
- **FASE B – Puntellamento della parte di struttura interessata**: sulla base del tipo di intervento occorre opportunamente puntellare la struttura;
- **FASE C – Rimozione della muratura degradata (scucitura)**: viene rimossa la parte di parete degradata o interessata dalla lesione, attraverso mezzi manuali;
- **FASE D- Pulitura delle parti interessate**: le parti di muratura esistente a contatto con la nuova devono essere opportunamente pulite con acqua spruzzata a bassa pressione;
- **FASE E – Ricostruzione della parete asportata (cucitura)**: Il consolidamento si effettua partendo dal basso verso l'alto

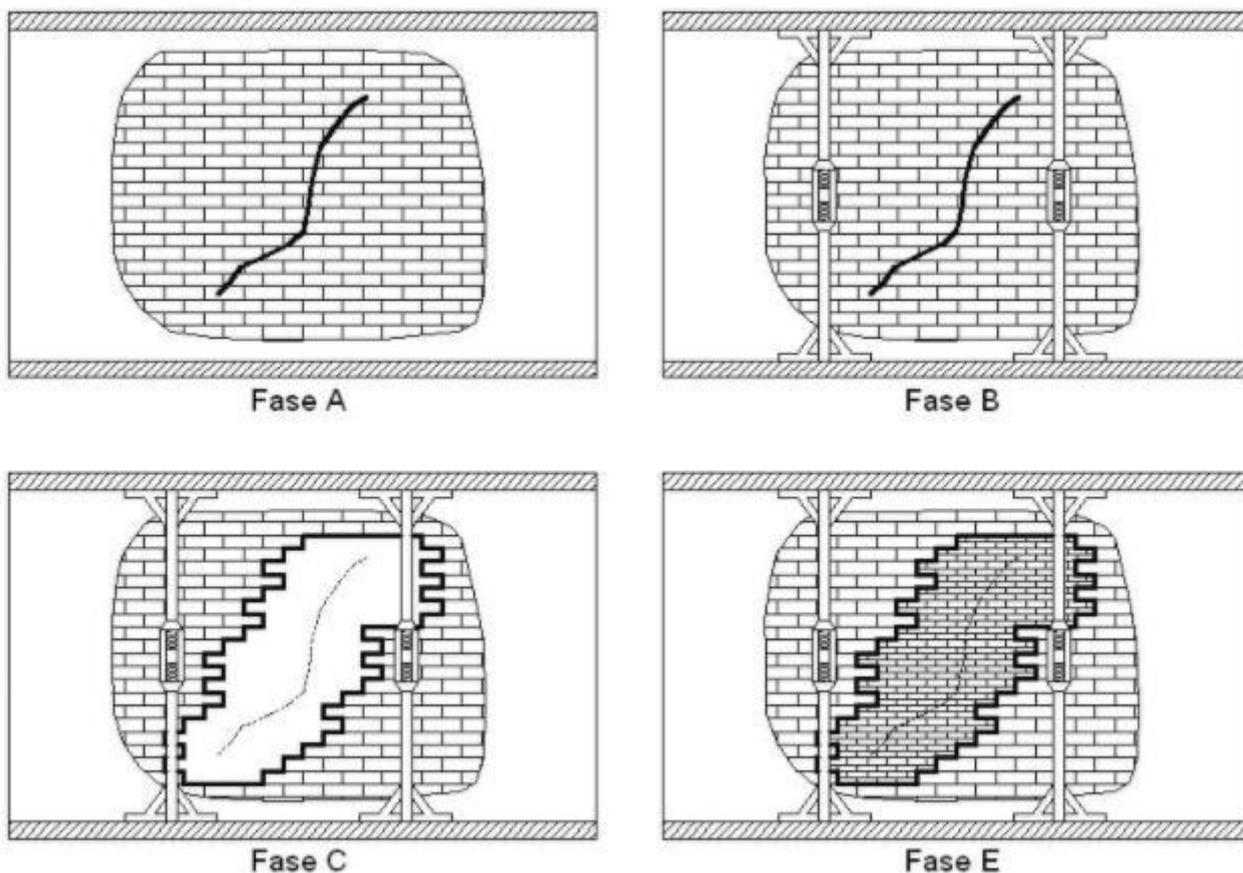


FIGURA 184 - FASI DI ESECUZIONE SCUCI-CUCI PER RIPARAZIONE DI LESIONE

Nell'aggregato oggetto di studio questo intervento verrà realizzato principalmente per la chiusura delle nicchie che sono state create all'interno delle unità strutturali, di modo da ripristinare la continuità del pannello murario, e verrà realizzato con l'utilizzo di muratura nuova in mattoni pieni.



FIGURA 185 - RAPPRESENTAZIONE CHIUSURA NICCHIA CON METODO SCUCI-CUCI

- **Intonaco armato**: La tecnica di consolidamento dell'intonaco armato consiste nel realizzare due lastre in calcestruzzo affiancate sui due lati della muratura, armate con una rete metallica (o di un altro materiale, tipo fibra di vetro, carbonio, ecc.) e rese solidali alla muratura stessa attraverso connettori trasversali. Questa tecnica consente di migliorare le caratteristiche meccaniche della parete in termini sia di resistenza che di rigidità. Il consolidamento si presta molto bene per murature costituite da mattoni pieni in laterizio e murature costituite da pietrame. L'intervento può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate o incoerenti, sulle quali non è possibile intervenire con altre tecniche di consolidamento. Si utilizza anche per parete fortemente compresse in quanto la presenza dell'intonacatura armata, con il confinamento fornito dai connettori trasversali, ne migliorano le caratteristiche di resistenza a compressione. Affinché il consolidamento sia efficace, questo intervento deve essere previsto su entrambi i lati della parete e devono essere presenti i connettori trasversali al fine di garantire la solidarietà tra le due parti.

Per le pareti consolidate con intonaco armato non esistono veri e propri modelli di calcolo. Tuttavia, la normativa, tramite la Circolare 7/2019, dà alcune indicazioni sulla base di prove sperimentali effettuate su diverse tipologie di pareti. Per le tipologie di muratura più comunemente diffuse sul territorio nazionale, la Circolare 7/2019 fornisce dei coefficienti correttivi da applicare sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici; i valori dei suddetti coefficienti sono riportati all'interno della Circolare alla Tabella C.8.5.II. La Circolare, al §C.8.5.3.1, successivamente alla presentazione della Tabella di cui sopra, va a specificare che *“è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , F_{0e} f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G)”*

Tabella C8.5.II -Coefficients correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

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

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

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

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

TABELLA 6 - TABELLA C8.5.II

Nell'aggregato oggetto di studio si è ipotizzato di andare ad eseguire questa tipologia di intervento su tutte le pareti perimetrali dell'aggregato e nei maschi murari interni al fine di andare ad aumentarne le caratteristiche di resistenza a flessione e taglio.

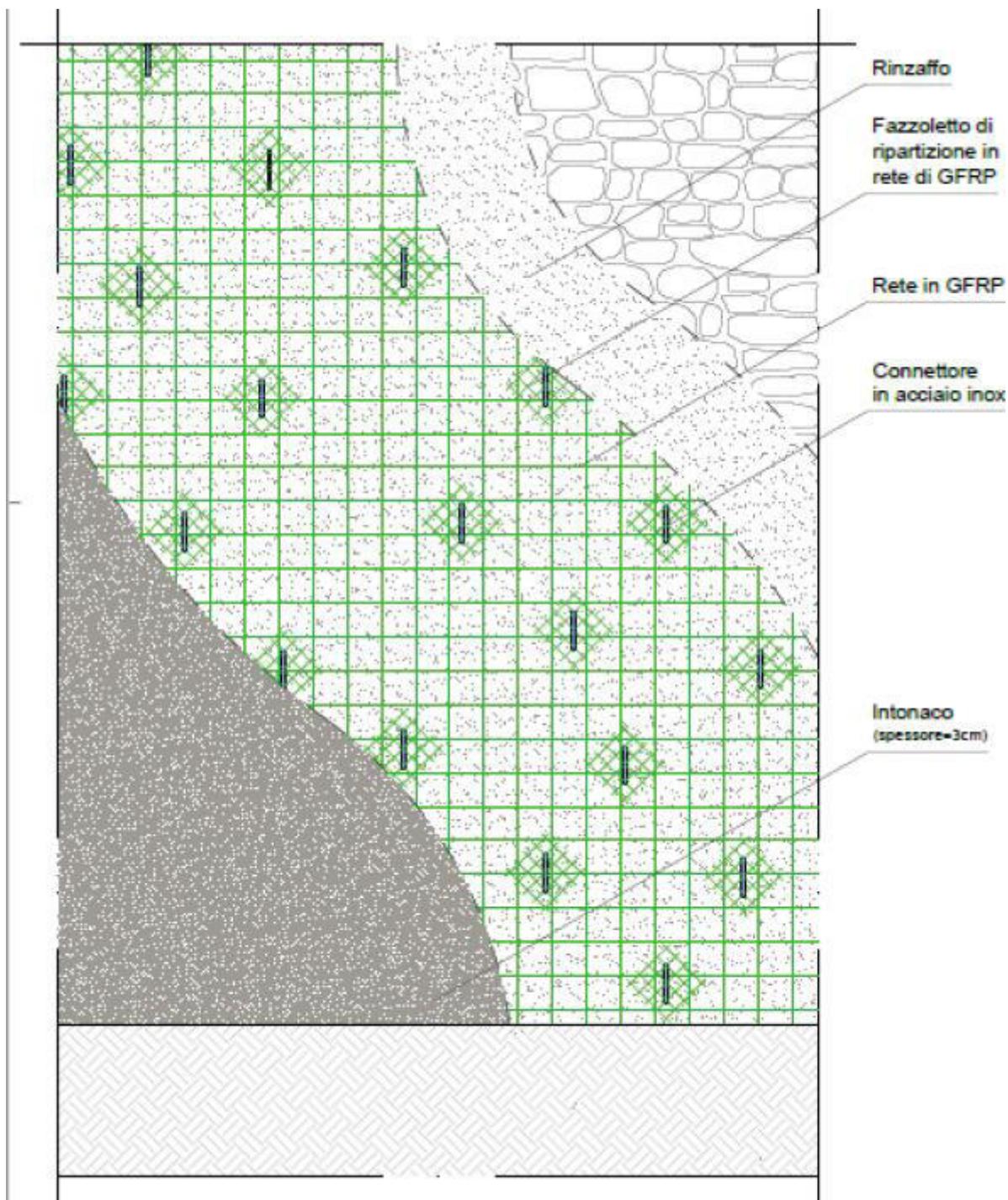


FIGURA 186 - PARTICOLARE COSTRUTTIVO INTONACO ARMATO

All'interno del software di calcolo, questo tipo di intervento viene valutato andando ad inserire nella schermata delle proprietà del materiale il miglioramento che si va ad applicare, considerando i coefficienti correttivi esposti nella tabella precedente. È possibile combinare più tipi di interventi, ma qualora la somma dei coefficienti annessi superi il massimo coefficiente complessivo, si andrà ad applicare questo.

- **Demolizione e ricostruzione dei solai di interpiano e di copertura esistenti:** Si prevede la demolizione e ricostruzione della maggior parte dei solai esistenti, andando a ricostruire gli stessi con struttura portante in legno, inserendo un doppio tavolato dove il secondo è costituito da un pannello in OSB con orientamento ortogonale al primo livello. L'utilità di questa tipologia costruttiva è quella di andare ad avere una migliore ripartizione dell'azione sismica che si scarica sul solaio oggetto di intervento. I solai oggetto di demolizione e ricostruzioni verranno individuati all'interno delle tavole relative agli interventi.

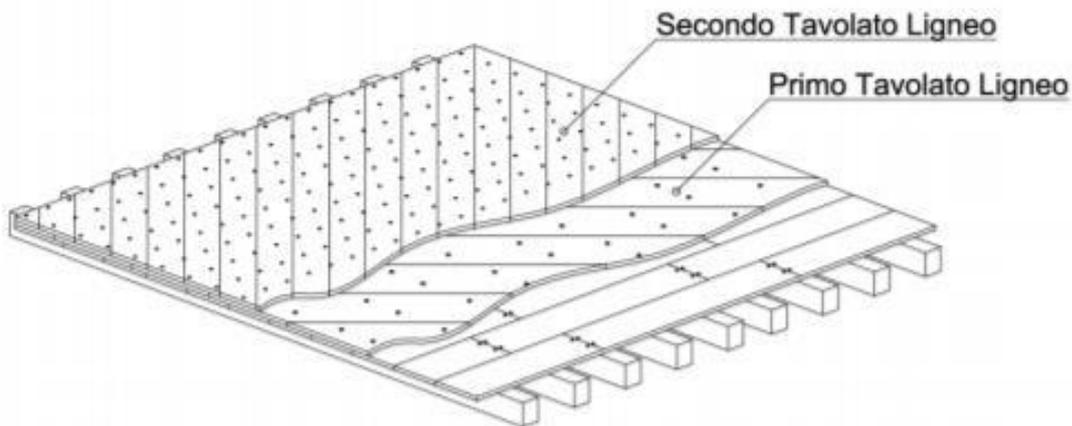


FIGURA 187 - PARTICOLARE SOLAIO LIGNEO CON DOPPIO TAVOLATO

- **Tiranti e catene orizzontali**: La tecnica dei tiranti metallici è uno dei metodi di consolidamento delle strutture più antichi ed efficaci. I benefici offerti dai tiranti sono molteplici, tra cui ricordiamo:

- Incremento del grado di connessione tra due pareti ortogonali;
- Riduzione delle possibilità di ribaltamento fuori piano delle pareti.

I tiranti più comunemente utilizzati sono costituiti dalle seguenti parti:

- **Tirante**: questo elemento può essere realizzato con una barra d'armatura, con dei trefoli o con dei piatti a sezione rettangolare. Generalmente, i tiranti di sezione circolare si utilizzano quando si alloggiavano direttamente nella muratura. Spesso, per proteggere il tirante dagli agenti atmosferici, viene infilato in una guaina che a sua volta in un secondo momento viene riempita di malta cementizia.
- **Capochiave**: può avere differenti forme, da quella rettangolare/quadrata, al classico paletto. Nel caso di piastra questa ha un lato che varia tra i 20 e i 50 cm e può essere rinforzata con delle nervature. Per quanto riguarda il paletto, questo ha lunghezze che variano tra i 60 e i 120 cm. I paletti devono essere posizionati a 45° in modo che la parte inferiore del paletto contrasti con il muro ortogonale e la parte superiore con il solaio.

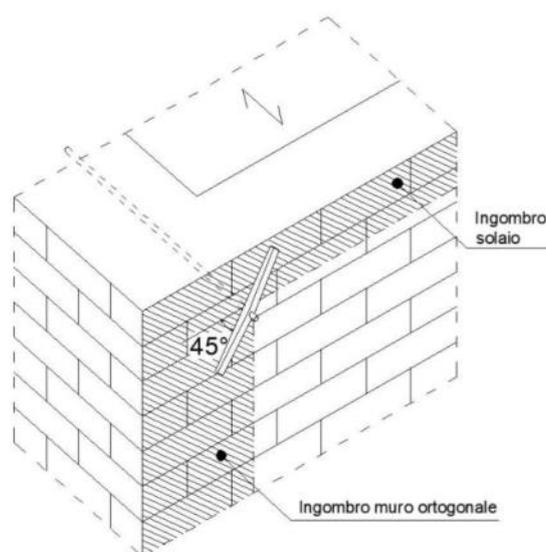


FIGURA 188 - TIRANTE CON CAPOCHIAVE A PALETTO

- **Giunti di connessione:** vengono utilizzati quando non si dispone di barre sufficientemente lunghe o quando c'è l'esigenza di dare una pretensione al tirante. Il giunto più frequente è quello realizzato con un manicotto di tensione.

Per la verifica della resistenza massima del tirante, indicata con T (massimo sforzo normale di trazione applicabile), questa dipende dalla geometria e dalle caratteristiche meccaniche del cavo, dalla muratura e dal capochiave. Il software 3MURI permette di andare a valutare il contributo dei tiranti ai meccanismi locali secondo quanto riportato di seguito:

a) Verifica a punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

la resistenza a punzonamento della muratura è data da:

$$T_{pun} = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

Dove:

t = spessore della muratura

b = larghezza della piastra

a = altezza della piastra

f_v = resistenza a taglio di calcolo della muratura

b) Verifica a penetrazione dell'ancoraggio:

La penetrazione dell'ancoraggio nella muratura è data dal superamento della resistenza a compressione della muratura della pressione di contatto della piastra. La resistenza a penetrazione dell'ancoraggio è data da:

$$T_{pen} = f_d \cdot a \cdot b$$

Dove:

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura

c) Verifica a snervamento del tirante:

La resistenza a snervamento del tirante è data da:

$$T = f_y \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}$$

Dove:

ϕ = diametro del tirante

f_y = resistenza di calcolo del tirante

Il progetto del tirante sarà proposto nei capitoli successivi.

Nell'aggregato in esame la disposizione di questi presidi sarà dipendente dalle verifiche dei meccanismi locali, e il loro posizionamento sarà riportato nelle tavole dedicate.

CATENE E PALETTI

scala 1:10

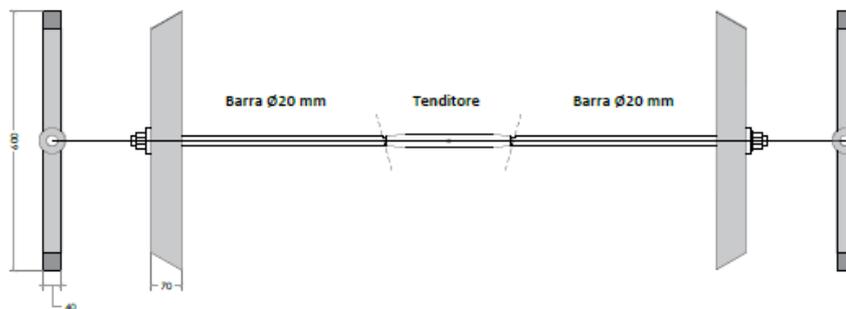


FIGURA 189 - PARTICOLARE CATENE E PALETTI

- **Cordoli di coronamento**: I cordoli di coronamento rappresentano una delle tecniche di consolidamento più efficaci per gli edifici in muratura. I benefici sono molteplici, tra cui:
 - L'incremento del grado di connessione tra due pareti ortogonali;
 - La riduzione delle possibilità di ribaltamento fuori piano delle pareti;
 - L'incremento di resistenza nel proprio piano delle pareti;
 - Una migliore ripartizione delle azioni sismiche tra i setti dell'edificio;
 - L'incremento del grado di connessione tra pareti ed orizzontamenti

I cordoli costituiscono un efficace mezzo di ripartizione su tutti i setti della scatola muraria in funzione delle proprie rigidezze. Nella figura sottostante si riportano due casi differenti di ripartizione delle forze, uno in assenza di cordolo e l'altro in presenza. Nel caso in cui è presente il cordolo, la forza F viene ripartita in maniera migliore sulla struttura, sulla base della rigidezza degli elementi stessi.

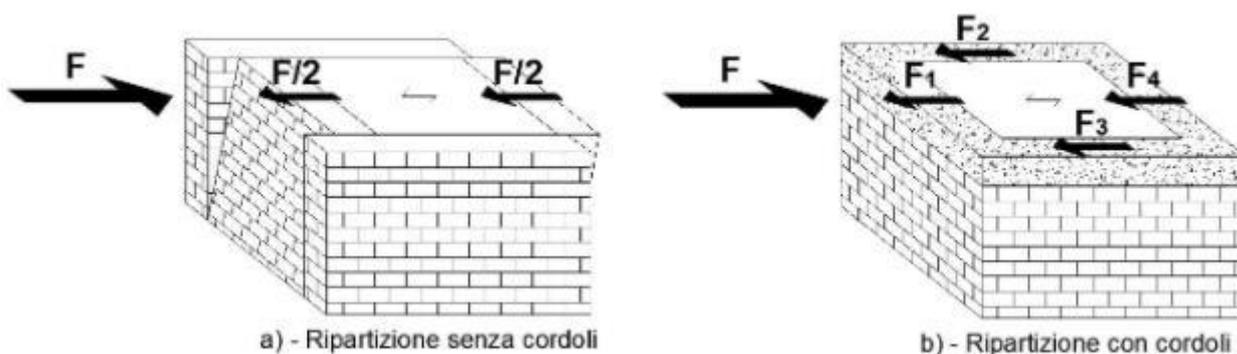


FIGURA 190 - RIPARTIZIONE DELLE FORZE SENZA CORDOLO E CON CORDOLO

Tra le tipologie di cordolo più comunemente utilizzate citiamo:

- Cordolo in cemento armato
- Cordolo in acciaio

La normativa, attraverso la Circolare 7/2019, fornisce alcune indicazioni sull'utilizzo dei cordoli al §C8A.5.1 cita quanto segue:

“I cordoli in sommità possono costituire una soluzione efficace sia per collegare le pareti in una zona dove la muratura è meno resistente a taglio a causa del basso livello di compressione, sia per contenere eventuali azioni spingenti della copertura, sia anche per favorire l'appoggio delle singole membrature dell'orditura. Il collegamento del cordolo con la muratura esistente può essere realizzato, in assenza di soluzioni più efficaci e meno invasive, attraverso perforazioni armate con barre metalliche, protette o di tipo inossidabile, oppure di altro materiale resistente a trazione, efficacemente ancorate alla muratura”

Il cordolo maggiormente usato è quello in c.a., caratterizzato da altezza limitata per evitare inutili appesantimenti ed irrigidimenti dannosi, che possono dare origine ad elevate tensioni tangenziali tra muratura e cordolo con conseguenti scorrimenti e disgregazione della muratura. Questo viene realizzato in sommità quando si va ad intervenire con la realizzazione di una nuova copertura, e andrà ad interessare tutta la larghezza del pannello murario. È opportuno, visti i valori bassi di compressione della muratura in sommità (scarsa aderenza tra muratura e cordolo), migliorare la connessione tra muratura e cordolo, per esempio, con delle perforazioni armate che costituiscono una tecnica di consolidamento per la muratura.

L'utilizzo del cordolo in cemento armato viene però sconsigliata quando si è di fronte ad una muratura di pessima qualità, e vi si preferisce la tipologia di cordolo in acciaio. Questo presidio deve essere opportunamente collegato alla muratura tramite dei tirafondi, previa però l'esecuzione di un intervento di cucì scuci su una porzione di muratura, al fine di migliorare le caratteristiche della parte interessato dal tirafondo.

Ai fini del calcolo strutturale, i cordoli hanno lo stesso comportamento dei tiranti, sia nell'incremento della resistenza nel piano che fuori piano. Andando a considerare l'applicazione di un cordolo in acciaio a traliccio, si considererà che su ogni connettore agirà un'azione di trazione pari al tiro necessario ad impedire il meccanismo (valutato nei capitoli successivi) suddiviso per il numero di connettori inseriti. A questo punto, la verifica maggiormente limitante è quella del punzonamento della muratura data dall'azione del connettore secondo la presente:

$$T_{pun} = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

Dove:

t = spessore della muratura effettivamente resistente (metà dello spessore effettivo del pannello)

b = larghezza del foro del connettore

a = altezza del foro del connettore

f_v = resistenza a taglio di calcolo della muratura

T_{pun} = resistenza a punzonamento della muratura

Questo valore deve risultare maggiore del tiro che viene applicato sul singolo connettore.

Ipotizzando di dover dare un tiro pari a 28kN al fine di evitare l'attivazione del meccanismo di ribaltamento locale (valore dipendente dai risultati ottenuti nei capitoli successivi con l'inserimento dei tiranti), considerando l'inserimento di 7 connettori, si avranno i seguenti risultati:

f_v [Mpa]	a [cm]	b [cm]	t [cm]	T_{pun} [kN]	Tiro [kN]	Coeff	VERIFICA
0,75	16	50	27,5	4,99	4	1,247813	SI

FIGURA 191 - VERIFICA PUNZONAMENTO MURATURA A CAUSA DEL TIRAFONDO



FIGURA 192 - PARTICOLARE CORDOLO TRALICCIATO IN ACCIAIO

TAVOLE DEGLI INTERVENTI

Si riportano di seguito le tavole relative all'individuazione degli interventi ipotizzati

PIANO SECONDO SOTTO STRADA

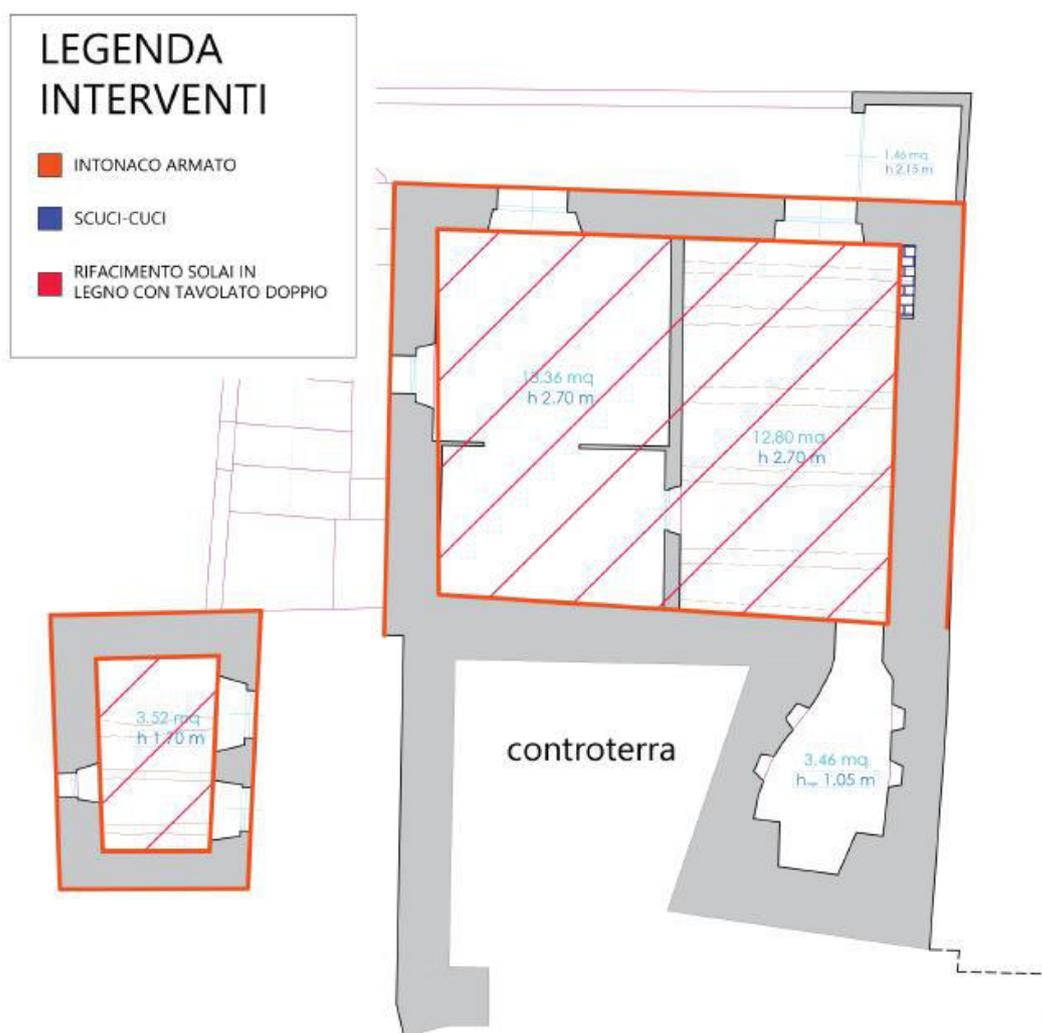


FIGURA 193 - INDIVIDUAZIONE INTERVENTI AL PIANO SECONDO SOTTO STRADA

PIANO PRIMO SOTTO STRADA

**LEGENDA
INTERVENTI**

- INTONACO ARMATO
- SCUCI-CUCI
- RIFACIMENTO SOLAI IN LEGNO CON TAVOLATO DOPPIO



FIGURA 194 - INDIVIDUAZIONE INTERVENTI AL PIANO PRIMO SOTTO STRADA

PIANO PRIMO

LEGENDA INTERVENTI	
	INTONACO ARMATO
	SCUCI-CUCI
	REFACIMENTO SOLAI IN LEGNO CON TAVOLATO DOPPIO



FIGURA 196 - INDIVIDUAZIONE INTERVENTI AL PIANO PRIMO

MODELLAZIONE STATO RIFORMATO

Gli interventi riportati nelle tavole di cui sopra, sono stati poi inseriti all'interno del modello globale dell'aggregato al fine di valutare se si raggiunga o meno il miglioramento sismico della struttura.

La modellazione si è basata sul modello precedentemente esposto, cambiando però le proprietà dei materiali considerando l'applicazione dell'intonaco armato sulle murature portanti, e la chiusura delle nicchie con l'utilizzo di muratura in mattoni pieni. L'ulteriore intervento che è stato realizzato è quello di demolizione e ricostruzione dei solai esistenti, indicati nelle tavole degli interventi, realizzandoli in legno con doppio tavolato.

SOLAIO INTERPIANO LEGNO CON DOPPIO TAVOLATO								
Elementi	b [mm]	h [mm]	i [mm]	pk [kg/m ³]	carico [kg/m ²]	G1 k [kN/m ²]	G2 k [kN/m ²]	Q k [kN/m ²]
Travi	240	240	1000	350	20,16	0,49	///	///
Tavolato		32			11,2			
OSB		30		600	18			
isolante		50		15	0,75			
Massetto		40		1600	64		1,85	
Pavimento		20		2000	40			
Tramezzi					80			
Dest uso					200			2

FIGURA 197 - ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI INTERPIANO LEGNO CON DOPPIO TAVOLATO

Al fine di ottenere un buon collegamento tra il solaio e la muratura perimetrale, viene inserito un elemento angolare di acciaio che viene collegato sia alla trave principale che alla muratura attraverso un tirafondo annegato nella stessa.

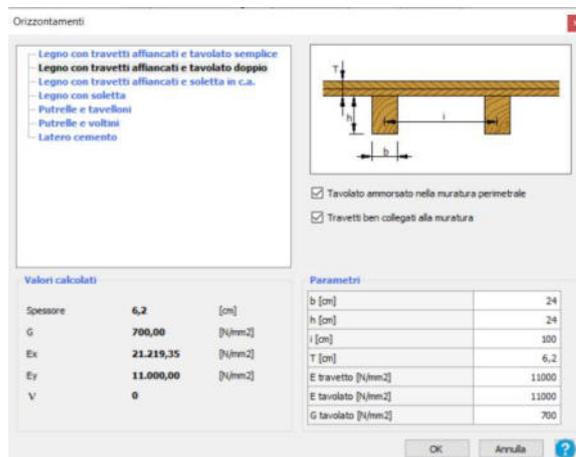


FIGURA 198 - INSERIMENTO SOLAIO IN LEGNO CON DOPPIO TAVOLATO

L'utilità di questa tipologia costruttiva è quella di andare ad avere una migliore ripartizione dell'azione sismica che si scarica sul solaio oggetto di intervento, poiché il solaio risponde meglio ai carichi verticali agenti sia in termini di resistenza che di deformabilità. La rigidità di piano assume valori tendenti al caso di soletta in calcestruzzo, non creando quindi un solaio infinitamente rigido.

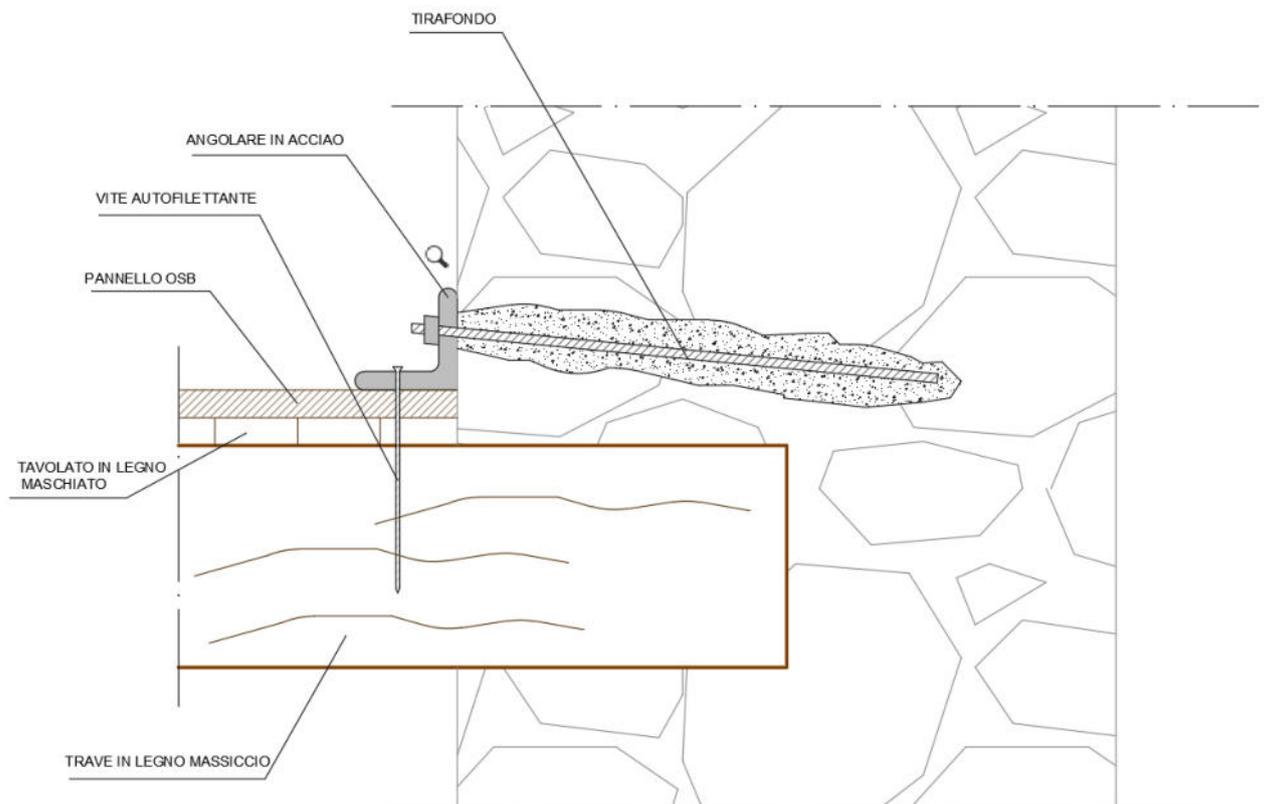


FIGURA 199 - PARTICOLARE SOLAIO CON DOPPIO TAVOLATO

Si riporta di seguito la caratterizzazione della muratura con l'inserimento dell'intervento di miglioramento con intonaco armato. Il miglioramento viene valutato secondo quanto esposto al capitolo relativo all'esposizione degli interventi, dove si richiama la Tabella C8.5.II della Circolare 7/2019, andando ad aumentare le caratteristiche della muratura sulla base del parametro di miglioramento.

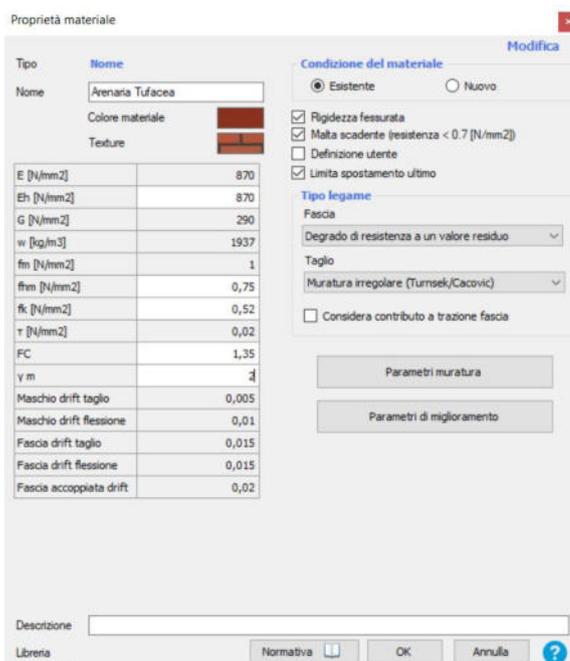


FIGURA 200 - MURATURA ALLO STATO DI FATTO

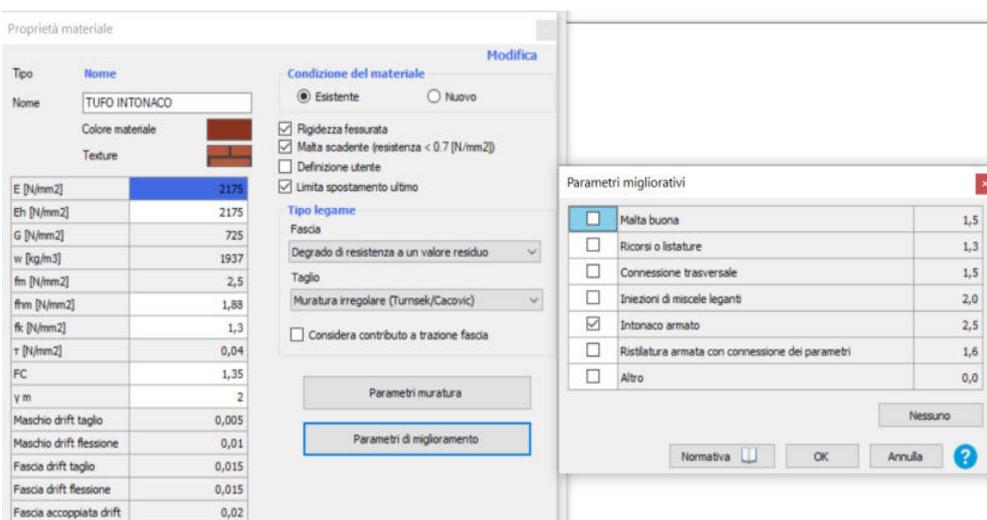


FIGURA 201 - MURATURA CON INSERIMENTO DI INTONACO ARMATO

Si nota come siano notevolmente migliorate le caratteristiche della muratura tufacea rispetto a quella allo stato di fatto

Lo stesso paragone viene fatto tra la muratura in mattoni pieni allo stato di fatto e quella realizzata con mattoni nuovi:

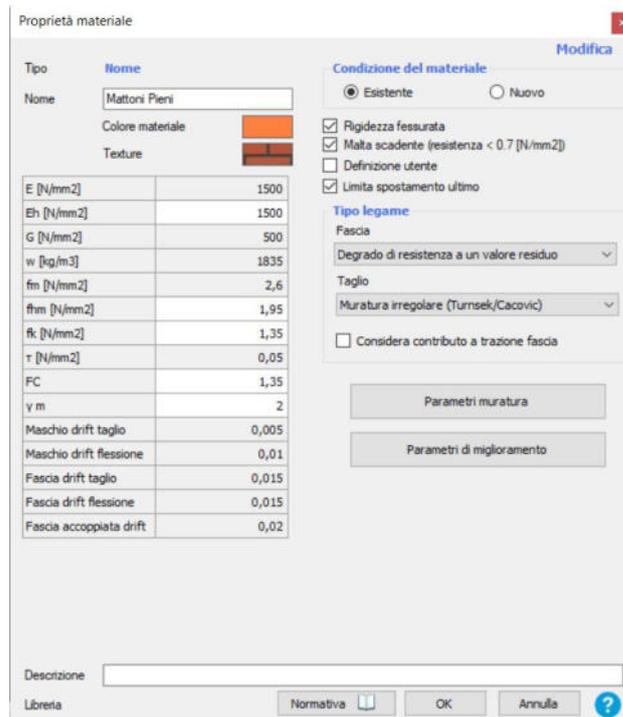


FIGURA 202 - MURATURA IN MATTONI PIENI ALLO STATO DI FATTO

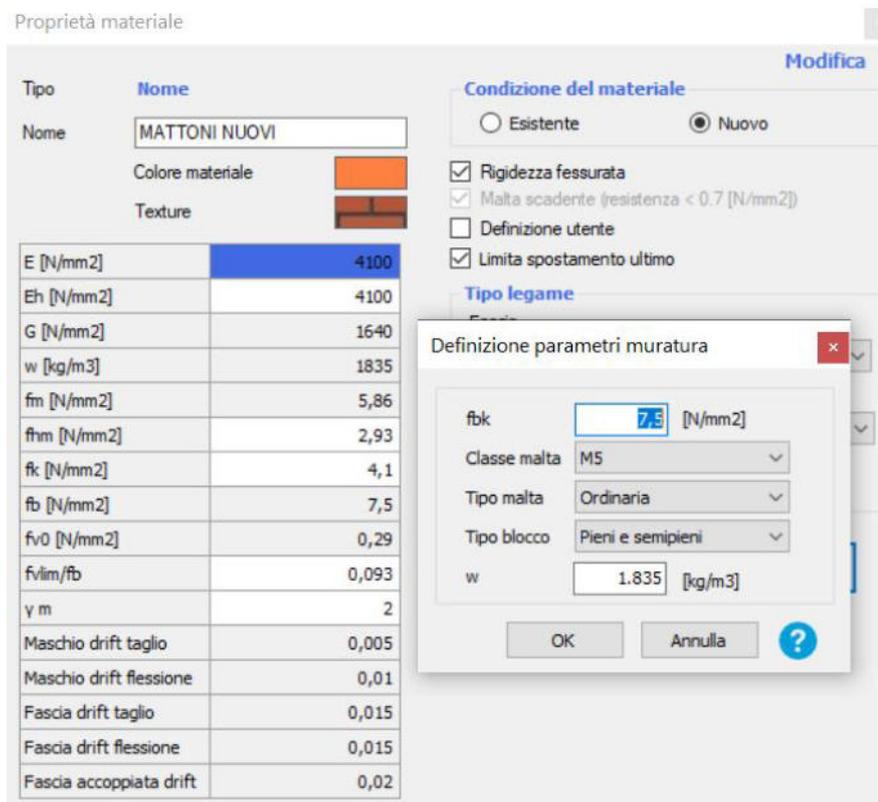


FIGURA 203 - MURATURA IN MATTONI PIENI DI NUOVA REALIZZAZIONE

Analisi pushover stato riformato

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi pushover realizzata sulla base del modello dello stato riformato contrappoendoli con quelli dello stato di fatto.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,56	1,40	3,10	1,13	1,05	2,43	0,22	0,23	0,18	0,15	0,919	0,946	1,021	0,849
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,68	1,84	3,38	1,23	1,38	2,65	0,26	0,23	0,20	0,15	1,078	1,091	0,936	0,779
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,48	1,55	2,85	1,06	1,17	2,24	0,21	0,23	0,17	0,16	1,040	1,068	1,108	0,922
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,59	1,51	3,02	1,16	1,13	2,36	0,23	0,25	0,19	0,16	0,957	0,983	1,048	0,872
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,54	1,10	2,80	1,10	0,83	2,19	0,21	0,24	0,17	0,16	0,785	0,828	1,121	0,932
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,74	1,23	3,12	1,27	0,93	2,45	0,25	0,25	0,20	0,17	0,768	0,802	1,013	0,843
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,48	1,29	2,75	1,05	0,96	2,16	0,20	0,23	0,16	0,15	0,903	0,943	1,125	0,937
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,71	1,58	3,09	1,24	1,19	2,42	0,24	0,24	0,19	0,16	0,943	0,969	1,022	0,851
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	131,37	1,64	0,98	3,09	1,20	0,73	2,42	0,24	0,25	0,20	0,17	0,676	0,712	1,024	0,852
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-131,37	1,54	1,70	3,19	1,12	1,27	2,90	0,22	0,21	0,17	0,14	1,082	1,100	0,991	0,825
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	131,37	1,76	1,57	3,35	1,29	1,18	2,63	0,28	0,25	0,21	0,17	0,915	0,934	0,943	0,785
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-131,37	1,66	1,67	3,47	1,22	1,25	2,72	0,26	0,21	0,19	0,14	1,008	1,023	0,911	0,758
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	131,37	1,57	1,12	2,81	1,13	0,84	2,20	0,24	0,27	0,19	0,18	0,779	0,817	1,124	0,935
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-131,37	1,46	1,39	2,94	1,05	1,04	2,30	0,20	0,22	0,16	0,15	0,961	0,992	1,077	0,896
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	131,37	1,66	1,60	2,98	1,21	1,20	2,33	0,25	0,27	0,20	0,18	0,970	0,995	1,063	0,884
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-131,37	1,55	1,37	3,11	1,13	1,03	2,43	0,22	0,22	0,18	0,15	0,907	0,934	1,018	0,847
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	105,25	1,61	1,00	2,97	1,16	0,75	2,33	0,22	0,23	0,18	0,16	0,707	0,748	1,064	0,886
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-105,25	1,49	1,20	2,69	1,06	0,90	2,10	0,21	0,24	0,17	0,16	0,858	0,901	1,159	0,964
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	105,25	1,79	1,12	3,27	1,31	0,84	2,56	0,26	0,24	0,20	0,16	0,699	0,731	0,966	0,804
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-105,25	1,71	1,35	2,98	1,23	1,01	2,33	0,24	0,26	0,19	0,17	0,836	0,870	1,062	0,884
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	105,25	1,52	1,30	2,87	1,09	0,97	2,25	0,21	0,22	0,17	0,15	0,891	0,928	1,085	0,903
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-105,25	1,48	1,39	2,73	1,05	1,04	2,14	0,20	0,23	0,16	0,15	0,954	0,993	1,136	0,945
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	105,25	1,73	1,49	3,20	1,26	1,12	2,51	0,24	0,24	0,19	0,16	0,888	0,914	0,989	0,823
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-105,25	1,70	1,57	3,04	1,23	1,18	2,38	0,24	0,25	0,19	0,17	0,940	0,968	1,039	0,865

FIGURA 204 - RISULTATI PUSHOVER STATO RIFORMATO

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,87	0,80	3,87	1,40	0,60	3,03	0,38	0,27	0,27	0,18	0,504	0,524	0,817	0,680
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,95	1,37	4,12	1,47	1,03	3,23	0,41	0,27	0,29	0,18	0,740	0,747	0,767	0,638
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,86	1,04	3,62	1,39	0,78	2,84	0,37	0,29	0,27	0,19	0,623	0,642	0,873	0,727
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,90	1,39	3,69	1,42	1,05	2,89	0,38	0,30	0,28	0,20	0,771	0,781	0,856	0,712
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,61	0,94	4,66	1,98	0,70	3,65	0,58	0,33	0,42	0,22	0,424	0,438	0,679	0,565
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	2,87	1,02	4,74	2,19	0,76	3,71	0,67	0,38	0,50	0,26	0,412	0,423	0,668	0,556
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,46	0,67	4,68	1,86	0,50	3,67	0,54	0,30	0,39	0,20	0,350	0,369	0,675	0,562
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,63	0,71	4,73	2,00	0,53	3,71	0,59	0,33	0,43	0,22	0,342	0,359	0,669	0,556
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	131,37	1,98	0,82	4,41	1,50	0,62	3,45	0,43	0,26	0,31	0,17	0,480	0,496	0,717	0,597
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-131,37	1,79	1,22	3,88	1,34	0,91	3,04	0,36	0,25	0,25	0,17	0,723	0,735	0,814	0,678
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	131,37	2,07	0,92	4,34	1,57	0,69	3,40	0,45	0,28	0,33	0,19	0,506	0,519	0,729	0,606
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-131,37	1,92	1,28	4,32	1,45	0,96	3,38	0,41	0,25	0,29	0,17	0,704	0,712	0,733	0,610
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	131,37	1,98	0,72	4,26	1,49	0,54	3,34	0,42	0,27	0,30	0,18	0,436	0,454	0,741	0,617
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-131,37	1,70	1,33	3,53	1,27	1,00	2,77	0,32	0,26	0,23	0,17	0,816	0,831	0,896	0,746
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	131,37	2,06	1,27	4,07	1,56	0,95	3,19	0,44	0,30	0,32	0,20	0,661	0,670	0,777	0,646
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-131,37	1,83	1,35	3,63	1,37	1,01	2,85	0,36	0,28	0,26	0,19	0,774	0,786	0,870	0,724
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	105,25	2,68	0,88	5,10	2,04	0,66	3,99	0,62	0,31	0,45	0,21	0,390	0,402	0,621	0,516
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-105,25	2,60	0,67	4,40	1,97	0,51	3,45	0,57	0,35	0,41	0,23	0,338	0,358	0,719	0,598
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	105,25	2,93	0,99	5,35	2,25	0,74	4,19	0,70	0,35	0,52	0,23	0,388	0,396	0,591	0,492
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-105,25	2,80	0,94	4,56	2,13	0,71	3,57	0,64	0,38	0,47	0,26	0,400	0,414	0,694	0,573
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	105,25	2,55	0,75	4,67	1,93	0,56	3,66	0,57	0,32	0,41	0,21	0,366	0,383	0,677	0,563
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-105,25	2,42	0,73	4,43	1,83	0,54	3,47	0,52	0,31	0,37	0,20	0,380	0,400	0,713	0,594
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	105,25	2,76	0,82	4,78	2,10	0,62	3,74	0,63	0,35	0,47	0,24	0,364	0,378	0,662	0,551
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-105,25	2,57	0,76	4,77	1,95	0,57	3,74	0,57	0,31	0,42	0,21	0,367	0,383	0,662	0,551

FIGURA 205 - RISULTATI PUSHOVER STATO DI FATTO

Dal confronto delle due verifiche si evince come nello stato riformato si sia ottenuto un miglioramento del comportamento del fabbricato sotto l'azione sismica, testimoniato dalla presenza di alcune verifiche che risultano verificate.

Andando più nel dettaglio, gli indici di rischio/di sicurezza α sono aumentati notevolmente rispetto all'analisi effettuata sullo stato di fatto dell'aggregato, e questo è riscontrabile anche nelle combinazioni più gravose che sono quelle da controllare per valutare se è avvenuto o meno il miglioramento sismico.

Confrontando le combinazioni più gravose:

- Per lo stato di fatto si otteneva come indice di rischio minore il valore di $\alpha_{SLV} = 0,358$
- Per lo stato riformato si ottiene come indice di rischio minore il valore di $\alpha_{SLV} = 0,712$

Questo ci porta a poter affermare che gli interventi ipotizzati abbiano dato un miglioramento sismico dell'aggregato, poiché c'è stato l'incremento minimo di 0,1 e si è anche rientrati entro i limiti dell'ordinanza 19 del Commissario speciale per la ricostruzione, la quale richiede di raggiungere almeno un valore di 0,6 per l'indice di rischio.

Confronto tra analisi pushover dello stato di fatto e riformato

Confronto analisi pushover su parete 18

Nell'analisi dei risultati delle verifiche pushover sullo stato di fatto, si era analizzato lo stato di danneggiamento di una data parete all'aumentare dei passi di calcolo, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo Du. Si presenta quindi ora lo stato di danneggiamento della stessa parete nello stato riformato, andando poi a confrontare i due risultati in termini di danneggiamento a parità di spostamento.

Nello stato riformato l'analisi pushover si compone di 11 passi, di cui si analizzeranno i passi 3 e 5 di modo da confrontarli con lo stato di fatto.

1) Passo 3 di 11:

Andando ad analizzare quanto accade a questo passo, ci troviamo nella situazione in cui sulla pushover siamo ad un livello di spostamento pari a 0,34cm in corrispondenza di uno sforzo di taglio 3048kN. La struttura si sta deformando, specialmente nella parte “alta” dove abbiamo una minor rigidezza, con spostamenti prevalenti lungo la direzione x. La parete in esame presenta solamente alcune fasce di piano che stanno andando verso una crisi per pressoflessione, mentre i maschi murari risultano integri.

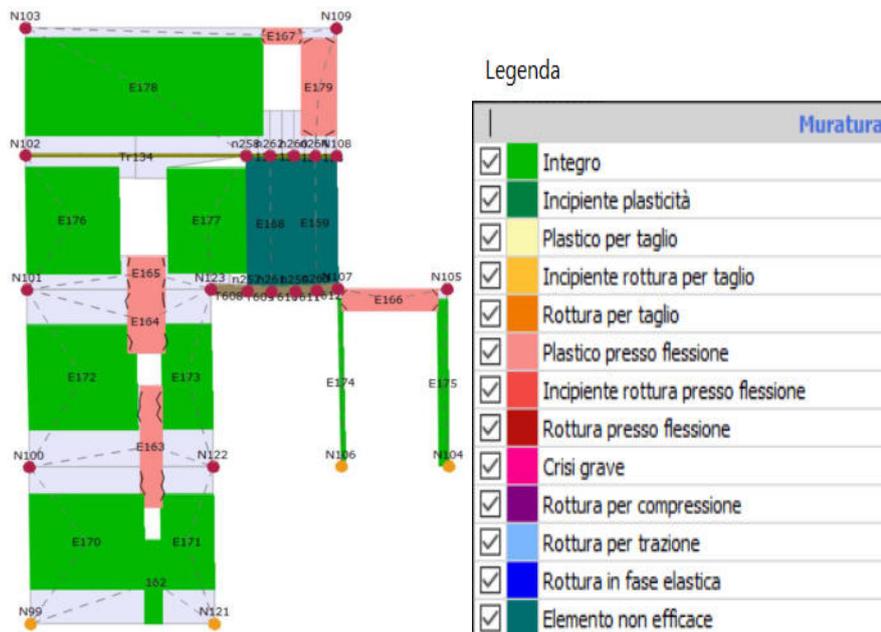


FIGURA 206 - DANNEGGIAMENTO PARETE 18 STATO RIFORMATO

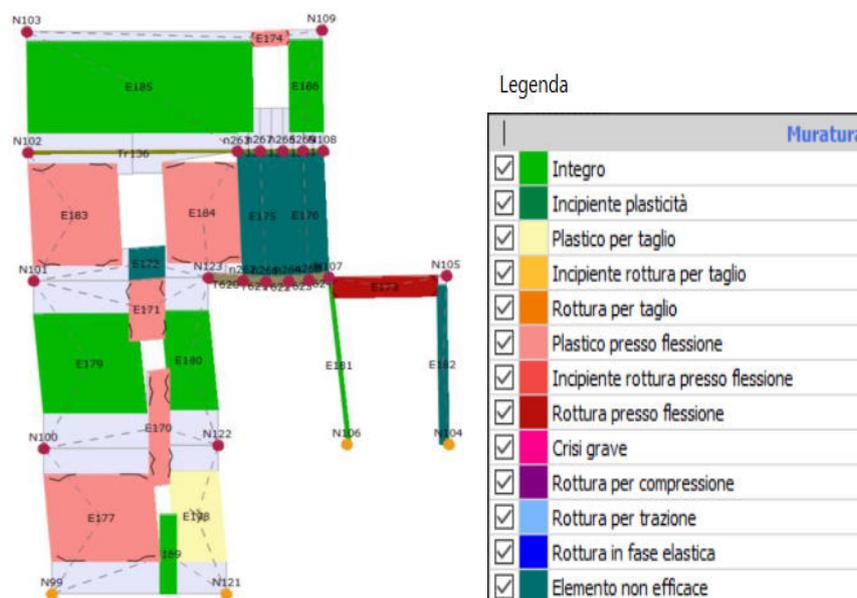


FIGURA 207 - DANNEGGIAMENTO PARETE 18 STATO DI FATTO

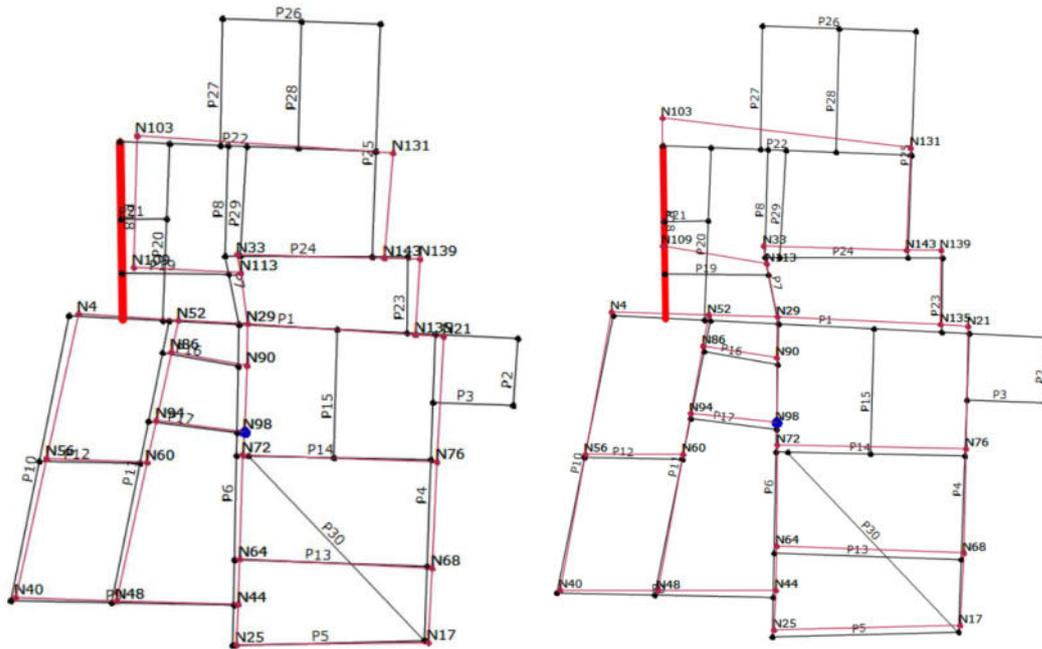


FIGURA 208 - DEFORMAZIONI DELLA PIANTA NELLO STATO RIFORMATO (SX) E NELLO STATO DI FATTO (DX)

Visivamente si riesce a notare come nello stato riformato la parete in esame, così come la struttura nel suo complesso, presentino degli spostamenti nettamente inferiori rispetto allo stato di fatto. Numericamente la differenza è netta, poiché nello stato di fatto si aveva uno spostamento del nodo 103 di 1,9 cm lungo la direzione Y, mentre nello stato riformato questo nodo subisce uno spostamento di 0,24 cm in direzione Y.

Confrontando le curve pushover della parete 18 si nota come nello stato riformato, a parità di spostamento la struttura sopporta un'azione tagliante maggiore (3058kN) rispetto allo stato di fatto (1919kN), quindi gli interventi applicati hanno aumentato la capacità della struttura, andando a diminuire anche la deformabilità della stessa.

Ulteriore aspetto da valutare è il valore dello spostamento D_u raggiungibile dalla struttura, che nello stato riformato arriva a $D_u = 0,98\text{cm}$ mentre nello stato di fatto era pari a $D_u = 0,67\text{ cm}$ e veniva raggiunto al quinto passo dell'analisi, mentre nello stato riformato si raggiunge all'ultimo passo.



FIGURA 209 - CURVA PUSHOVER STATO RIFORMATO

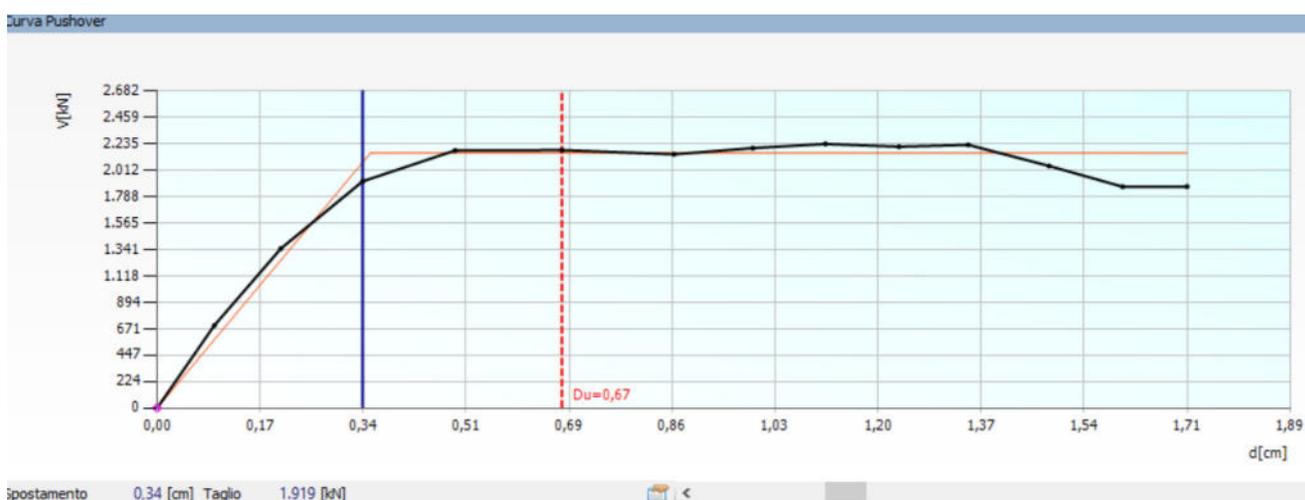


FIGURA 210 - CURVA PUSHOVER STATO DI FATTO

Confronto danneggiamento modello 3D

A questo punto si vanno a confrontare le risposte globali del modello al raggiungimento del D_u per lo stato di fatto e dello stesso livello di spostamento per lo stato riformato. In questo caso non sarà possibile apprezzare la deformazione dell'intera struttura, ma si potrà identificare lo stato di danneggiamento dei vari maschi secondo la legenda.

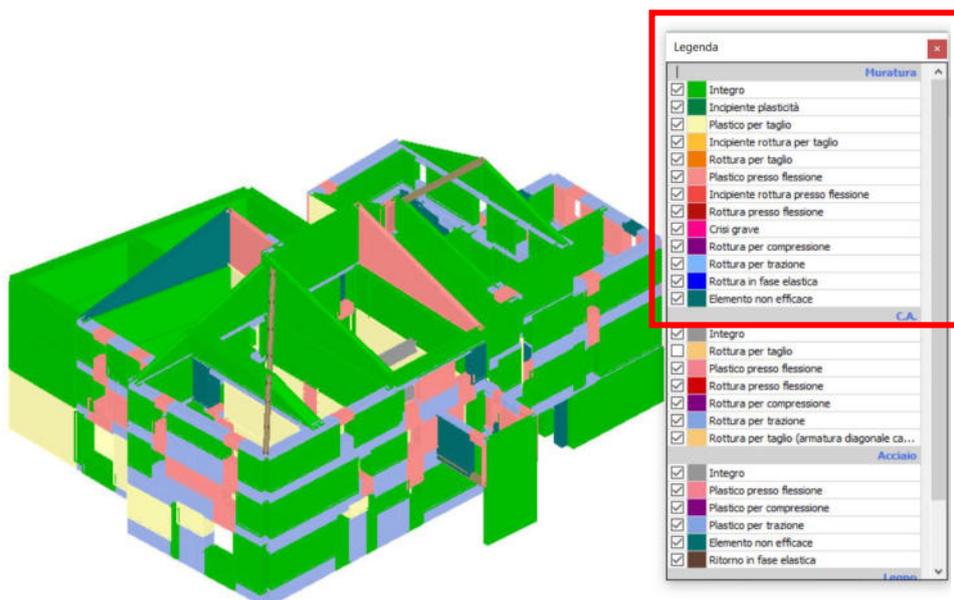


FIGURA 211 - DANNEGGIAMENTO STATO RIFORMATO DELL'AGGREGATO VISTA NORD-OVEST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO PARI A 0,67CM

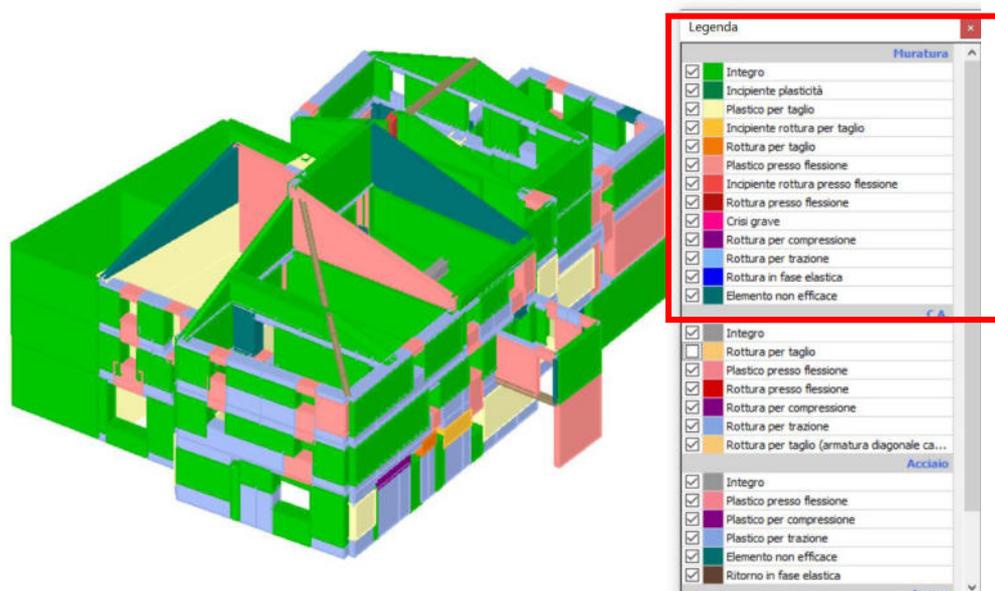


FIGURA 212 - DANNEGGIAMENTO STATO DI FATTO DELL'AGGREGATO VISTA NORD-OVEST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO $D_u=0,67$ CM

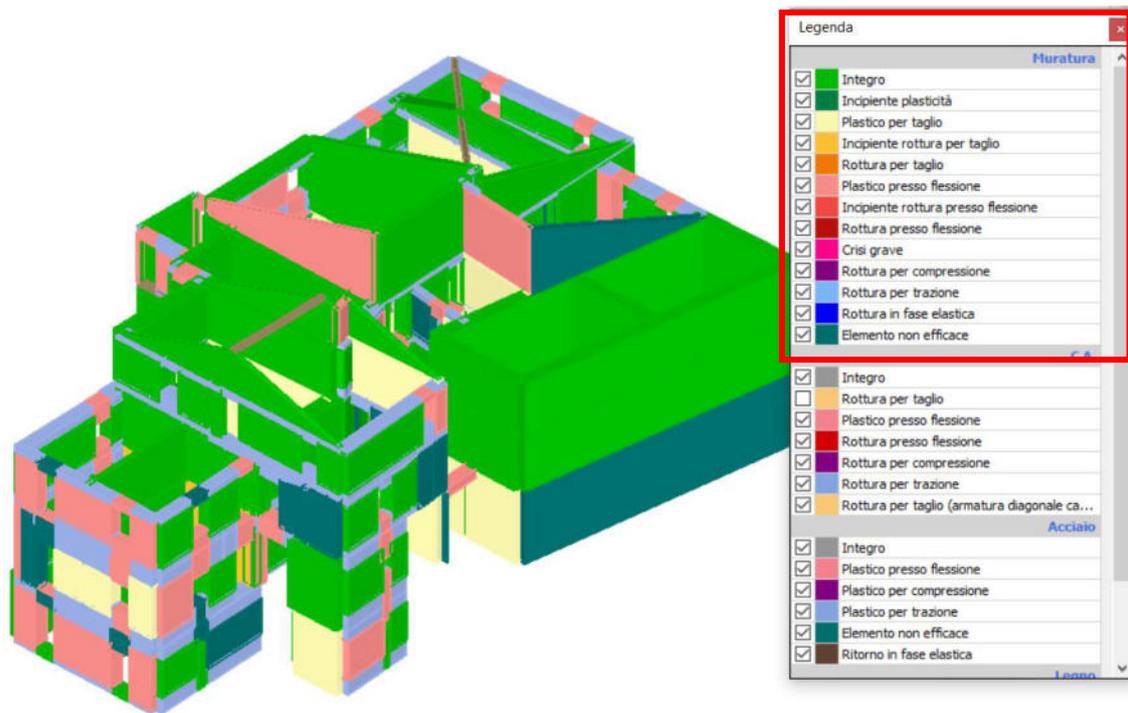


FIGURA 213 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO ALLO STATO RIFORMATO VISTA SUD-EST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO PARI A 0,67CM

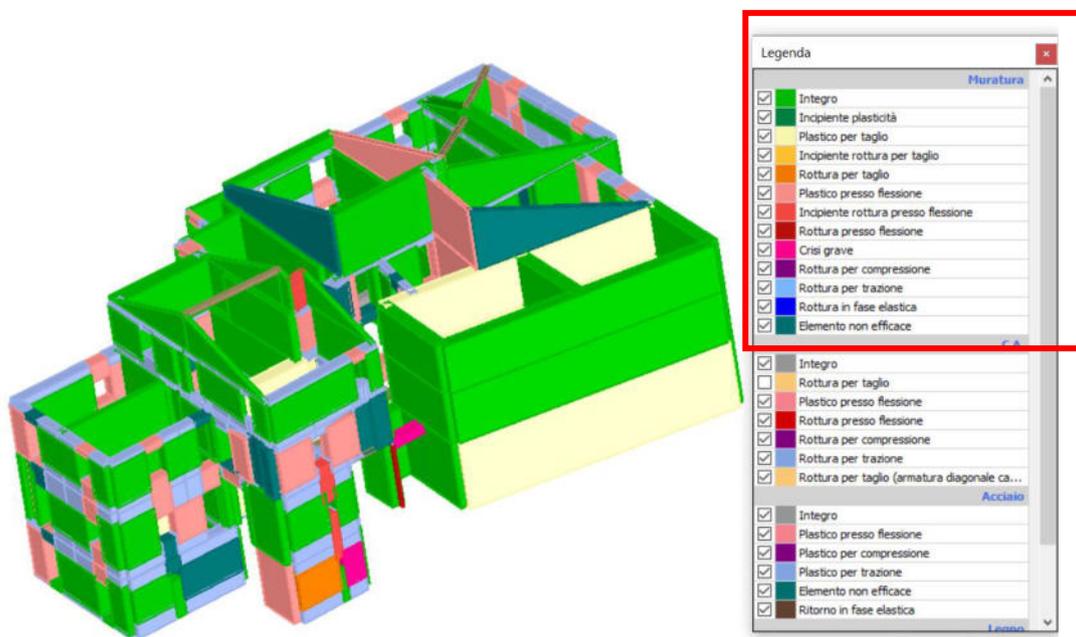


FIGURA 214 - DANNEGGIAMENTO AGGREGATO ALLO STATO DI FATTO VISTA SUD-EST AL RAGGIUNGIMENTO DELLO SPOSTAMENTO $D_u=0,67\text{CM}$

Dall'analisi visiva dello stato di danneggiamento si nota come nel complesso, a parità di spostamento, l'inserimento degli interventi di miglioramento sismico abbia portato ad evitare la rottura di alcuni elementi, che nello stato di fatto andavano incontro a questa problematica. È da evidenziare però come nella parte Sud-Est, il danneggiamento sia aumentato a parità di spostamento questo a causa dell'elevata azione tagliante corrispondente al sottopasso dell'analisi pushover dello stato riformato. Nello stato di fatto, allo spostamento di 0,67cm corrispondeva un'azione tagliante pari a 2183kN, inferiore rispetto ai 3330kN relativi allo stesso livello di spostamento nello stato riformato.

A questo punto si potrebbero andare a valutare e considerare ulteriori interventi, quali l'inserimento di cordoli sommitali in acciaio/cemento armato, ma si perderebbe di vista un aspetto fondamentale dell'analisi delle strutture in muratura esistenti, ovvero il prevalere del comportamento locale su quello globale. Questo è dovuto al fatto che nel modello globale si presume che i maschi murari siano tra loro perfettamente ammorsati, senza andare a definire zone dove questo ammorsamento è scarso, se non pressoché nullo, andando quindi a sovrastimare la resistenza della struttura.

Nel capitolo successivo si analizzerà come intervenire per migliorare il comportamento locale dell'aggregato, con la verifica dei meccanismi locali dopo aver inserito i tiranti.

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DELLO STATO RIFORMATO

Al fine di evitare l'instaurarsi dei meccanismi di collasso locali sono disponibili diverse soluzioni, tra queste la maggiormente utilizzata è quella dell'inserimento di tiranti in acciaio. Questo presidio è stato ampiamente descritto nei capitoli precedenti, dove sono state presentate le sue caratteristiche e il funzionamento. Il loro inserimento all'interno della muratura favorisce la resistenza della parete al ribaltamento, andando a fungere da elemento di supporto, che trattiene la parete dal ribaltamento. Il tirante va quindi ad aumentare il contributo del momento stabilizzante, il quale si deve rapportare con il ribaltante al fine di valutare l'attivazione o meno del meccanismo di collasso.

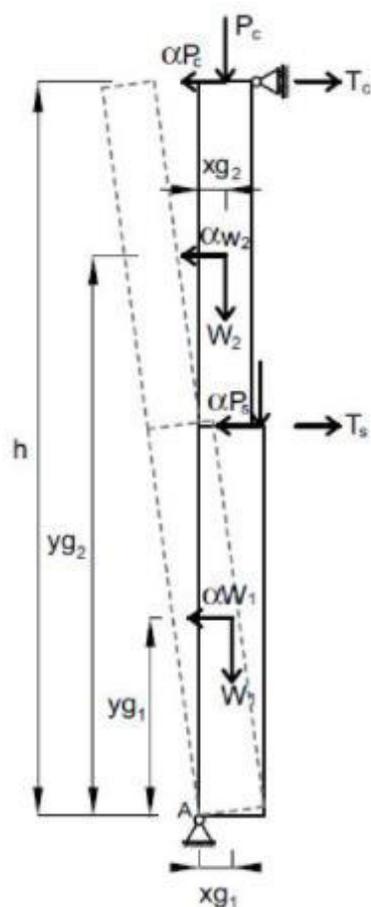


FIGURA 215 - SCHEMA CON RAPPRESENTAZIONE DELLE FORZE SU DI UNA PARETE CONSOLIDATA CON TIRANTE

All'interno del software è possibile andare ad eseguire il progetto del tirante da inserire, andando ad imporre dei valori e lasciando la libertà al calcolatore di elaborare gli altri risultati al fine di rendere soddisfatte le verifiche.



FIGURA 216 - PROGETTO CATENA

Il software calcola la resistenza a punzonamento, a penetrazione e a snervamento del tirante, secondo quanto riportato di seguito, e restituisce dei coefficienti che nel caso in cui fossero >1, la verifica risulterebbe soddisfatta.

Si riporta di seguito il metodo di calcolo per le resistenze sopra citate:

a) Verifica a punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

la resistenza a punzonamento della muratura è data da:

$$T_{pun} = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

Dove:

t = spessore della muratura

b = larghezza della piastra

a = altezza della piastra

f_v = resistenza a taglio di calcolo della muratura

b) Verifica a penetrazione dell'ancoraggio:

La penetrazione dell'ancoraggio nella muratura è data dal superamento della **resistenza a compressione della muratura** della pressione di contatto della piastra. La resistenza a penetrazione dell'ancoraggio è data da:

$$T_{pen} = f_d \cdot a \cdot b$$

Dove:

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura

c) Verifica a snervamento del tirante:

La resistenza a snervamento del tirante è data da:

$$T = f_y \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}$$

Dove:

ϕ = diametro del tirante

f_y = resistenza di calcolo del tirante

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
1	27	rb_p27	<input checked="" type="checkbox"/>	12	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	50	<input checked="" type="checkbox"/>	30	Tufo	S 275	13	1,06	93	7,72	76,30	6,36

FIGURA 217 - ESEMPIO PROGETTO CATENA

Dall'esempio sopra riportato è facile notare come la verifica a punzonamento della piastra sia la più vincolante, mentre la verifica a snervamento del tirante risulta sempre ampiamente verificata.

Una volta eseguito il progetto del tirante è necessario andare ad inserirlo all'interno della parete, andando a definire la distanza d_x e d_y rispetto al nodo indicato per l'inserimento.

L'inserimento sarà dipendente dalla tipologia di capochiave scelto, perché per i livelli sommitali si è pensato a capochiavi con piastre rettangolari, mentre per i livelli intermedi si è ipotizzato di utilizzare capochiavi a paletto.

Si riportano di seguito i passaggi relativi al progetto e inserimento dei diversi tiranti per il soddisfacimento dei meccanismi locali presentati nei capitoli precedenti. La realizzazione di questi, porterà un contributo al miglioramento sismico dell'aggregato, ma non è possibile quantificarlo tramite il software poiché questi meccanismi non riguardano l'analisi globale.

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 4

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 3 e 4 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

Collegamento catena

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
5	4	rib_p4_b1	<input checked="" type="checkbox"/>	14	<input checked="" type="checkbox"/>	20	55	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	15	1,11	56	3,97	82,28	5,88
6	4	rib_p4_b1	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	11	1,13	56	5,56	82,28	8,23
7	4	rib_p4_b1	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	55	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	14	3,50	4	1,11	82,28	20,57
8	4	rib_p4_b1	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	10	2,53	4	1,11	82,28	20,57

FIGURA 218 - PROGETTO CATENE PARETE 4

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena					
ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]		
5	1	4	10	-90	0	20	-30		
6	2	4	10	-90	0	-20	-30		
7	8	4	10	-90	0	25	-25		
8	7	4	10	-90	0	-25	-25		

FIGURA 219 - INSERIMENTO CATENE PARETE 4

Si riporta ora il dimensionamento manuale del tirante di cui sopra, per mostrare le grandezze che entrano in gioco nella valutazione dello stesso:

a) Verifica a punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

la resistenza a punzonamento della muratura è data da:

$$T_{pun} = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

Dove:

t = spessore della muratura

b = larghezza della piastra

a = altezza della piastra

f_v = resistenza a taglio di calcolo della muratura

f _v [Mpa]	a [cm]	b [cm]	t [cm]	T _{pun} [kN]	Tiro [kN]	Coeff	VERIFICA
0,75	30	50	55	15,68	10	1,5675	SI

FIGURA 220 - VERIFICA A PUNZONAMENTO

b) Verifica a penetrazione dell'ancoraggio:

La penetrazione dell'ancoraggio nella muratura è data dal superamento della **resistenza a compressione della muratura** della pressione di contatto della piastra. La resistenza a penetrazione dell'ancoraggio è data da:

$$T_{pen} = f_d \cdot a \cdot b$$

Dove:

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura

b = larghezza della piastra

a = altezza della piastra

Tiro = tiro della catena

f_d [Mpa]	a [cm]	b [cm]	T_{pen} [kN]	Tiro [kN]	Coeff	VERIFICA
0,37037	30	50	56	10	5,6	SI

FIGURA 221 - VERIFICA A PENETRAZIONE DELL'ANCORAGGIO

c) Verifica a snervamento del tirante:

La resistenza a snervamento del tirante è data da:

$$T = f_y \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}$$

Dove:

ϕ = diametro del tirante

f_y = resistenza di calcolo del tirante

f_y [Mpa]	ϕ [mm]	T_{sner} [kN]	Tiro [kN]	Coeff	VERIFICA
275	20	86,3938	10	8,6	SI

FIGURA 222 - VERIFICA A SNERVAMENTO DEL TIRANTE

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

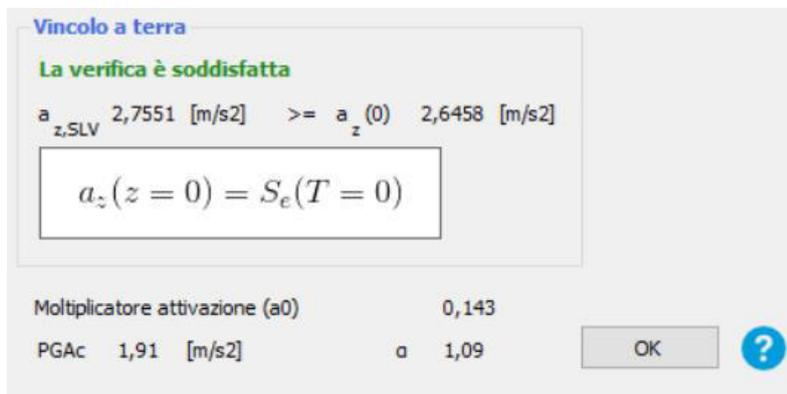


FIGURA 223 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA

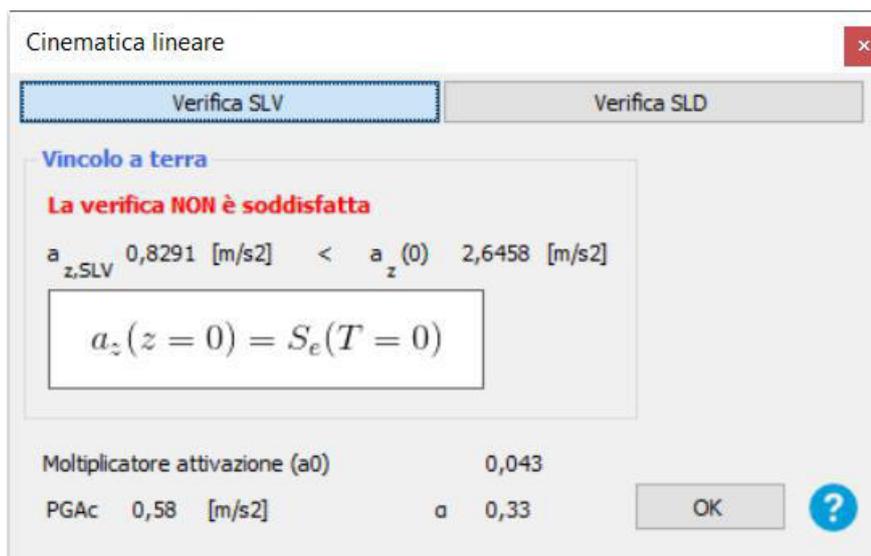
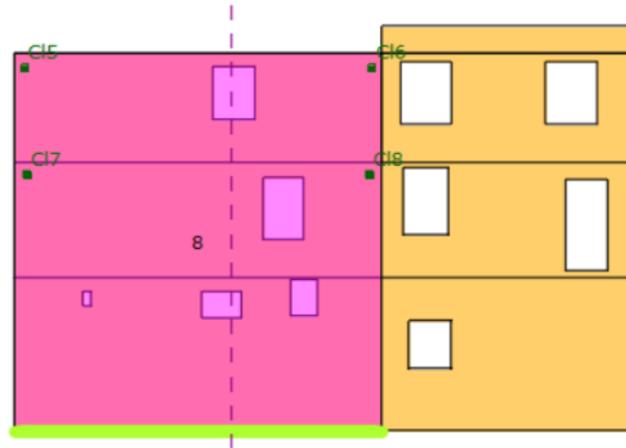


FIGURA 224 - ESITO VERIFICA SENZA INSERIMENTO CATENA



PROSPETTO NORD-OVEST

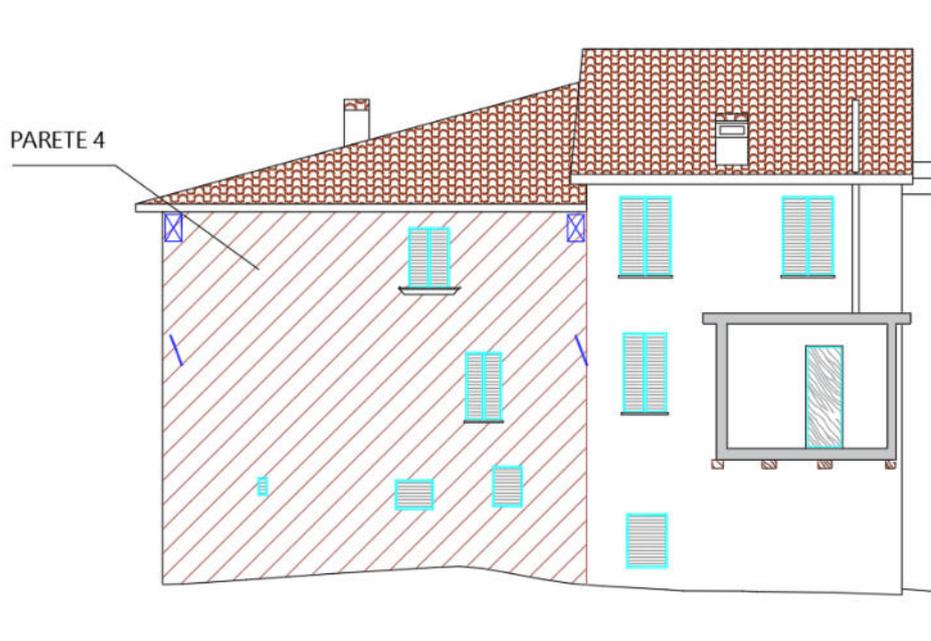


FIGURA 225 - INDIVIDUAZIONE DELLE CATENE SULLA PARETE 4

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 5

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 3 e 4 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
9	5	rib_p5	<input checked="" type="checkbox"/>	13	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	13	1,03	56	4,27	82,28	6,33
10	5	rib_p5	<input checked="" type="checkbox"/>	13	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	13	1,03	56	4,27	82,28	6,33
11	5	rib_p5	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	82,28	20,57
12	5	rib_p5	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	82,28	20,57

FIGURA 226 - PROGETTO CATENE PARETE 5

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena					
ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]		
9	1	5	13	-90	0	20	-30		
10	2	5	13	-90	0	-20	-30		
11	8	5	4	-90	0	25	-25		
12	7	5	4	-90	0	-25	-25		

FIGURA 227 - INSERIMENTO CATENE PARETE 5

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,8177 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,6458 \ [m/s^2]$

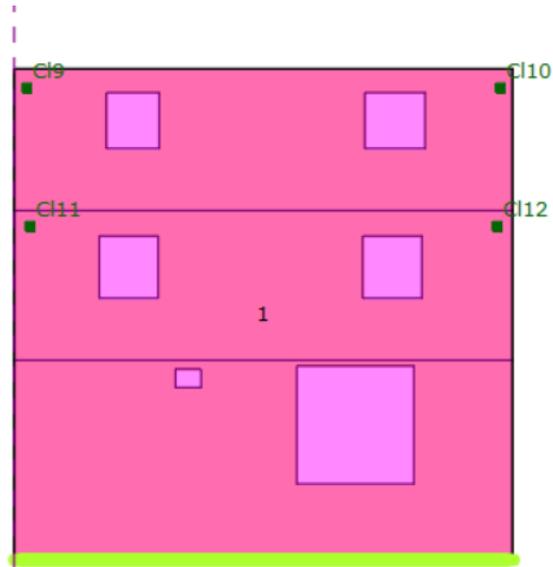
$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,144

PGAc 1,96 [m/s²] α 1,11

OK ?

FIGURA 228 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA



PROSPETTO NORD-EST



FIGURA 229 - INDIVIDUAZIONE DELLE CATENE SULLA PARETE 5

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 9

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 3 e 4 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura		Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]	Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.		
2	27	rb_p27	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	-	11	11.333...	56	55.555...	82,28	82.279...	
3	27	rb_p27	<input type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	-	10	253.33...	4	111.11...	82,28	2.056...	
4	27	rb_p27	<input type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	-	10	253.33...	4	111.11...	82,28	2.056...	
▶ 13	9	rb_p9	<input checked="" type="checkbox"/>	15	<input checked="" type="checkbox"/>	20	55	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	15	1,03	56	3,70	82,28	5,49	
14	9	rb_p9	<input checked="" type="checkbox"/>	17	<input checked="" type="checkbox"/>	20	60	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	18	1,05	56	3,27	82,28	4,84	
15	9	rb_p9	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	55	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...	14	3,50	4	1,11	82,28	20,57	
16	9	rb_p9	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	60	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...	16	4,04	4	1,11	82,28	20,57	

FIGURA 230 - PROGETTO CATENE PARETE 9

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena					
ID	▲	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]	
▶ 13		1	9	15	-90	0	20	-30	
14		4	9	17	-90	0	-20	-30	
15		7	9	4	-90	0	25	-25	
16		8	9	4	-90	0	-25	-25	

FIGURA 231 - INSERIMENTO CATENE PARETE 9

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} 5,0842 \text{ [m/s}^2\text{]} \geq a_z(0) 2,6458 \text{ [m/s}^2\text{]}$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,263

PGAc 3,53 [m/s²] a 2,01

OK ?

FIGURA 232 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV}$ 0,8916 [m/s²] < $a_z(0)$ 2,6458 [m/s²]

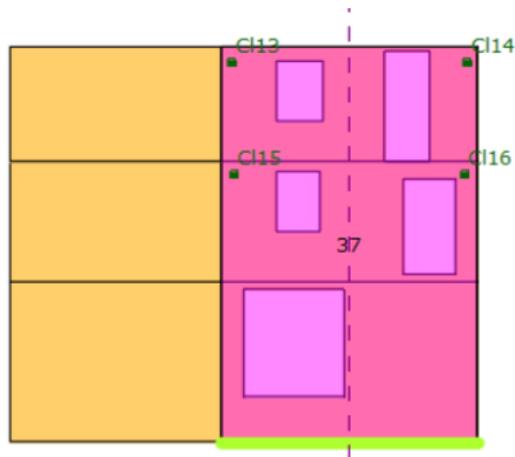
$$a_c(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,046

PGAc 0,62 [m/s²] α 0,35

OK ?

FIGURA 233 - VERIFICA SENZA INSERIMENTO CATENE



PROSPETTO NORD-EST



FIGURA 234 - INDIVIDUAZIONE CATENE SULLA PARETE 9

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 18

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 3 e 4 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
17	18	rib_p18	<input checked="" type="checkbox"/>	13	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	13	1,03	56	4,27	82,28	6,33
18	18	rib_p18	<input checked="" type="checkbox"/>	13	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...)	13	1,03	56	4,27	82,28	6,33
19	18	rib_p18	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	82,28	20,57
▶ 20	18	rib_p18	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	8	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	13,16	3,29

FIGURA 235 - PROGETTO CATENE PARETE 18

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena					
ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]		
▶ 17	3	18	13	-90	0	20	-30		
18	2	18	13	-90	0	-20	-30		
19	9	18	4	-90	0	25	-25		
20	7	18	4	-90	0	-25	-25		

FIGURA 236 - INSERIMENTO CATENE

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} 5,7732 \text{ [m/s}^2\text{]} \geq a_z(0) 2,6458 \text{ [m/s}^2\text{]}$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,315

PGAc 2,77 [m/s²] α 1,57

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} 5,7732 \text{ [m/s}^2\text{]} \geq a_z(z) 3,8339 \text{ [m/s}^2\text{]}$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

?

FIGURA 237 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA

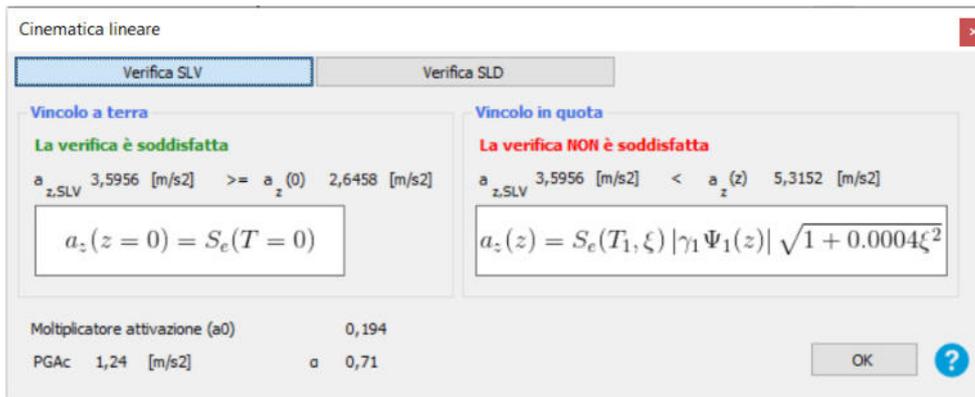


FIGURA 238 - ESITO DELLA VERIFICA SENZA CATENA



PROSPETTO SUD-EST

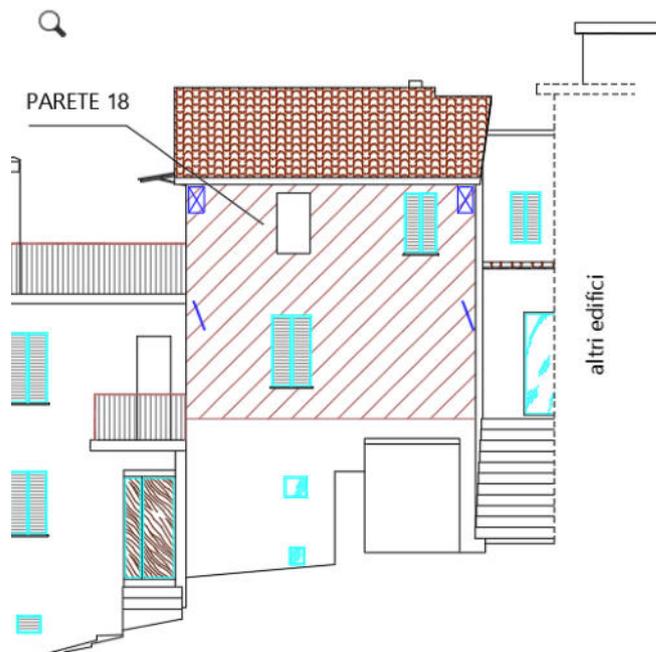


FIGURA 239 - INDIVIDUAZIONE CATENE SULLA PARETE 18

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 22

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene al livello 4 della parete in esame, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari.

Collegamento catena

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
21	22	rb_p22_b2	<input checked="" type="checkbox"/>	6	<input checked="" type="checkbox"/>	20	15	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Mattoni ...	S 275 (t...	6	1,02	144	24,07	82,28	13,71
22	22	rb_p22_b2	<input checked="" type="checkbox"/>	17	<input checked="" type="checkbox"/>	20	60	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	18	1,05	56	3,27	82,28	4,84

FIGURA 240 - PROGETTO CATENA PARETE 22

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena						
ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]			
21	5	22	4	90	0	20	-30			
22	3	22	17	90	0	-20	-30			

FIGURA 241 - INSERIMENTO CATENE

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 5,3595 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,6458 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,268

PGAc 1,85 [m/s²] α 1,05

Vincolo in quota

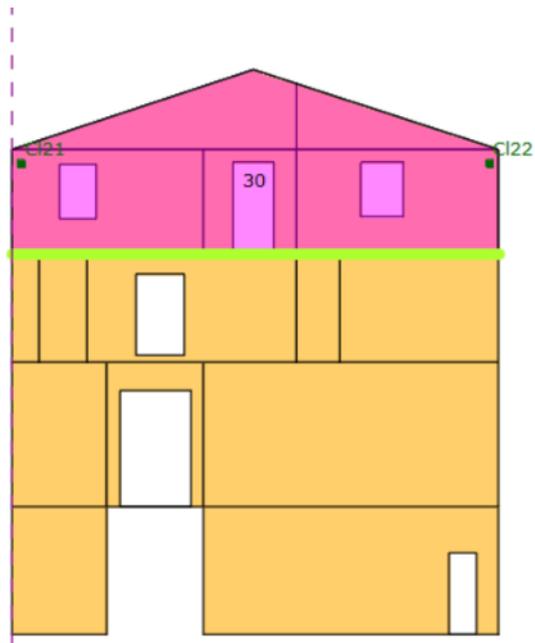
La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 5,3595 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(z) \ 5,3152 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

OK ?

FIGURA 242 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA



PROSPETTO SUD-OVEST



FIGURA 243 - INDIVIDUAZIONE CATENE SULLA PARETE 22

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 23

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 3 e 4 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

Collegamento catena

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervimento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
23	23	rb_p23	<input checked="" type="checkbox"/>	6	<input checked="" type="checkbox"/>	20	15	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Mattoni ...	S 275 (t...)	6	1,02	144	24,07	82,28	13,71
24	23	rb_p23	<input checked="" type="checkbox"/>	6	<input checked="" type="checkbox"/>	20	15	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Mattoni ...	S 275 (t...)	6	1,02	144	24,07	82,28	13,71
25	23	rb_p23	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	82,28	20,57
26	23	rb_p23	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	50	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...)	12	3,00	4	1,11	82,28	20,57

FIGURA 244 - PROGETTO CATENE PARETE 23

Concentrato		Distribuito		Collegamento catena						
	ID ▲	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]		
▶	23	1	23	6	-90	0	20	-30		
	24	2	23	6	-90	0	-20	-30		
	25	8	23	4	-90	0	25	-25		
	26	7	23	4	-90	0	-25	-25		

FIGURA 245 - INSERIMENTO CATENE PARETE 23

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 3,1211 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,6458 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,159

PGAc 2,17 [m/s²] a 1,23

OK ?

FIGURA 246 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENE

La verifica NON è soddisfatta

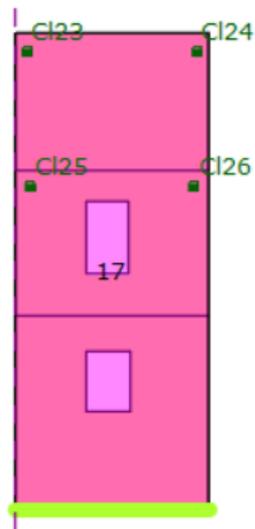
$a_{z,SLV} \ 0,8791 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 2,6458 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,045

PGAc 0,61 [m/s²] a 0,35

FIGURA 247 - ESITO VERIFICA SENZA CATENE



PROSPETTO NORD-OVEST

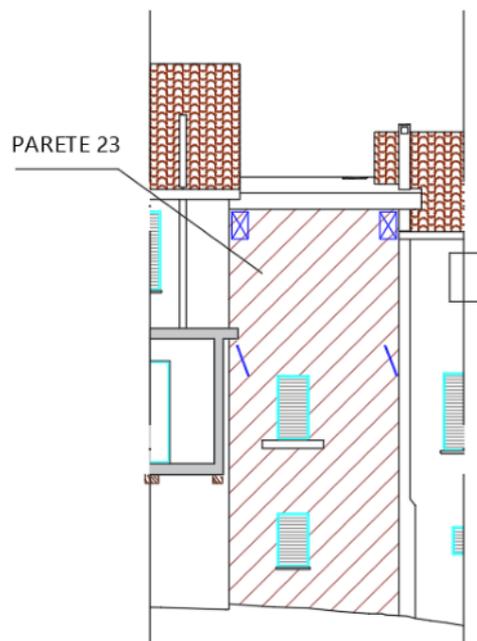


FIGURA 248 - INDIVIDUAZIONE CATENE SULLA PARETE 23

Meccanismo di ribaltamento semplice – Parete 26

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene al livello 3 della parete in esame, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari.

Collegamento catena

ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura [cm]	Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Sneramento	
					Ø	[mm]		Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.
27	26	rib_p26	<input type="checkbox"/>	11	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	11	103,03	56	505,05	82,28	748,00
28	26	rib_p26	<input type="checkbox"/>	11	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	11	103,03	56	505,05	82,28	748,00

FIGURA 249 - PROGETTO CATENE PARETE 26

Concentrato	Distribuito	Collegamento catena		ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	27	1	26	11	90	0	20	-30
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	28	4	26	11	90	0	-20	-30

FIGURA 250 - INSERIMENTO CATENE PARETE 26

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 4,0956 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,6458 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,235

PGAc 1,96 [m/s²] a 1,12

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 4,0956 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(z) \ 3,8339 \ [m/s^2]$

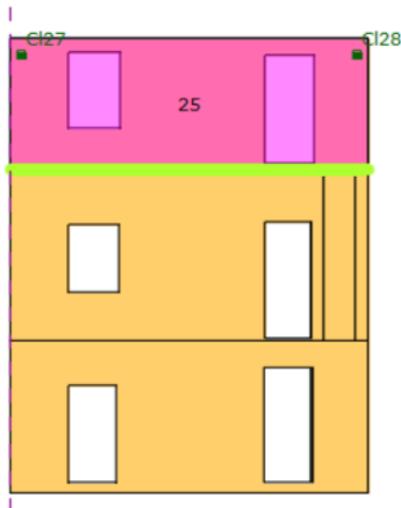
$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

?

FIGURA 251 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENE

Vincolo a terra		Vincolo in quota	
La verifica NON è soddisfatta			
$a_{z,SLV}$	0,4507 [m/s ²]	<	$a_z(0)$ 2,6458 [m/s ²]
$a_z(z=0) = S_e(T=0)$			
$a_{z,SLV}$	0,4507 [m/s ²]	<	$a_z(z)$ 3,8339 [m/s ²]
$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) \gamma_1 \Psi_1(z) \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$			
Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,025		
PGAc	0,22 [m/s ²]	α	0,12
			OK ?

FIGURA 252 - ESITO VERIFICA SENZA CATENE



PROSPETTO SUD-OVEST

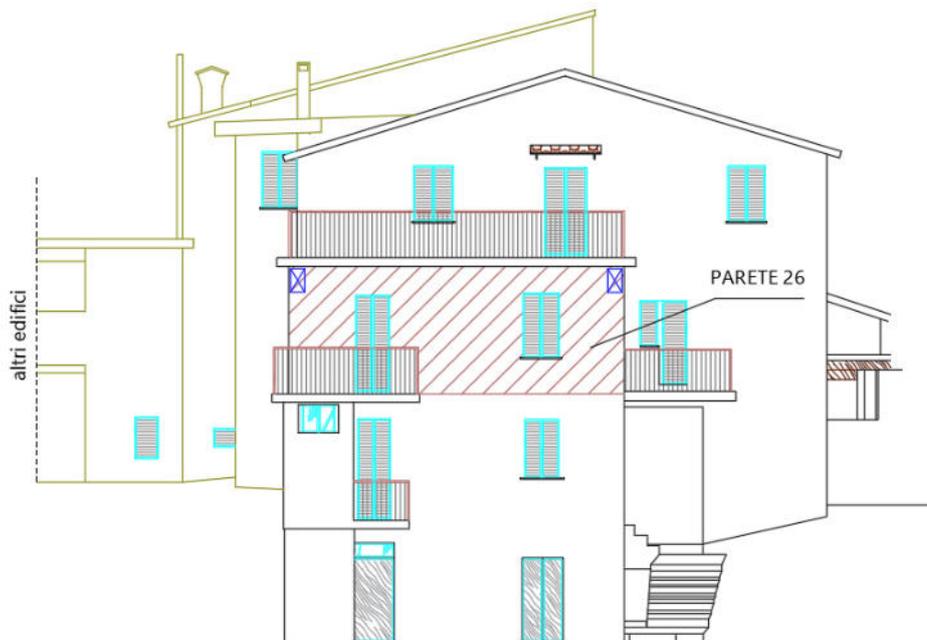


FIGURA 253 - INDIVIDUAZIONE DELLE CATENE SULLA PARETE 26

Meccanismo di ribaltamento semplice - Parete 27

Si è ipotizzato l'inserimento di 2 catene ai livelli 2 e 3 della parete in esame. Le prime due verifiche riportate nella tabella sottostante si riferiscono alle catene poste al livello sommitale, dove sono state inseriti capochiavi rettangolari, mentre al livello sottostante capochiave a paletto.

Collegamento catena																				
ID	Parete	Cinematismo	Progetto	Tiro [kN]	Diametro		Spessore Muratura		Base piastra		Altezza piastra		Materiali		Punzonamento		Penetrazione		Snervamento	
					Ø	[mm]	[cm]	Ø	[cm]	Ø	[cm]	Muratura	Acciaio	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	Resistenza [kN]	Coeff.	
1	27	rb_p27	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	11	1,13	96	5,96	82,28	8,23	
2	27	rb_p27	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	30	<input checked="" type="checkbox"/>	50	Tufo	S 275 (t...	11	1,13	96	5,96	82,28	8,23	
3	27	rb_p27	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...	10	2,53	4	1,11	82,28	20,57	
4	27	rb_p27	<input checked="" type="checkbox"/>	4	<input checked="" type="checkbox"/>	20	45	<input checked="" type="checkbox"/>	2	<input checked="" type="checkbox"/>	60	Tufo	S 275 (t...	10	2,53	4	1,11	82,28	20,57	

FIGURA 254 -PROGETTO CATENE PARETE 27

Collegamento catena								
ID	Nodo	Parete	Tiro [kN]	Angolo Orizzontale [°]	Angolo Verticale [°]	dx [cm]	dz [cm]	
1	1	27	10	90	0	20	-30	
2	4	27	10	90	0	-20	-30	
3	5	27	4	90	0	25	-25	
4	6	27	4	90	0	-25	-25	

FIGURA 255 - INSERIMENTO CATENE PARETE 27

Si riporta poi il calcolo della verifica del meccanismo dopo l'inserimento dei presidi sopra progettati, i quali portano il beneficio atteso rispetto alla condizione iniziale espressa in precedenza e qui sotto richiamata.

Cinematica lineare	
Verifica SLV	Verifica SLD
<p>Vincolo a terra</p> <p>La verifica è soddisfatta</p> <p>$a_{z,SLV} = 3,4918 \text{ [m/s}^2\text{]} \geq a_z(0) = 2,6458 \text{ [m/s}^2\text{]}$</p> $a_z(z=0) = S_e(T=0)$	<p>Vincolo in quota</p> <p>La verifica è soddisfatta</p> <p>$a_{z,SLV} = 3,4918 \text{ [m/s}^2\text{]} \geq a_z(z) = 1,8298 \text{ [m/s}^2\text{]}$</p> $a_z(z) = S_e(T_1, \xi) \gamma_1 \Psi_1(z) \sqrt{1 + 0.0004 \zeta^2}$
Moltiplicatore attivazione (a0)	0,195
PGAc 2,42 [m/s ²]	a 1,38
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="?"/>	

FIGURA 256 - ESITO VERIFICA CON INSERIMENTO CATENA

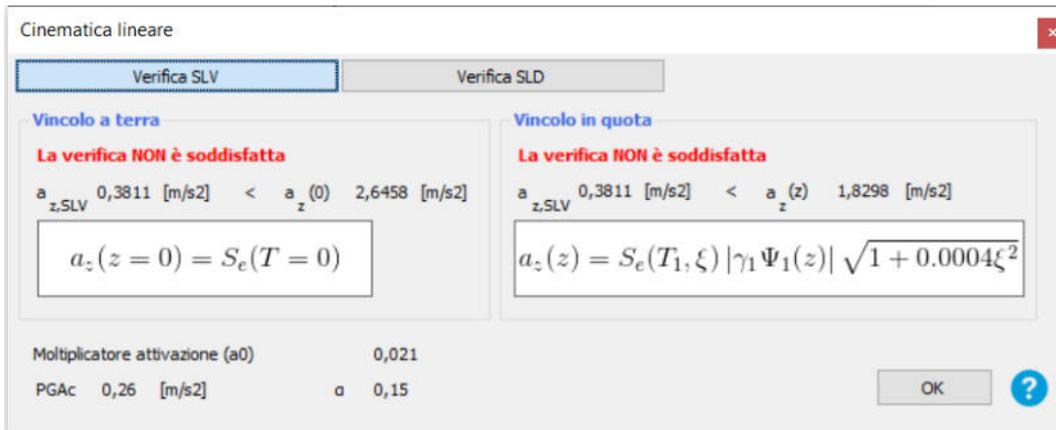
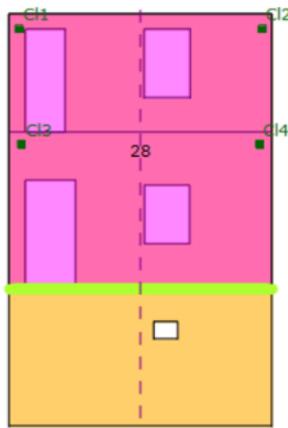


FIGURA 257 - VERIFICA SENZA INSERIMENTO CATENE



PROSPETTO SUD-EST

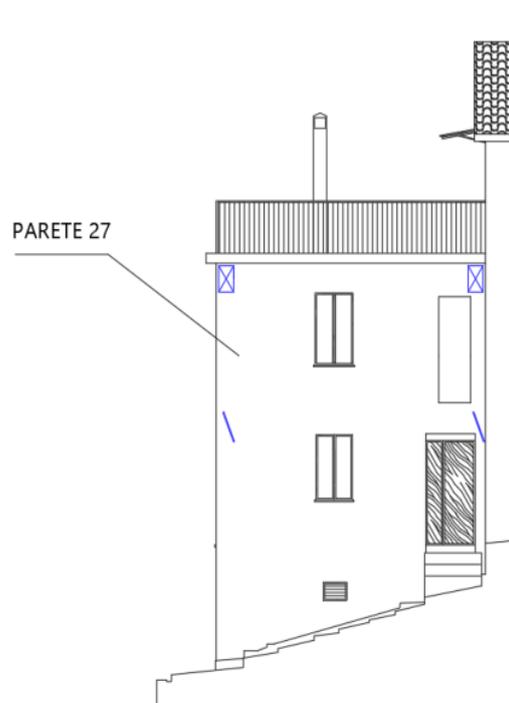


FIGURA 258 - INDIVIDUAZIONE DELLE CATENE SULLA PARETE 27

CONCLUSIONI

Al termine dello studio dell'aggregato oggetto di questa tesi, si è compreso come la modellazione delle strutture in muratura vada a ricreare una rappresentazione dello stato di fatto "differente" dalla realtà a causa dell'impossibilità di caratterizzare il grado di ammorsamento della struttura. Questo porta ad avere delle risposte nei confronti dell'azione sismica che non sono pienamente rappresentative di quanto accade realmente all'edificio. Ciò porta il tecnico a leggere con spirito critico i risultati offerti dal programma, specialmente in termine di indice di rischio dell'analisi pushover, per il quale è doveroso pensare che sia inferiore a quello offerto in output dal software. Per questo motivo risulta di particolare importanza dover ragionare su ciò che accade localmente sulla struttura, al fine di averne un controllo maggiore.

L'analisi locale è favorita dallo studio precedentemente fatto sul quadro fessurativo, che facilita l'individuazione delle zone che presentano criticità maggiori e dove possono essere osservati fenomeni che richiamano all'attivazione di particolari meccanismi di collasso locali. Sulla base di ciò, si è potuto constatare come i meccanismi locali prevalgono sul comportamento globale dell'aggregato, poiché questi si attivano prima che la struttura raggiunga la crisi, come del resto ci si attendeva per edifici realizzati in muratura.

Queste evidenze hanno portato quindi a concentrarsi sulla valutazione degli interventi atti ad eliminare l'attivazione dei meccanismi locali, i quali contribuiranno notevolmente al miglioramento sismico dell'aggregato, agendo insieme agli interventi che si eseguiranno globalmente sull'edificio.

Nell'ultimo capitolo sono stati presentati i risultati ottenuti con l'inserimento di tiranti in acciaio atti ad impedire l'instaurarsi dei meccanismi locali di ribaltamento delle singole pareti, e si è constatato come questi presidi siano fondamentali al fine di ottenere la verifica locale dell'aggregato. Questo perché si è riuscito ad impedire l'instaurarsi dei meccanismi, portando

inoltre gli indici di rischio sempre sopra al valore unitario, quindi ad avere la capacità dell'elemento maggiore della domanda.

In conclusione, ci si può ritenere soddisfatti dei risultati raggiunti in quanto si è compreso maggiormente come negli edifici in muratura portante esistenti, l'analisi dei meccanismi locali sia di particolare importanza e necessita di studi accurati che partono dalle prime fasi di rilievo e caratterizzazione dell'aggregato, al fine di avere una più accurata conoscenza dello stato di fatto della struttura.

