



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI GUGLIELMO MARCONI

FACOLTÀ DI SCIENZE E TECNOLOGIE APPLICATE

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

« RISTRUTTURAZIONE E RIABILITAZIONE
STRUTTURALE DEL CASTELLO DI
SANT'APOLLINARE A MARSCIANO (PG)
INTERESSATO DAL SISMA DEL 15 DICEMBRE 2009 »

Relatore:
Chiar.^{mo} Prof. FLAVIA GALASSI

Candidato:
SILVIA FIORUCCI
Matr. N°: STA03924/LM23

ANNO ACCADEMICO

2013/2014

Indice

Introduzione	- 3 -
Capitolo 1: Castello di Sant'Apollinare - breve storia e analisi dell'evento sismico del 15 dicembre 2009	- 5 -
1.1 - Ubicazione	- 5 -
1.2 - Breve storia del Castello di Sant'Apollinare	- 10 -
1.3 - Il sisma del 15 dicembre 2009	- 12 -
Capitolo 2: Azioni sismiche	- 16 -
2.1 - Teoria generale sui fenomeni sismici	- 16 -
2.2 - Analisi ingegneristica del sisma	- 23 -
2.3 - Il sisma e le costruzioni in muratura.....	- 28 -
2.4 - Meccanismi di collasso nelle costruzioni in muratura soggette ad eventi sismici	- 29 -
Capitolo 3: Analisi situazione post sisma del Castello Sant'Apollinare.....	- 36 -
3.1 - Premessa	- 36 -
3.2 - Il sistema strutturale.....	- 37 -
3.3 - Rilievo del danno	- 46 -
3.4 - Quadro fessurativo e documentazione fotografica	- 53 -
3.5 - Considerazioni sullo stato della struttura.....	- 62 -
Capitolo 4: Modello di calcolo – nozioni generali.....	- 63 -
4.1 – Il modello di calcolo 3Muri.....	- 63 -
4.2 – Il modello teorico del macroelemento	- 65 -
4.3 – Analisi statica non lineare (pushover).....	- 66 -
Capitolo 5: Verifica sismica globale del Castello di Sant'Apollinare	- 73 -
5.1– Livelli di conoscenza, materiali e analisi dei carichi	- 73 -
5.1.1 – Livelli di conoscenza	- 73 -
5.1.2 – Azione del vento e neve	- 76 -
5.1.3 – Analisi dei carichi	- 77 -
5.1.4 - Azione sismica di riferimento.....	- 85 -
5.2 – Scelte di modellazione	- 89 -
5.3 – Il modello in 3Muri	- 95 -
5.4 – Analisi modale	- 101 -
5.5 – Verifica sismica globale.....	- 103 -
5.5.1 – Definizione parametri calcolo della pushover.....	- 103 -
5.5.2 – Curva di pushover	- 105 -
5.5.3 – Stato di danneggiamento	- 109 -
5.5.4 – Dettagli verifiche.....	- 115 -
5.5.6 – Conclusioni	- 117 -
Capitolo 6: Verifica sismica locale del Castello di Sant'Apollinare.....	- 118 -
6.1– Schemi generali di calcolo per i meccanismi locali	- 118 -
6.2– Principali meccanismi di collasso locali	- 120 -
6.2.1 – Ribaltamento semplice di parete	- 123 -
6.2.2 – Ribaltamento semplice di parete – parte alta	- 124 -
6.2.3 – Ribaltamento composto di parete.....	- 125 -
6.3– Meccanismi di collasso locali - Castello Sant'Apollinare	- 126 -
6.3.1 – Maschio murario n°1	- 127 -
6.3.2 – Maschio murario n°2.....	- 135 -

Capitolo 7: Interventi di ricostruzione e di consolidamento	142 -
7.1 – Introduzione	142 -
7.2 – Interventi sui solai	143 -
7.2.1 – Nuovo solaio di copertura in legno massiccio	145 -
7.2.2 – Nuovi solai di interpiano in legno massiccio	151 -
7.2.2.1 – Verifica trave in acciaio in progetto.....	157 -
7.2.2.2 – Verifica carico concentrato appoggio trave	159 -
7.2.3 – Intervento di consolidamento solaio interpiano in legno con FRP .-	161 -
7.3 – Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari .-	168 -
7.3.1 – Scuci e cucì	169 -
7.3.2 – Chiusura delle nicchie	174 -
7.4 – Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti.....	174 -
7.4.1 – Perfori armati	175 -
7.4.1.1 – Calcolo della lunghezza d’ancoraggio delle barre	178 -
7.4.2 – Tiranti.....	182 -
7.4.2.1 – Verifica degli incatenamenti di piano	188 -
7.5 – Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture.....	192 -
7.5.1 - Verifica dell’architrave	194 -
7.6 – Interventi su archi e volte.....	199 -
7.6.1 - Introduzione	199 -
7.6.2 - Catene	204 -
7.6.3 - Contrafforti o ringrossi murari.....	205 -
7.6.4 - Controvolte in calcestruzzo	206 -
7.6.5- Consolidamento con materiali compositi	210 -
Conclusioni	216 -
Bibliografia	218 -
Allegato 1 Documentazione fotografica stato di fatto post-sisma	222 -
Allegato 2 Elaborati grafici: stato attuale e di progetto	309 -

Introduzione

La tutela del patrimonio edilizio in muratura esistente, con particolare attenzione per quello storico-monumentale, rappresenta un ambito di interesse attuale ed in continua evoluzione per la scienza delle costruzioni. Gli eventi sismici che negli anni hanno interessato la nostra regione Umbria, come anche altre regioni d'Italia tra cui l'Abruzzo, mostrano come le costruzioni in muratura siano estremamente vulnerabili a questo tipo di azioni per caratteristiche costruttive. La normativa tecnica si è evoluta, proprio in seguito a queste esperienze, proponendo un approccio metodologico per l'analisi delle strutture esistenti. Analogamente, anche le tecniche di riabilitazione strutturale si evolvono verso interventi di maggiore efficacia e di minore impatto per le costruzioni.

Il lavoro affrontato in questa tesi di laurea ha come oggetto la ristrutturazione e la riabilitazione strutturale di un edificio in muratura interessato da un evento sismico. La tesi in esame può essere suddivisa in cinque sezioni principali:

1. una prima, introduttiva, in cui si analizzeranno il contesto geografico e storico del Castello di Sant'Apollinare e, nei dettagli, l'evento sismico che lo ha colpito il 15 dicembre 2009. Saranno illustrati i concetti teorici generali e la modellazione ingegneristica delle azioni sismiche, con particolare riferimento al comportamento delle costruzioni in muratura soggette ad eventi sismici;
2. una seconda ove si procederà all'analisi del sistema strutturale del Castello di Sant'Apollinare e dello stato fessurativo esistente acquisito dal rilievo dello stato di danno dovuto al sisma;
3. una terza parte in cui, con l'ausilio del programma 3Muri, si realizzerà un modello di calcolo della struttura ai fini di una verifica

sismica globale della costruzione, tramite un'analisi di tipo pushover, secondo le prescrizioni da normativa;

4. una quarta parte dove si effettueranno le verifiche sismiche locali per i meccanismi di collasso individuati, in funzione della conoscenza del sistema strutturale e dello stato di danno post sisma;

5. una quinta, ed ultima parte, in cui si proporranno interventi di ricostruzione e consolidamento per il Castello di Sant'Apollinare, in accordo a quanto previsto dalle normative vigenti.

Capitolo 1: Castello di Sant'Apollinare - breve storia e analisi dell'evento sismico del 15 dicembre 2009

1.1 - Ubicazione

Il Castello di Sant'Apollinare oggetto del presente lavoro di tesi si trova in Umbria esattamente in località Sant'Apollinare, nel comune di Marsciano. È censito catastalmente alla particella n°30 del foglio n°45 (figura I.1.3 e I.1.4) del Comune di Perugia, ed è attualmente di proprietà dell'Azienda Agraria Eredi Bambini Leo, legale rappresentante Bambini Graziana.

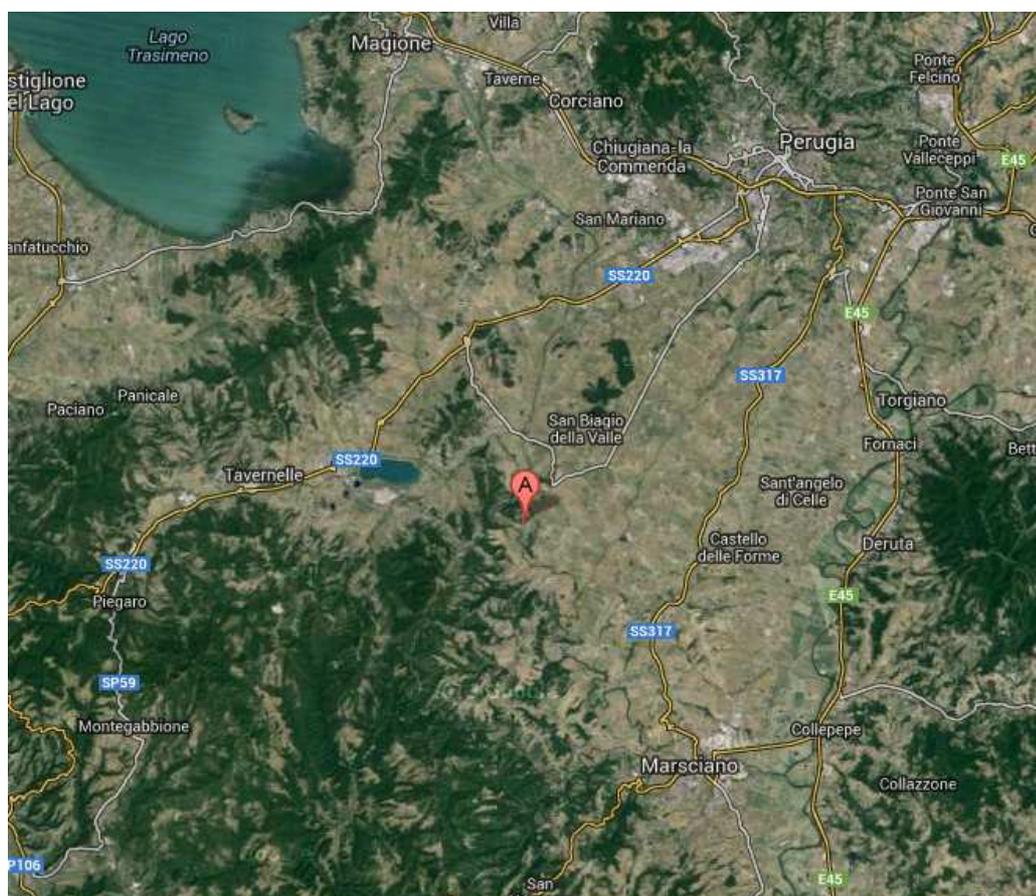


Figura I.1.1 - Ubicazione della Loc. Sant'Apollinare rispetto a Marsciano e Perugia.

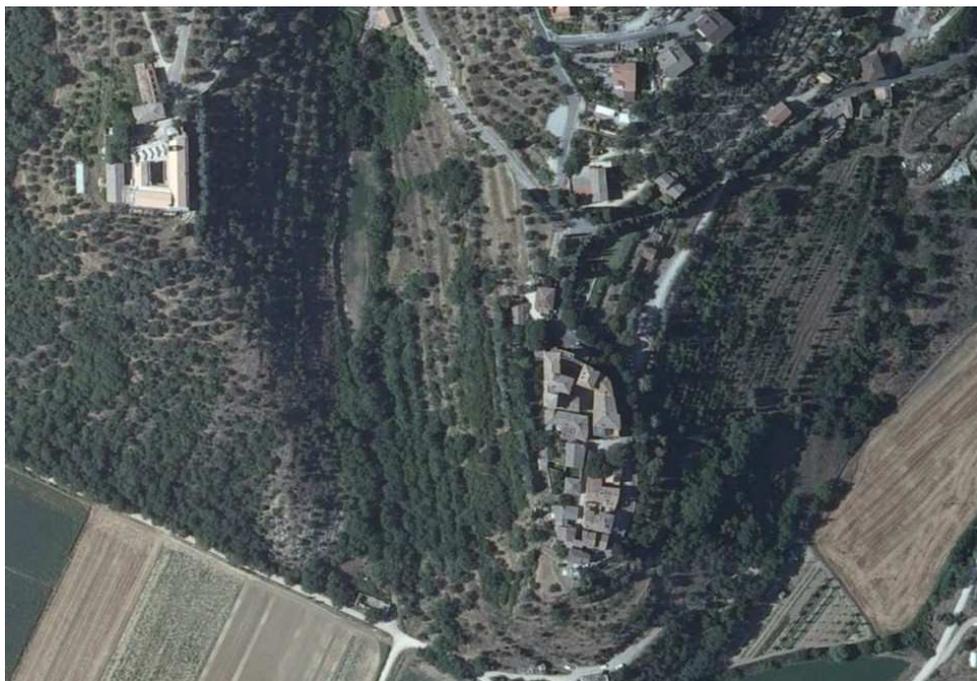


Figura I.1.2 – Vista dall’alto della Loc. Sant’ Apollinare.

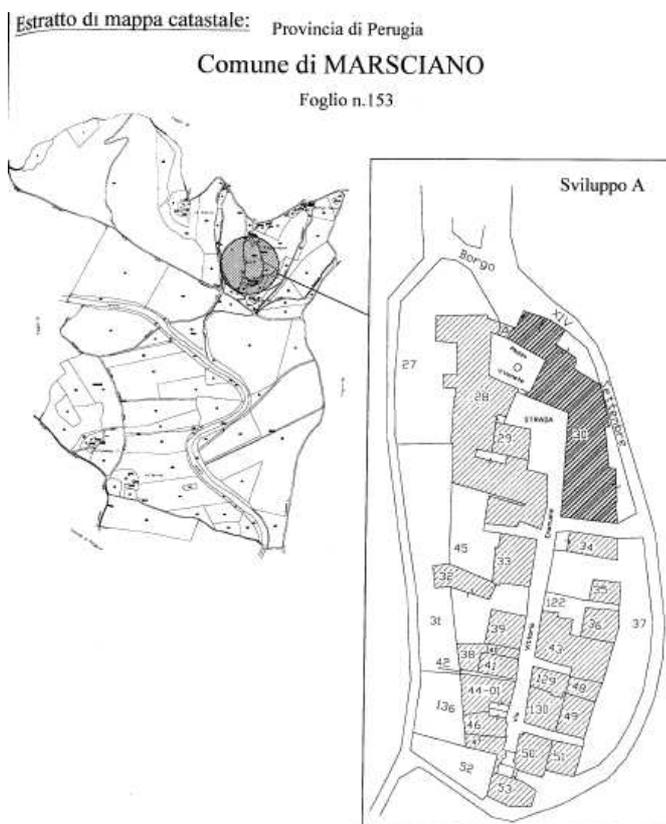


Figura I.1.3 – Estratto mappa Catastale



Figura I.1.4 – Foglio mappa Catastale

Si riportano di seguito alcune immagini del Castello di Sant’Apollinare nel suo complesso (figura I.1.5).







Figura I.1.5 – Viste esterne del Castello di Sant'Apollinare.

1.2 - Breve storia del Castello di Sant'Apollinare

Sant'Apollinare è un Castello di poggio, dotato di un maschio merlato e di due cortili d'armi. Il corpo centrale è costituito da un elegante edificio bizantino da cui si diparte il borgo medievale che si protende verso sud con due ali di piccole case affacciate ad una scalinata che termina con una torre ad "L", antico accesso fortificato al Castello.

Il Castello è situato al centro di quello che fu nel 700 d.C. il "Corridoio o Vallo Bizantino", quella stretta striscia di terra, dominio della cristianità, che univa Ravenna a Roma, dopo l'ultima invasione Longobarda da cui nacque il Ducato di Spoleto. A testimonianza dell'origine Bizantina interviene anche la toponomastica del sito, intitolato all'Arcivescovo, martire ravennate, Apollinare, come pure il nome della vicina Spina e del confinante "Vocabolo Romagnella".

Nell'Alto Medioevo il Castello di Sant'Apollinare, faceva parte, insieme ad altri castelli, come quello di Montevibiano Vecchio, di Montelagello, di Monte Verniano e di Cibottola, di una cerchia di castelli posti a difesa della città di Perugia dalla parte meridionale.

La prima data citata a suo riguardo nei documenti storici è quella del 1010, anno in cui fu in parte bruciato dall'esercito imperiale di Federico I di Germania. Successivamente, nel 1030 Ugone, figlio di Alberigo, che ne fu proprietario insieme alla moglie Deodata, lo donò all'abbazia di Farfa. Nel 1060, l'abate di Farfa lo cedette in enfiteusi a Bonizone, abate del monastero di S. Pietro, per un canone annuo di dodici soldi pavesi.

In seguito, nel 1226, il Castello di Sant'Apollinare divenne feudo della nobile famiglia dei Marchesi Graziani, alla quale ne fece dono l'abate di S. Pietro in cambio di alleanza e protezione militare. La famiglia Graziani lo abitò fino ai primi del 1800.

La ricerca archivistica effettuata sul Castello e l'Abbazia Benedettina di Sant'Apollinare, è stata pubblicata nel 2009 dal Comune di Marsciano, in un volume che ne traccia la storia fino ai nostri giorni.

Il Castello è sempre stato abitato e perciò conserva mirabilmente le sue strutture originarie. Il corpo centrale del Castello fu acquistato nei primi decenni del 1900 da Vincenzo Bambini ed ora è di proprietà degli eredi. Le case del borgo sono di proprietà di diversi soggetti privati.

L'ala di sinistra del Castello, entrando dalla torre merlata, compresa quest'ultima, è stata oggetto negli anni di importanti interventi di restauro strutturale e di ripristino architettonico mettendo in atto il rifacimento completo della copertura dei tetti e di alcuni solai, per mezzo di cordoli perimetrali di cemento armato e di cerchiature incrociate. Il recupero architettonico ha interessato sia il piano nobile dove sono state riprodotte stuccature e colori delle stanze venute alla luce a seguito della raschiatura degli intonaci, è stata messa a norma l'impiantistica elettrica con cordoncino di seta ed interruttori di ceramica autentici, e ristrutturati i servizi igienici, sia i cinquecenteschi saloni a volta sottostanti che sono stati forniti di impianto di condizionamento forzato e di riscaldamento ad impianto sottopavimento, sono state inoltre restaurate le porte originali e conservati i pavimenti d'epoca.

La creazione di ulteriori servizi igienici e di una cucina, ha permesso di destinare tale struttura a Residenza d'Epoca, ricca di fascino e suggestione, con possibilità di utilizzo polivalente, sia per B&B nel piano nobile, che per convegni, eventi culturali ed enogastronomici, concerti e ricevimenti di nozze.

1.3 - Il sisma del 15 dicembre 2009

Il 15 dicembre 2009 un terremoto di magnitudo (MI) 4.2, avvenuto alle ore 14:11 italiane (13:11 UTC), ha interessato le provincie di Perugia e Terni. Il terremoto è stato localizzato dalla Rete Sismica Nazionale dell'INGV con coordinate Lat. N 43,00 e Lon. E 12,27, e profondità ipocentrale corrispondente a 9,2 km. L'evento è stato ampiamente avvertito in Umbria, parte della Toscana meridionale e nel Lazio settentrionale (figura I.3.1.)

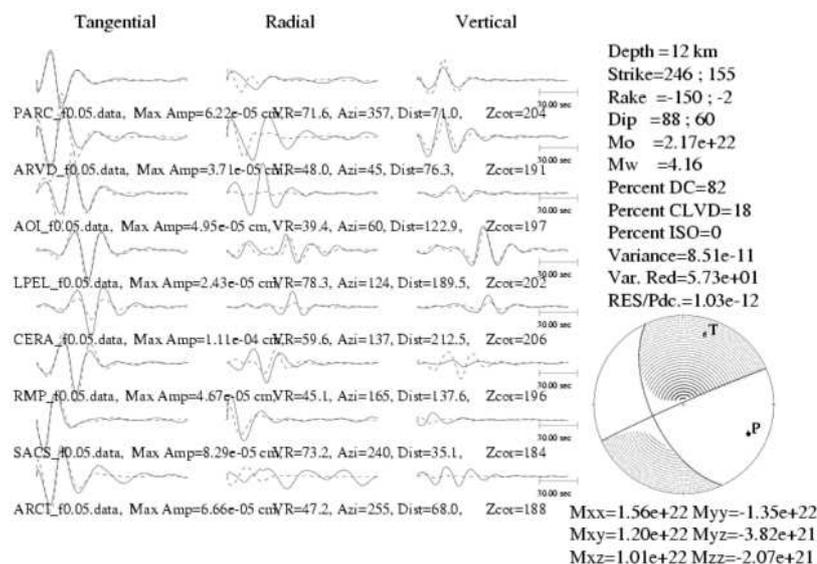


Figura I.3.1 – TDMT: Time Domain Moment Tensor.

La scossa principale è stata seguita nelle ore successive soltanto da 4 repliche che non hanno superato la soglia di magnitudo 2.1 (tabella I.3.1).

Tabella I.3.2 - Elenco delle scosse della sequenza.

Data	Ora locale	Lat. N	Lon. E	H (Km)	MI
15/12/2009	14.11.58	43.00	12.21	9.2	4.2
15/12/2009	17.57.56	42.99	12.29	10	2.1
16/12/2009	07.50.55	42.99	12.29	10	2.0
16/12/2009	16.27.54	43.01	12.27	8.4	1.4
16/12/2009	18.05.26	42.98	12.27	16.4	1,7

L'area interessata dal terremoto del 15 dicembre 2009, compresa tra il fiume Tevere ed il lago Trasimeno, è caratterizzata da una bassa sismicità sia per frequenza che per magnitudo, contrariamente alla limitrofa fascia appenninica che è sede di un'elevata sismicità.

Le sezioni INGV di Roma si sono attivate intervenendo con una squadra di rilievo macrosismico del gruppo operativo QUEST. Il rilievo è stato condotto con l'obiettivo principale di assegnare, nelle località più colpite, l'intensità secondo la scala EMS98 [European Macroseismic Scale 1998, Grünthal, 1998] vista la sempre più pressante necessità di applicare in Italia detta scala, ormai largamente usata nel resto d'Europa.

La classificazione degli effetti secondo una scala macrosismica (MCS, EMS98), presume una valutazione complessiva dell'impatto del terremoto esaminando un insieme di informazioni sufficientemente consistente e rappresentativo, in modo tale che gli effetti stessi non siano eccessivamente influenzati da situazioni anomale quali condizioni di sito (morfologia, instabilità del terreno o altro) o particolare vulnerabilità sismica degli edifici in esame.

La risposta sismica di un singolo edificio, infatti, può essere influenzata in modo decisivo da condizioni particolari che riguardano quello specifico sito e non altri. Allo stesso modo vanno considerati con una certa cautela gli effetti prodotti su insediamenti modesti, costituiti da un numero limitato di edifici, il cui danneggiamento può essere condizionato in modo determinante da condizioni di sito o di vulnerabilità.

Le località maggiormente danneggiate sono risultate essere Spina, San Biagio della Valle, Sant'Apollinare e Pieve Caina, per le quali è stato condotto un successivo rilievo di dettaglio (tabella I.3.2).

Tabella I.3.2 - Località più colpite dal sisma – indice EMS.

Località	Comune	Provincia	Latitudine	Longitudine	I EMS
Spina	Marsciano	PG	42.985	12.281	7
San Biagio della Valle	Marsciano	PG	43.017	12.289	7
Sant'Apollinare	Marsciano	PG	42.988	12.262	6
Pieve Caina	Marsciano	PG	43.002	12.264	6

Sant'Apollinare è composta da circa 30 edifici di cui la maggior parte, in muratura mista laterizio e pietra locale, è concentrata nel borgo storico ed appare prevalentemente in buono stato di conservazione (classe B); fuori dal borgo sono presenti villette di recente e recentissima costruzione (classi C e D).

Nel complesso per Sant'Apollinare viene stimata un'intensità 6 della scala EMS98 (figura I.3.2).

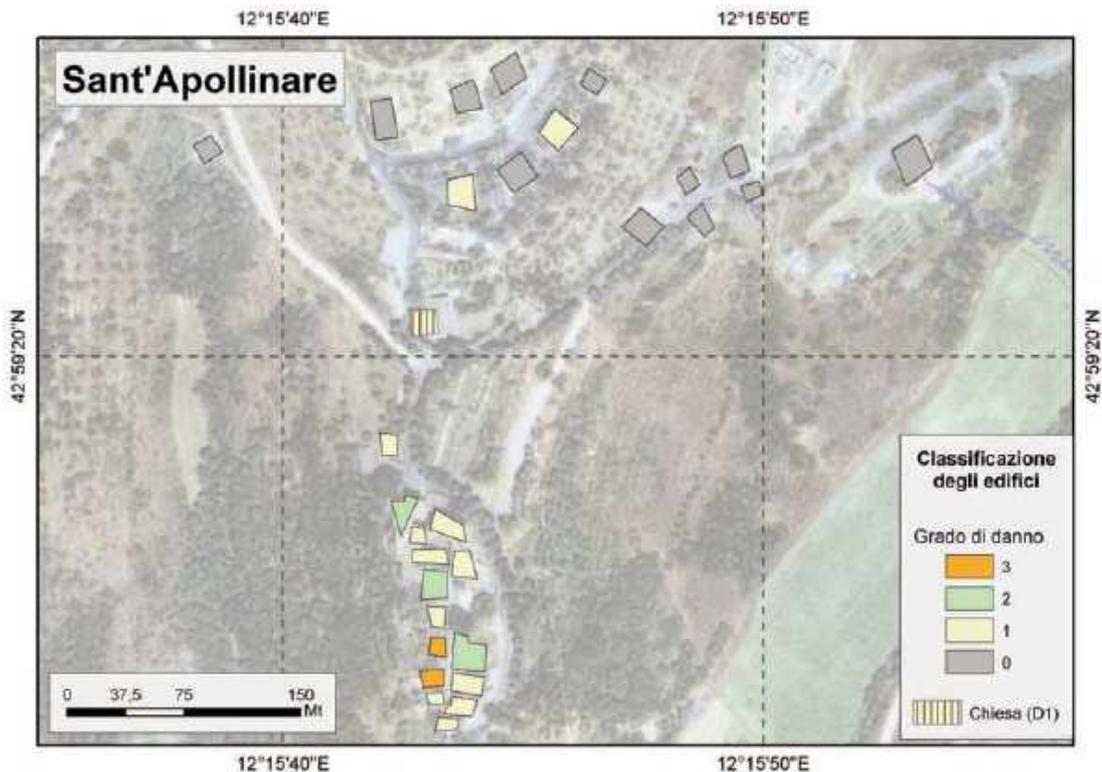


Figura I.3.2 – Classificazione edifici secondo il grado di danno subito.

Tutta la struttura del Castello è stata, dall'evento sismico, continuamente monitorata per mezzo di appositi spaziometri per controllare gli ulteriori e prevedibili aggravamenti della staticità generale che nel tempo si verificano.

All'indomani del sisma il Gruppo Tecnico di Supporto (GTS - composto da tecnici della Protezione Civile Regionale, dai Vigili del Fuoco, dagli esperti della Sovrintendenza Regionale ai Beni Culturali) ha effettuato una verifica puntuale dei danni subiti dall'edificio, a seguito della quale è stata emessa un'Ordinanza di sgombero per inagibilità totale del fabbricato.

Inoltre, nei giorni successivi, i Vigili del Fuoco hanno provveduto alla messa in sicurezza della torre, che aveva subito il distacco di numerose merlature, e della porzione di edificio interessata dal crollo dei solai.

I fondi stanziati dalla Protezione Civile sono stati destinati in parte alla messa in sicurezza di tutti quegli edifici pubblici e privati dichiarati inagibili, ed, a seguito dell'Ordinanza n. 164 del 20/07/2010 emessa dal Presidente della Regione Umbria Commissario Delegato per la Pro. Civ., alla ricostruzione di alcune unità produttive strettamente commerciali (farmacia, banca, negozi di varia destinazione), alla Scuola e al Contributo di Autonomia Sistemazione (C.A.S.).

Il Castello di Sant'Apollinare rientra nella cosiddetta "Ricostruzione Pesante", insieme al Castello di Spina e ad altri edifici privati gravemente danneggiati.

Capitolo 2: Azioni sismiche

2.1 - Teoria generale sui fenomeni sismici

I terremoti sono il risultato di uno slittamento del terreno lungo un piano di faglia spesso ben al di sotto della superficie. Si tratta di un rilascio improvviso di energia per effetto di una rottura e di successivi spostamenti relativi in corrispondenza di una faglia, in una zona del sottosuolo definito come ipocentro (figura 2.1.1). Gli spostamenti si trasmettono con la propagazione di onde sismiche nel terreno causando uno scuotimento del suolo alla base delle strutture.

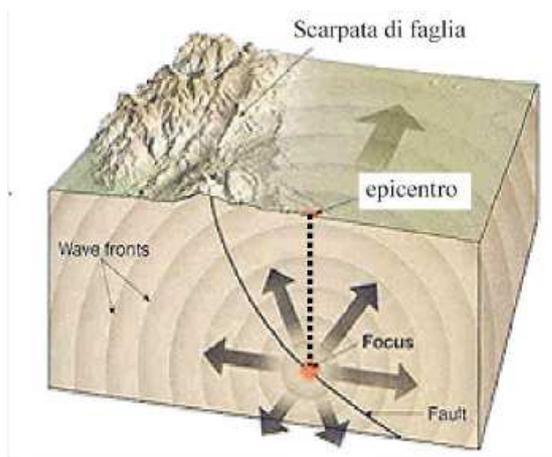


Figura 2.1.1 – Schema terremoto.

Dall'ipocentro, che può essere situato a profondità comprese tra poche decine di metri sino ad alcune centinaia di chilometri, si propagano in tutte le direzioni serie di onde elastiche dette onde sismiche. Il punto della superficie situato sulla verticale dell'ipocentro viene chiamato epicentro. Se la distanza tra l'epicentro e l'ipocentro è inferiore ai 60-70Km, il terremoto è considerato superficiale; intermedio se la distanza è compresa tra i 300 e i 500 Km; profondo se questa è tra i 500 e i 700 km.

Le vibrazioni del terreno causate da un terremoto sono distribuite in tempi successivi secondo tre principali modalità:

a) *Scossa principale e repliche*: la scossa principale ha energia superiore a quelle delle repliche. L'energia di queste ultime rimane generalmente costante mentre il loro numero diminuisce con il passare del tempo;

b) *Precursori - scossa principale - repliche*: secondo questa modalità la scossa principale è preceduta da una serie di scosse minori per energia, sempre più frequenti a mano a mano che si avvicina il momento della scossa principale. Seguono poi le scosse di replica;

c) *Sciame di terremoti*: negli sciame di terremoti non si può identificare una scossa principale poiché l'energia sprigionata è mediamente la stessa per ogni evento. Si assiste ad un incremento nella frequenza delle scosse e ad un successivo decremento.

La situazione reale è però molto più complessa e difficilmente si può classificare un evento seguendo uno schema così semplice. Ad esempio, frequentemente si verifica una sequenza di più scosse principali seguite da quelle che, nel linguaggio comune, vengono chiamate scosse di assestamento.

Le onde sismiche possono classificarsi come onde di dilatazione o di taglio (figura 2.1.2) e producono sia accelerazioni orizzontali che verticali per cui i movimenti del suolo sono sovente descritti come "ondulatori" o "sussultori" a seconda che siano provocati da onde sismiche rispettivamente a bassa e ad alta frequenza. Anche in questo caso però, il reale movimento è un fenomeno molto più complesso che può essere studiato con maggiore precisione solo con l'analisi delle registrazioni effettuate con i sismografi.

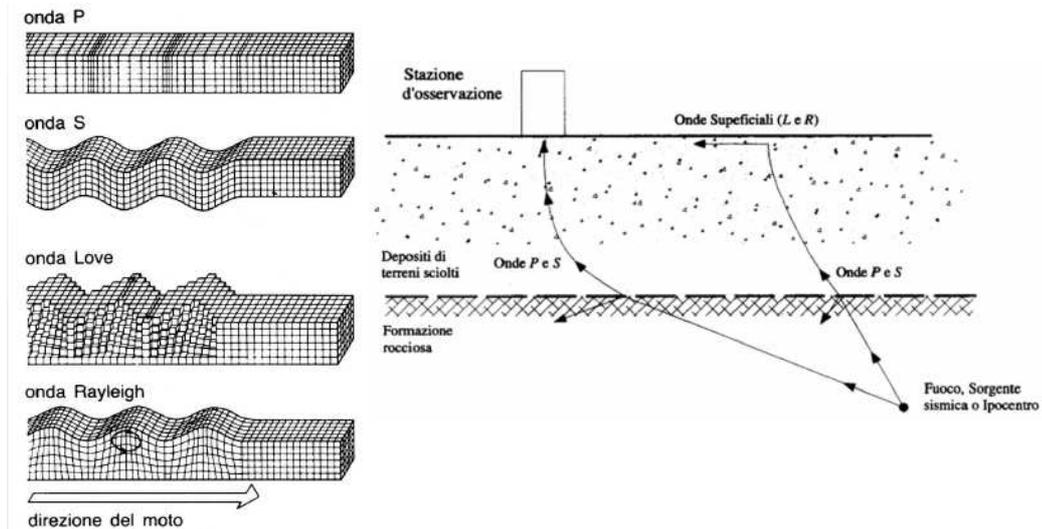


Figura 2.1.2 – Onde sismiche: longitudinali e di superficie.

Le onde di volume sono le onde P e le onde S. Le onde P (onde primarie) sono onde longitudinali che si propagano dilatando e comprimendo la roccia nella quale producono una variazione di volume. In termini molto semplici possiamo dire che la roccia oscilla avanti e indietro nella stessa direzione di propagazione dell'onda. Per visualizzare l'effetto di questo tipo di onde potremmo pensare ad una molla. Le onde primarie (figura 2.1.3) sono quelle che si propagano più rapidamente e sono le prime ad essere avvertite e registrate dai sismografi. Possono raggiungere i 10Km al secondo. La velocità delle onde P, che si possono propagare sia nei solidi che nei fluidi, dipende dalle costanti di elasticità e dalla densità ed aumenta con la profondità.

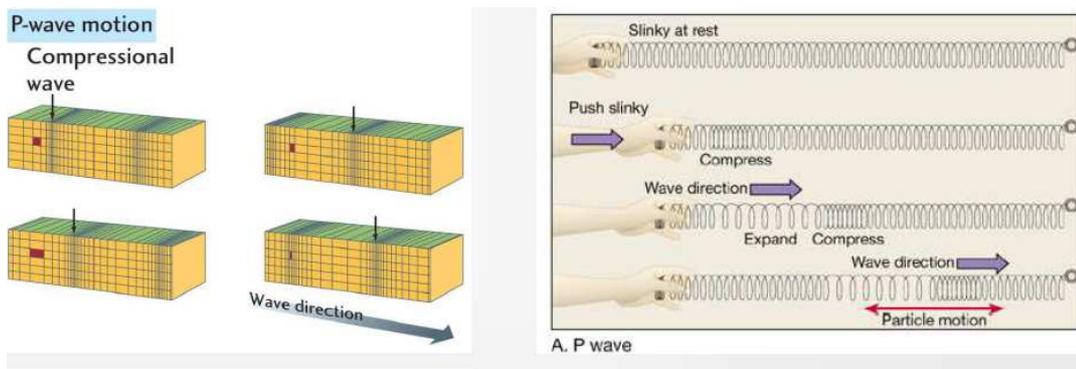


Figura 2.1.3 – Onde sismiche: onde primarie P.

Le onde S, onde secondarie, sono onde trasversali che si propagano con oscillazioni su un piano perpendicolare alla direzione di propagazione (figura 2.1.4). Per visualizzare l'effetto di questo tipo di onde potremmo pensare ad una corda sferzata orizzontalmente. L'effetto prodotto su una roccia è quello della distorsione; non si hanno variazioni di volume. Le Onde S sono più lente di quelle P: raggiungono i 4,6 Km al secondo. La velocità delle onde S è in funzione della rigidità e della densità del materiale in cui si propagano. Se la rigidità è pari a zero, come nei liquidi, la velocità è nulla e, infatti, nei fluidi che non oppongono resistenza al taglio, le Onde S non si propagano. Questo significa che le onde S non vengono trasmesse dal materiale del nucleo terrestre.

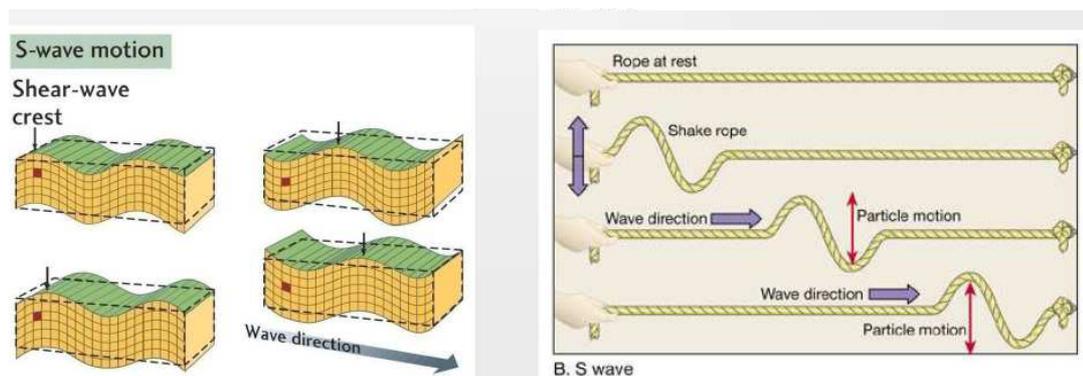


Figura 2.1.4 – Onde sismiche: onde secondarie S.

Le onde di superficie R e L sono il risultato della combinazione delle onde P con le onde S (figura 2.1.5). Onde molto complesse, sono quelle che provocano i danni maggiori avendo sì una minore velocità ma anche una maggiore ampiezza. Si propagano dall'epicentro e si disperdono. Dipendono, per frequenza ed accelerazione, dalle caratteristiche di elasticità delle rocce in cui si propagano.

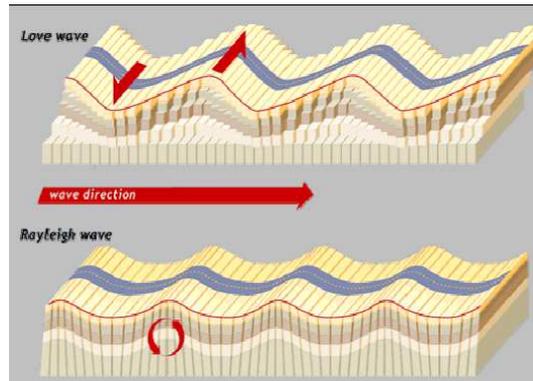


Figura 2.1.5 – Onde sismiche: onde di superficie R e L.

Le caratteristiche di un terremoto possono essere definite da un punto di vista sismologico dalla magnitudo dell'evento, ovvero dalla quantità di energia di deformazione rilasciata alla fonte. Il terremoto viene registrato attraverso un sismografo cioè un pendolo con una massa inerziale collegata a meccanismi scriventi che ne registrano le oscillazioni, provocate dal passaggio dell'onda sismica, sia sul piano verticale che su quello orizzontale (figura 2.1.6).

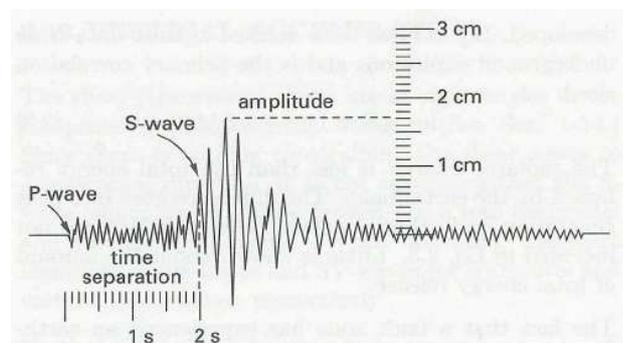


Figura 2.1.6 – Registrazione di un terremoto attraverso il sismografo.

Sin dai tempi antichi, l'intensità dei terremoti è stata valutata in modo empirico e qualitativo e cioè sulla base degli effetti prodotti da un sisma principalmente sulle costruzioni umane. Fu Giuseppe Mercalli, sismologo e vulcanologo nato a Milano nel 1850, a proporre all'inizio del 20° secolo, una scala di intensità suddivisa dapprima in 10 poi in 12 gradi di intensità crescente. Si arrivò in seguito alla Scala Mercalli modificata

(M.M), una delle più usate. L'intensità del terremoto espressa in gradi indicati in numeri romani ha una relazione molto vaga con l'energia liberata da un evento tellurico. Pensiamo, infatti, che se è vero che in uno stesso punto geografico e sugli stessi edifici, un terremoto di maggiore energia provoca maggiori danni, è altrettanto plausibile che la stessa energia sismica possa provocare danni molto diversi in punti con differenti tipologie edilizie o con differenti caratteristiche geologiche locali. Si passa dal I grado che corrisponde all' assenza di danni fino al XII per cui § ha la distruzione totale. Danneggiamenti alle costruzioni storiche si hanno dal VI – VII grado della scala in poi.

La Scala Mercalli (1902)

GRADO	SCOSSA	EFFETTI
I	<i>Strumentale</i>	Avvertita solo dagli strumenti sismici
II	<i>Leggerissima</i>	Avvertita solo da qualche persona ipersensibile o in particolari condizioni
III	<i>Leggera</i>	Avvertita da poche persone
IV	<i>Mediocre</i>	Avvertita da molte persone nelle abitazioni; oscillazioni di oggetti sospesi
V	<i>Forte</i>	Avvertita da persone ferme o in moto e anche addormentate; caduta di oggetti
VI	<i>Molto forte</i>	Avvertita da tutti; leggere lesioni in alcuni edifici
VII	<i>Fortissima</i>	Caduta di fumaioli, lesioni negli edifici, suono di campane
VIII	<i>Rovinoso</i>	Distruzione parziale di qualche edificio; qualche vittima
IX	<i>Disastrosa</i>	Distruzione totale di alcuni edifici, gravi lesioni in altri; vittime non numerose
X	<i>Distruttrice</i>	Distruzione di molti edifici; molte vittime umane; spaccature nel suolo
XI	<i>Catastrofica</i>	Distruzione di centri abitati; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo
XII	<i>Ultracatastrofica</i>	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo

Nel 1935 venne ideata dal sismologo americano Richter un'altra scala di classificazione basata sulla misura dell'ampiezza massima dello spostamento di un punto del suolo situato ad una distanza prefissata dall'epicentro (figura 2.1.7). Tale misura si intende effettuata con un ben preciso tipo di sismografo avente precise caratteristiche tecniche. Nel formulare la sua proposta di scala, Richter associò ad un terremoto che genera uno spostamento di 1 micron a 100Km dall'epicentro, la magnitudo 0 (=Log1); ad uno generante uno spostamento di 10 micron, la magnitudine 1 (=Log10) e così via sino a valori di poco inferiori a 9 che corrispondono a quelli più elevati fino ad ora registrati. Passando quindi da un grado a

quello successivo, l'intensità "aumenta" di 10 volte. La Scala Richter, non essendo riferita a lesioni a manufatti, può dare informazioni più precise sull'entità del sisma. Danni significativi appaiono per magnitudo maggiori di 5.

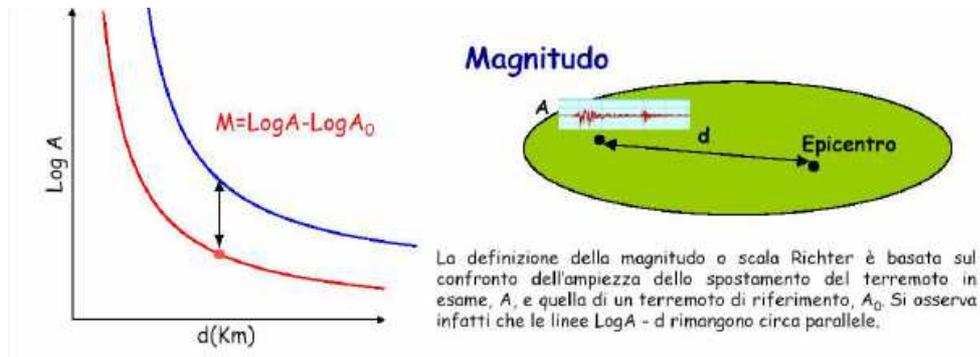


Figura 2.1.7 – Magnitudo terremoto e scala Richter.

Non esiste una vera corrispondenza tra le due scale ma sull'analisi degli eventi sismici avvenuti e degli effetti di questi si può considerare la seguente tabella:

Tabella 2.1.1 – Corrispondenza scala Mercalli e scala Richter.

Scala Mercalli	Effetti	Scala Richter
I	Non percepito	2
II	Percezione crescente	3
III	Reazioni di paura	
IV	Caduta di oggetti senza danni	
V		4
VI	Danni lievi	5
VII		
VIII	Crolli e distruzione di una percentuale crescente di edifici	6
IX		
X		
XI		7
XII	Storicamente mai raggiunto	

2.2 - Analisi ingegneristica del sisma

Da un punto di vista ingegneristico i parametri importanti dell'evento sismico sono la distanza dell'edificio dall'epicentro, la banda di frequenze caratteristiche del terremoto ed il tipo di terreno.

La risposta strutturale della costruzione al terremoto è influenzata da parametri strutturali quali la tipologia della costruzione, dallo stato di degrado e dalla preesistenza di lesioni che lo indeboliscono e lo rendono più vulnerabile.

La risposta strutturale della costruzione al terremoto è influenzata, inoltre, da parametri che caratterizzano l'azione sismica quali l'intensità, l'ampiezza, la frequenza e la durata dell'evento sismico oltre ai modi di vibrazione della struttura e alla sua duttilità.

La duttilità della costruzione dipende sia dalla duttilità del materiale che da quella strutturale, cioè dalle connessioni tra gli elementi e dalla cooperazione tra elementi strutturali e non.

Per la caratterizzazione dell'azione sismica (figura 2.2.1) oltre all'ampiezza del terremoto, cioè l'apice del valore dell'accelerazione, si devono considerare anche il contenuto in frequenza, cioè la banda di frequenze dell'evento, e la sua durata.

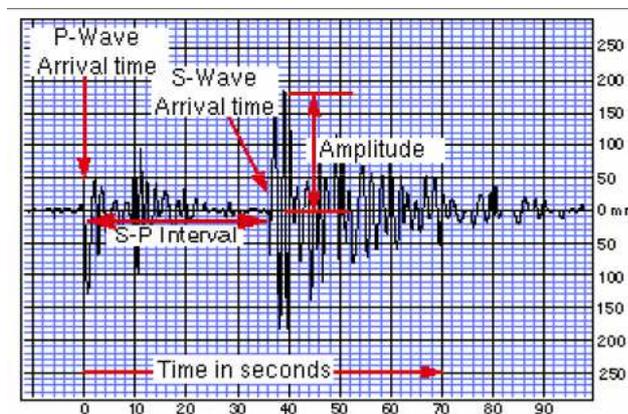


Figura 2.2.1 – Caratterizzazione azione sismica.

Le azioni sismiche sono azioni dinamiche che producono nelle strutture accelerazioni e deformazioni, alle quali le strutture possono resistere solo se sono in grado di dissipare efficacemente l'energia generata dal sisma.

Il movimento del terreno può quindi danneggiare un edificio a causa di forze d'inerzia che nascono per effetto della vibrazione della massa dell'edificio stesso. È proprio la massa dell'edificio, sua caratteristica intrinseca che dipende dal materiale utilizzato, dalla sua forma e dalla sua configurazione, che determina l'entità di queste forze essendo $F = ma$.

Ovviamente, oltre alla massa, anche la rigidità strutturale dell'edificio entra in gioco nella risposta all'azione sismica.



Poiché ogni struttura ha un suo proprio periodo di vibrazione e anche il suolo possiede il suo periodo proprio di vibrazione le forze prodotte dal terremoto saranno più precisamente $F = f(M, a_s, R)$; con M massa dell'edificio, a_s accelerazione trasmessa al suolo e R coefficiente di amplificazione o riduzione dell'accelerazione.

Occorre, infatti, distinguere tra l'accelerazione del suolo al livello delle fondazioni e quella che subisce la struttura $a = a_s R$ che verrà modificata in relazione al suo periodo proprio e alla sua capacità di dissipare energia.

Nell'analisi ingegneristica dell'azione del sisma sulle strutture assume fondamentale importanza la definizione dello spettro di risposta (figura 2.2.2) che permette di individuare in funzione del periodo proprio della costruzione la massima accelerazione che questa subisce.

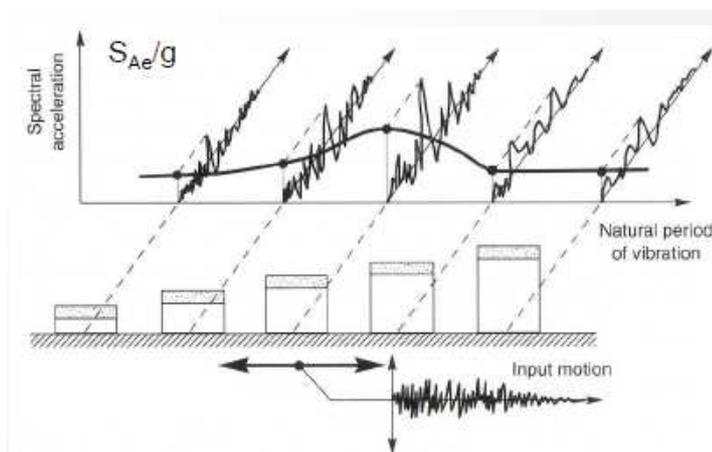


Figura 2.2.2 – Spettro di risposta in accelerazione.

Non potendo prevedere il tipo di terremoto lo spettro di risposta sarà l'involuppo di spettri di risposta analizzati per molti eventi sismici.

Quando lo spettro di risposta viene reso valido per ogni regione e per ogni terreno, per qualsiasi tipo di struttura e per qualunque tipo di materiale con diversa capacità di dissipare energia questo si definisce spettro di progetto ed è alla base dell'analisi ingegneristica dell'azione del sisma sulle costruzioni (figura 2.2.3).

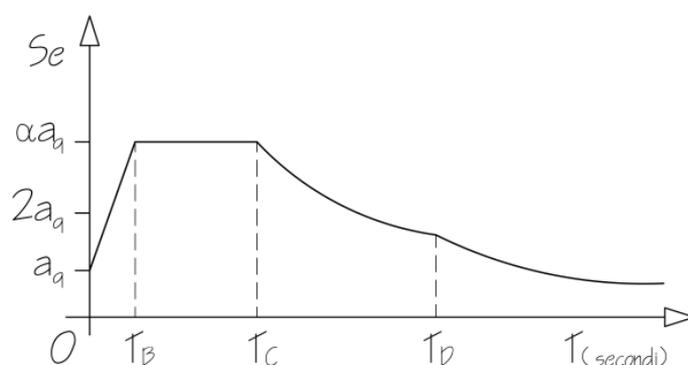


Figura 2.2.3 – Spettro di risposta di progetto.

I parametri vengono determinati secondo la formulazione prevista da normativa partendo dalle coordinate geografiche del sito. Ai fini della verifica della struttura, le capacità dissipative della stessa si mettono in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Pertanto, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerato con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule ai § 3.2.3.2.1 e 3.2.3.2.2 delle NTC08 μ con $1/q$, dove q è il fattore di struttura che verrà assunto $q = q_0 \cdot K_R$. K_R è un fattore riduttivo dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione (§ 7.2.2 delle NTC08), con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Le espressioni per la determinazione dei parametri dipendenti per la componente orizzontale sono le seguenti:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Le formulazioni per la costruzione dello spettro di risposta per la componente orizzontale del sisma (NTC08 § 3.2.4) vengono di seguito riportate:

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Le espressioni per la determinazione dei parametri dipendenti per la componente verticale del sisma sono le seguenti:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Le formulazioni per la costruzione dello spettro di risposta per la componente orizzontale del sisma (NTC08 § 3.2.4) vengono di seguito riportate:

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

2.3 - Il sisma e le costruzioni in muratura

Gli edifici storici sono stati progettati per resistere ai carichi verticali (peso proprio, carichi variabili) che manifestano sostanzialmente effetti di compressione mentre sono molto sensibili all'azione delle onde sismiche che si manifestano con carichi orizzontali che possono indurre stati di sollecitazione di trazione, incompatibili con la capacità di resistenza del materiale, per cui gli edifici vengono danneggiati fino ad arrivare anche al crollo. Gli effetti del sisma sono spesso amplificati in queste strutture da dissesti preesistenti e dagli stati di tensione accumulati per altre cause, quali i cedimenti del suolo.

Generalmente i dissesti e i crolli avvengono progressivamente in quanto le onde sismiche colpiscono ciclicamente la costruzione e la rigidità della costruzione si riduce progressivamente andando così ad aumentare i periodi propri e ad attenuarsi le azioni indotte.

Si ricorda l'influenza degli effetti del terreno che possono con un'amplificazione non uniforme delle onde sismiche e con assestamenti differenziali delle fondazioni andare ad aggravare l'azione del sisma inducendo tensioni supplementari molto pericolose in quanto invisibili (non si producono lesioni) ma con effetto di riduzione della resistenza d'insieme della struttura.

La valutazione della sicurezza sismica gli edifici esistenti va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati. Si devono riconoscere le condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in

sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

2.4 - Meccanismi di collasso nelle costruzioni in muratura soggette ad eventi sismici

La potenzialità della muratura come elemento strutturale portante è dato dalla grande resistenza che questa è in grado di mobilitare nel suo piano. In questo caso la rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o pressoflessione negli spigoli. Fuori piano la muratura non ha capacità resistente apprezzabile e per questo viene trascurata. La rottura avviene prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità (figura 2.4.1).

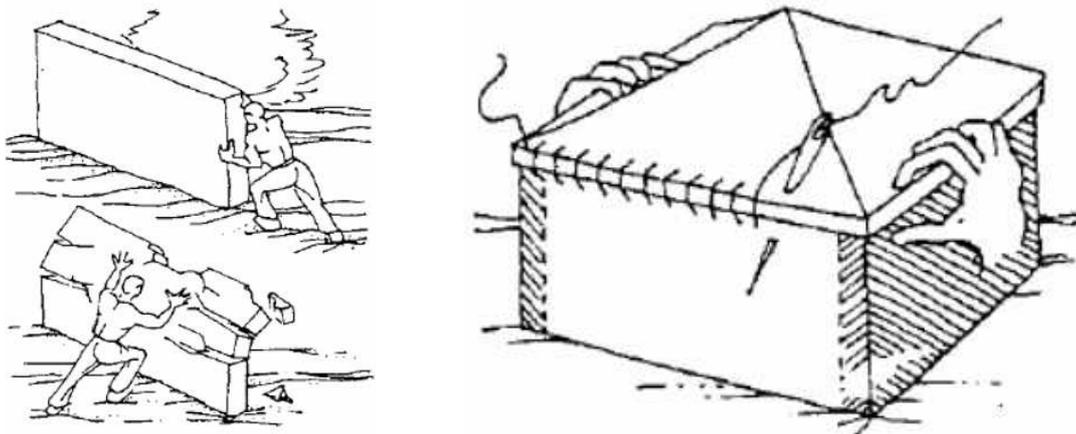


Figura 2.4.1 – Capacità resistente della muratura.

Partendo dall'analisi dei danni sismici su un edificio in muratura si distinguono:

- *azioni ortogonali sui paramenti murari*, con specifico riferimento al ribaltamento, alla pressoflessione ortogonale e alla crisi dei collegamenti. Sono meccanismi di collasso di I modo, facilmente attivabili in caso di evento sismico (figura 2.4.2);

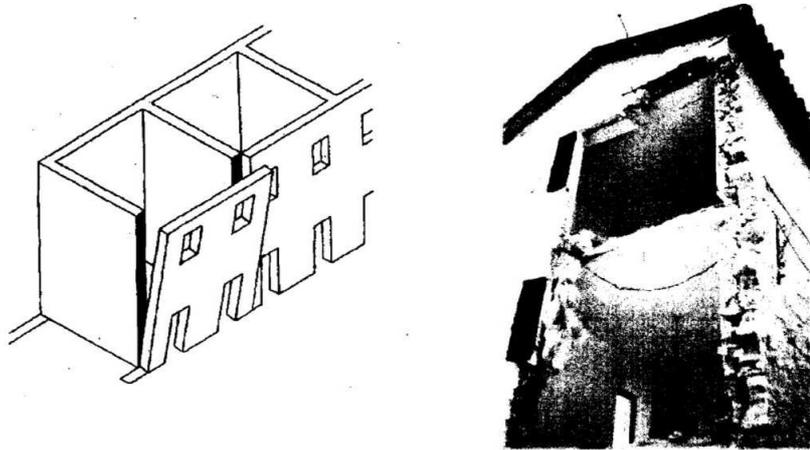


Figura 2.4.2 –Meccanismi di collasso fuori piano: ribaltamento globale.

- *azioni complanari alle pareti*, con riferimento alla rottura per taglio e pressoflessione nel piano. Sono meccanismi di collasso di secondo modo, che si attivano per un livello più elevato dell'azione sismica (figura 2.4.3).

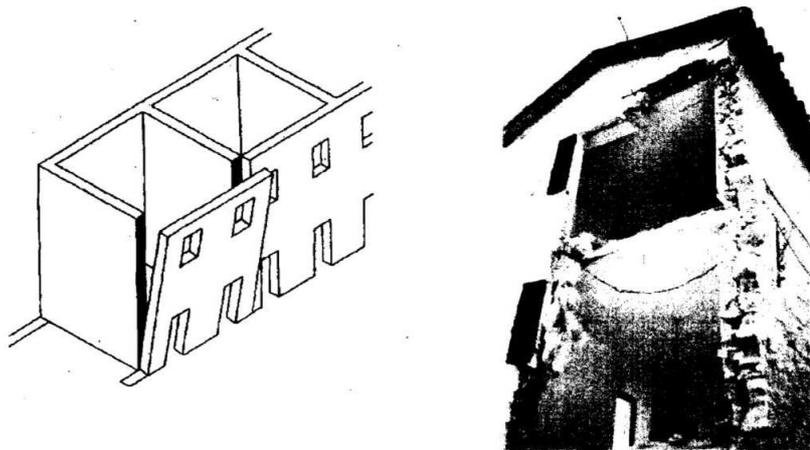


Figura 2.4. 3 - Meccanismi di collasso nel piano: taglio.

Il ribaltamento è un meccanismo di I modo dovuto alle azioni fuori piano. Può essere dovuto all'insufficiente collegamento tra gli elementi della struttura, all'assenza di catene e cordoli di piano.

Il collasso per taglio è un meccanismo di secondo modo dovuto alle azioni nel piano. Può essere dovuto alla bassa resistenza meccanica della muratura all'azione sismica. Si attiva per un livello maggiore dell'azione sismica, quando il I modo è impedito e l'azione sismica è trasferita alle pareti complanari. Si manifesta tipicamente con fessure diagonali incrociate.

L'innesco di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, a sua volta funzione delle caratteristiche tecnologiche e tipologiche degli elementi strutturali.

Il fatto che si manifesti un collasso piuttosto che l'altro dipende significativamente dalla qualità dell'ammorsamento delle pareti ortogonali e, ad esempio, in presenza di catene il ribaltamento può avvenire solo nel caso di insufficiente dimensionamento delle stesse come meglio evidenziato nelle seguenti figure (figura 2.4.4 e 2.4.5).

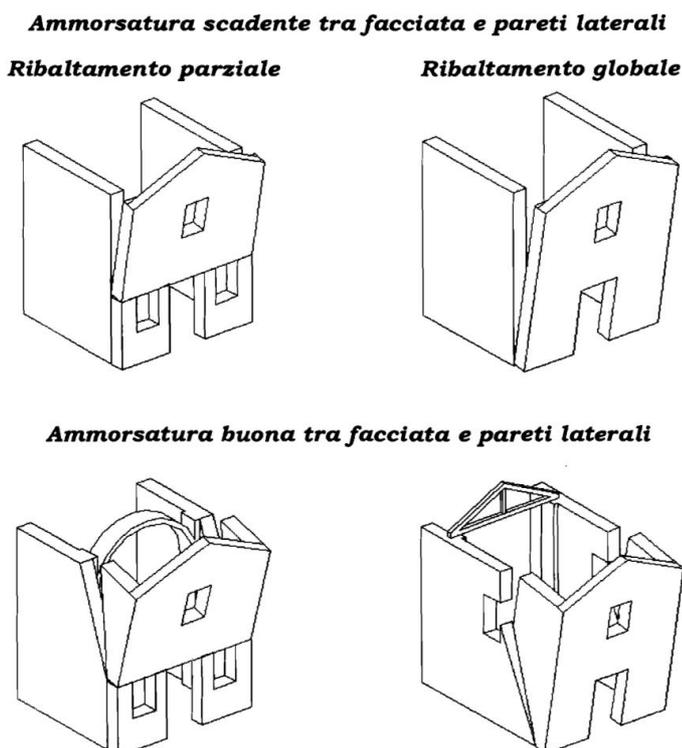


Figura 2.4. 4 – Qualità dell'ammorsamento.



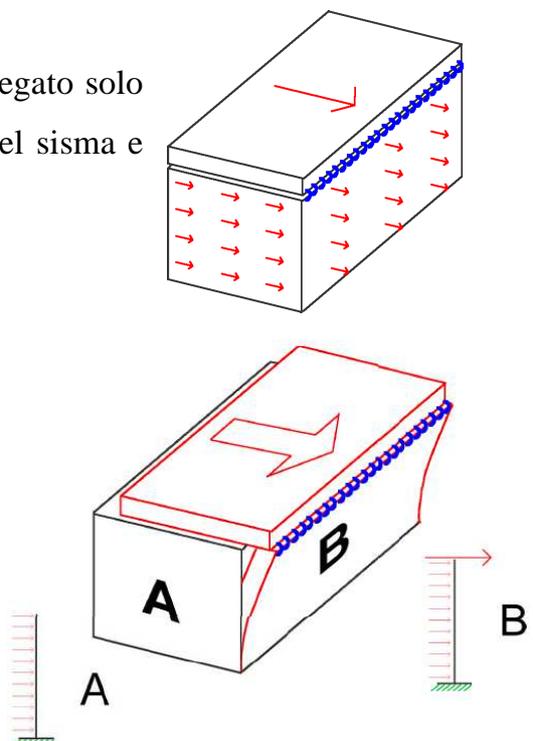
Figura 2.4. 5 – Effetto delle catene.

Il solaio mostra in questa fase la sua principale funzione come elemento ripartitore delle azioni sismiche sugli elementi murari, trasmettendo le azioni in funzione della sua rigidezza, del buono o cattivo ammorsamento con la muratura e delle differenze di rigidezza tra la direzione d'orditura e quella ortogonale.

▫ caso a)

condizioni di vincolo: solaio collegato solo con la parete ortogonale alla direzione del sisma e non esiste ammorsamento tra le pareti.

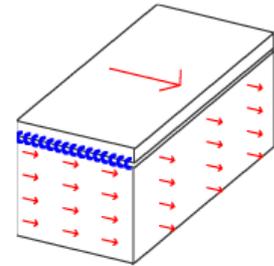
meccanismo di collasso: scorrimento del solaio rispetto alle pareti con scarico delle forze sismiche di piano solo sulla parete B,



con schema statico a mensola e sezione reagente pari allo spessore del muro, che tende a danneggiarsi rapidamente. Le pareti A sono caricate dalle forze sismiche proprie, sempre con schema a mensola, ma con spessore pari a tutta la lunghezza.

▫ caso b)

condizioni di vincolo: solaio collegato solo con la parete parallela alla direzione del sisma e non esiste ammorsamento tra le pareti.

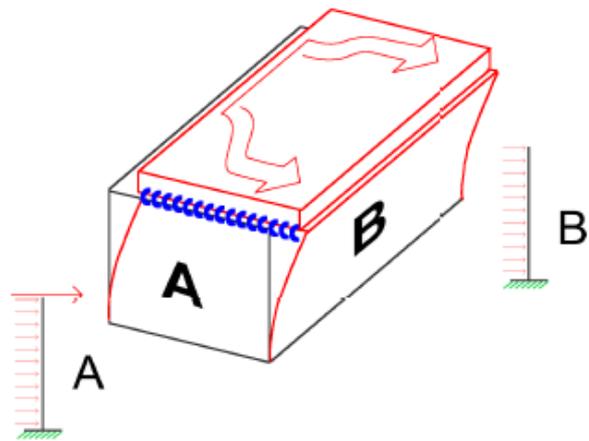


meccanismo di collasso:

il carico sismico è correttamente sopportato dalle pareti di tipo A che reagendo nel loro piano sono in grado di manifestare il massimo della loro resistenza.

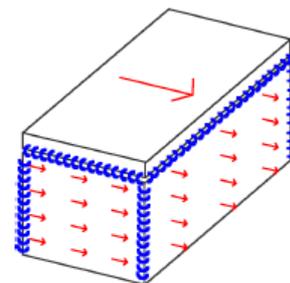
Restano agenti sulle pareti B carichi sismici propri che

possono essere fonti di instabilità. Gli schemi statici sono ancora a mensola. Prima di effettuare la verifica globale occorre verificare la stabilità delle pareti di tipo B.

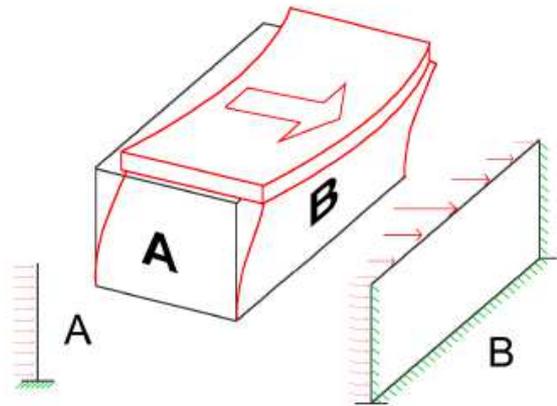


▫ caso c)

condizioni di vincolo: solaio con tutte le pareti ammorsate tra di loro. Il solaio è particolarmente flessibile nel suo piano, caso riscontrabile nei solai in legno.

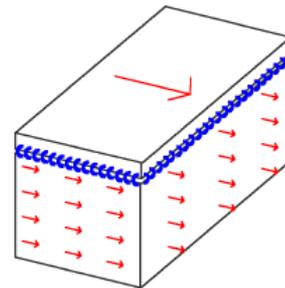


meccanismo di collasso: si ottiene un'elevata deformazione del solaio che scarica l'azione sismica nel centro delle pareti perpendicolari all'azione del sisma. Lo schema statico per le pareti A è sempre a mensola mentre, per le pareti B qualora il rapporto lunghezza/altezza non sia troppo elevato, assumono lo schema a piastra incastrata su tre lati. Anche in questo caso si ottiene la condizione di parete B caricata fuori dal piano da verificare prima dell'analisi globale.

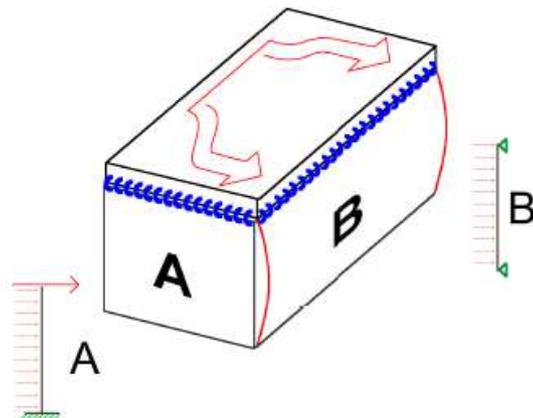


▫ caso d)

condizioni di vincolo: solaio sufficientemente rigido collegato con tutte le pareti che non sono ammortate tra di loro.



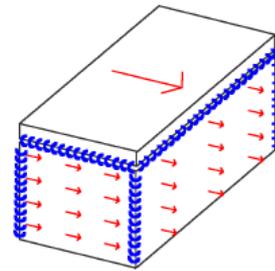
meccanismo di collasso: lo schema statico per le pareti A è sempre di mensola incastrata sollecitata dalle forze sismiche nel piano reagente per tutta la lunghezza del muro. Per le pareti B si può adottare lo schema a trave semplicemente appoggiata.



Ancora si ha la parete tipo B caricata fuori dal piano da verificare prima dell'analisi globale per il carico sismico dovuto solo al suo peso proprio.

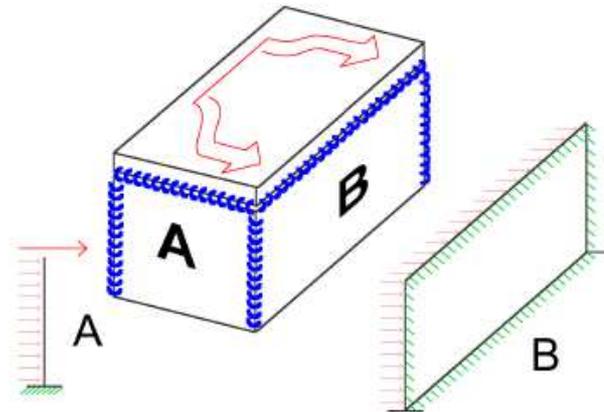
▫ caso e)

condizioni di vincolo: solaio sufficientemente rigido collegato con tutte le pareti ammorsate tra di loro.



meccanismo di collasso:

lo schema statico per le pareti A è sempre di mensola incastrata sollecitata dalle forze sismiche nel piano reagente per tutta la lunghezza del muro. Le pareti B possono essere simulate da piastre, incastrate su tutti i lati e sollecitate solo dal carico



sismico dovuto al peso proprio. Si tratta della condizione migliore in quanto i vincoli relativi ottimizzano la risposta della struttura.

Capitolo 3: Analisi situazione post sisma del Castello Sant'Apollinare

3.1 - Premessa

Le operazioni di rilevamento del danno hanno la finalità di valutare, anche nei confronti di eventuali scosse successive, le condizioni di agibilità della struttura e l'eventuale necessità di opere provvisorie per la tutela dell'incolumità delle persone e per evitare maggiori danni alle strutture ed a quanto in esse contenute. Nell'emergenza post-terremoto vengono immediatamente avviati i sopralluoghi con riferimento agli elenchi forniti dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali o da altre amministrazioni competenti in materia.

Si rende quindi necessario con il sopralluogo la conoscenza del sistema strutturale del Castello di Sant'Apollinare e dello stato generale delle strutture sia per quanto riguarda le caratteristiche costruttive sia per tutti gli eventuali interventi che questo ha subito nel corso dei secoli. Sarà inoltre necessario effettuare un rilievo del danno, con correlata documentazione fotografica, evidenziando eventuali dissesti statici antecedenti l'evento sismico del 15 dicembre 2009 e tutti quei danni derivanti invece dall'evento sismico stesso. Solo a questo punto si potrà procedere all'analisi sismica dell'edificio e alla progettazione degli interventi necessari per la ristrutturazione e la riabilitazione dell'edificio.

Il materiale di cui si è potuto usufruire è stato gentilmente fornito dallo studio "Area Progetto Associati".

Nei seguenti paragrafi si riporteranno gli esiti del sopralluogo effettuato dallo studio "Area Progetto Associati" il giorno seguente al sisma, ovvero il 16 dicembre 2009, secondo la "Scheda per il Rilievo del Danno ai Beni Culturali – Palazzi".

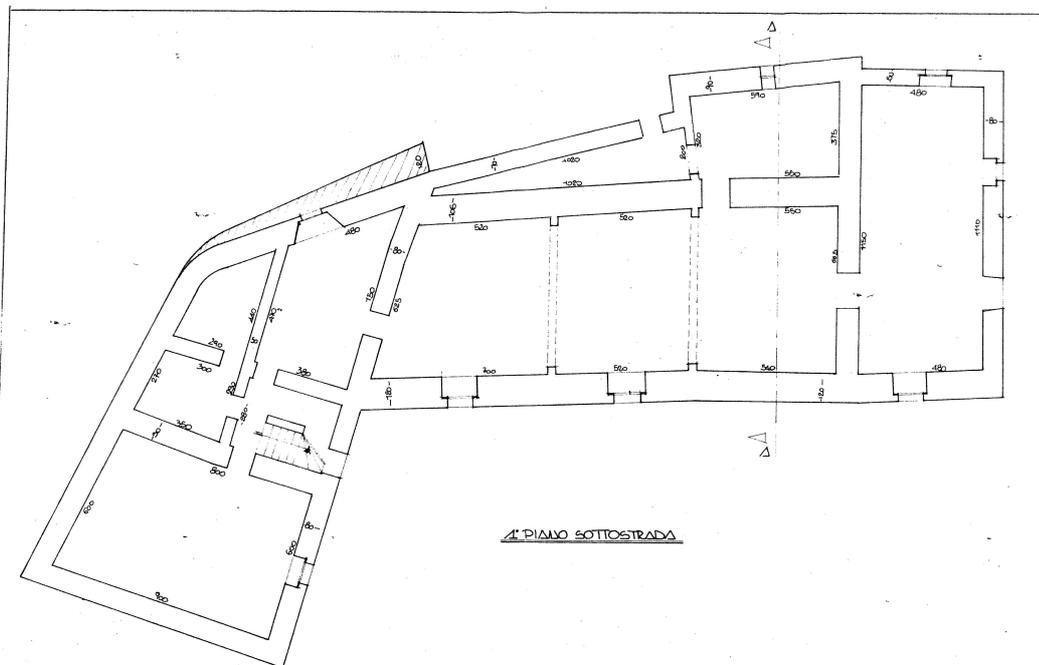
3.2 - Il sistema strutturale

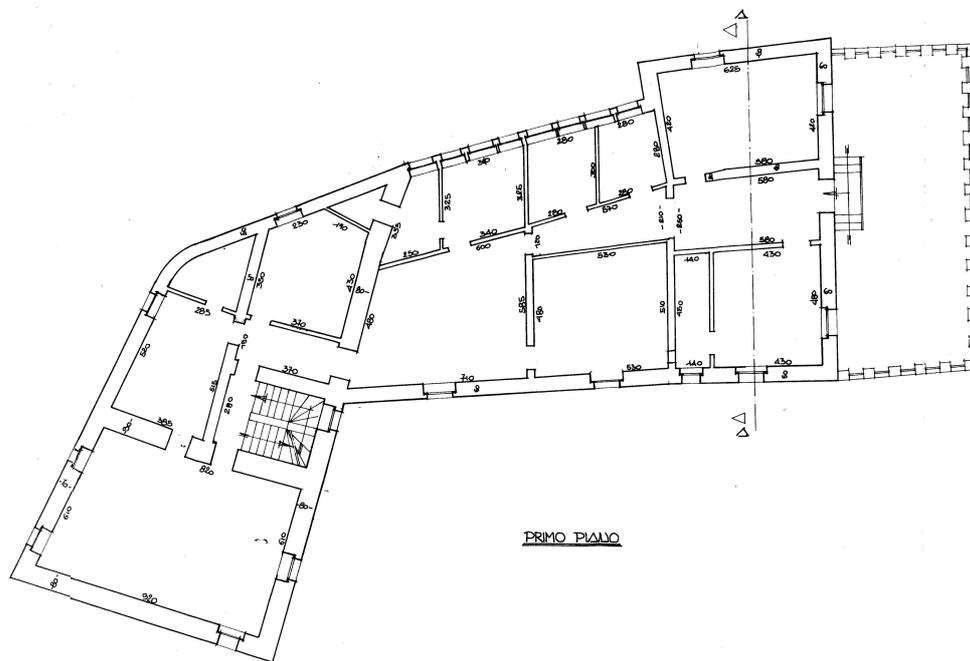
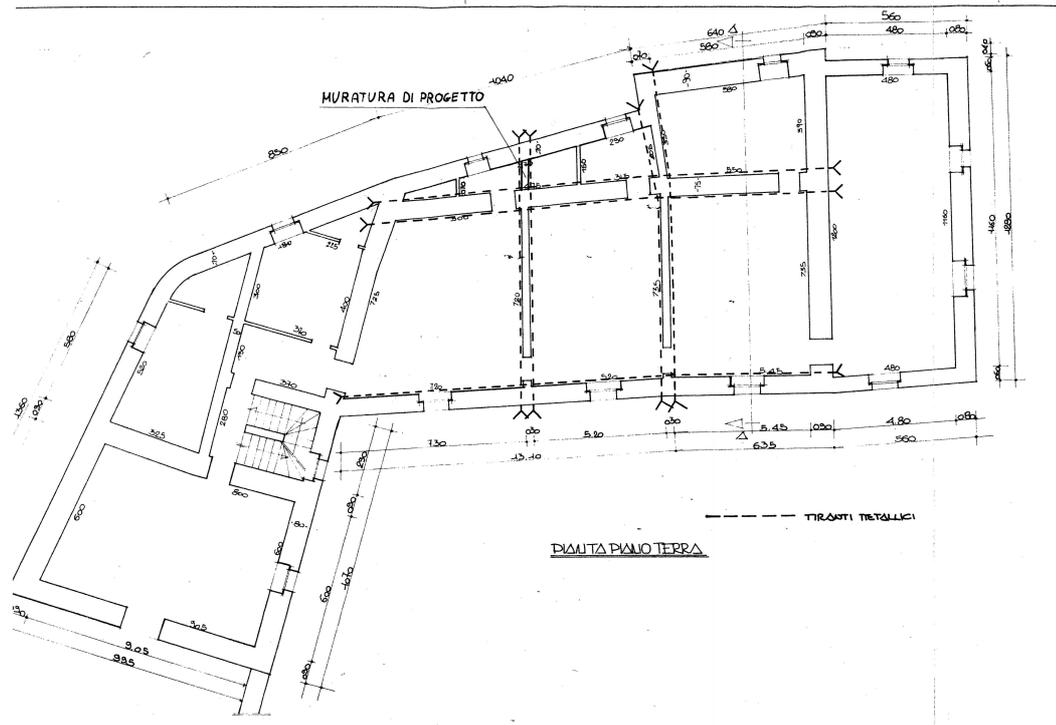
Il Castello di Sant'Apollinare è un edificio con pianta ad “elle” ubicato su versante ed isolato strutturalmente rispetto agli edifici limitrofi. È ben collegato alle infrastrutture presentando sia un accesso pedonale che carrabile.

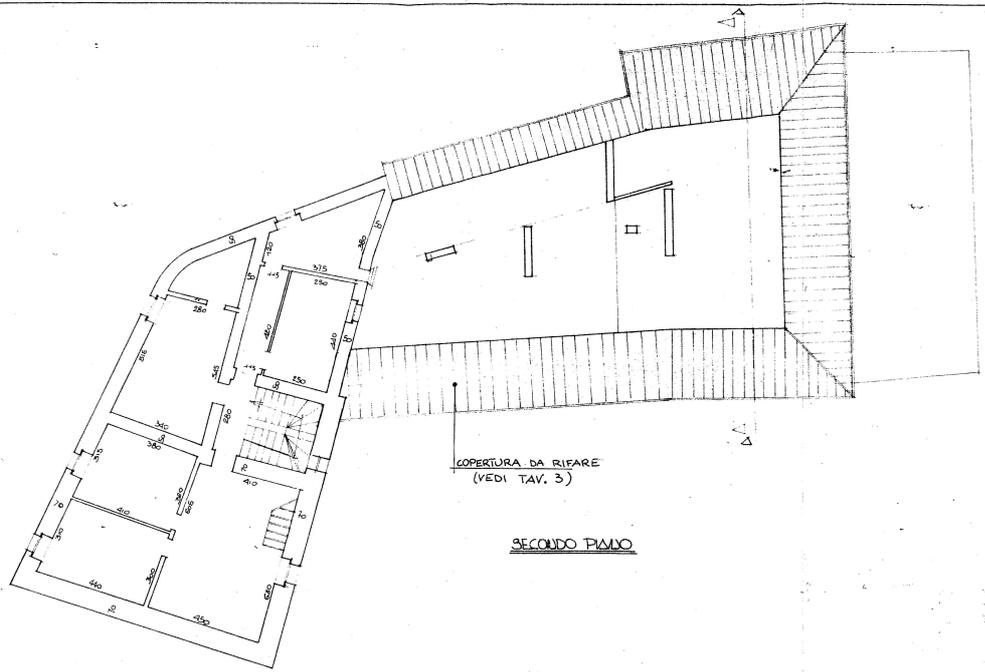
Attualmente il Castello di Sant'Apollinare ha due destinazioni d'uso differenti ovvero quella ad uso abitazione da un nucleo familiare di tre occupanti, con un utilizzo spaziale maggiore del 65% e continuo nel tempo, ed una destinazione classificabile in “altro” con un utilizzo spaziale minore del 30 % e saltuario nel tempo ed un'esposizione all'affollamento, potendo prevedere la presenza di 200 occupanti.

Sono presenti, all'interno della struttura, beni artistici quali Arazzi in numero pari a 3 con una superficie totale pari a 2,52 mq.

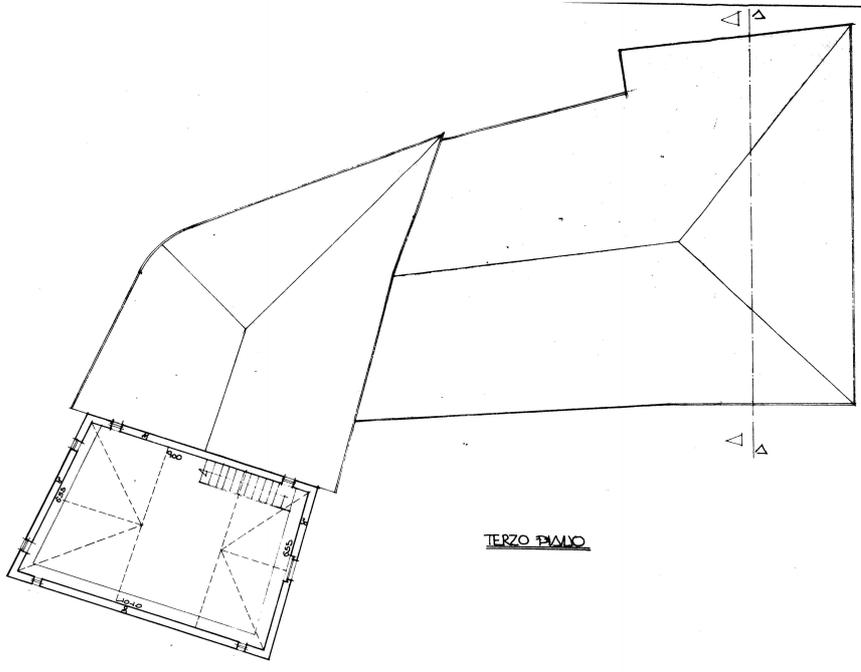
Si riportano di seguito gli elaborati grafici forniti dai proprietari.





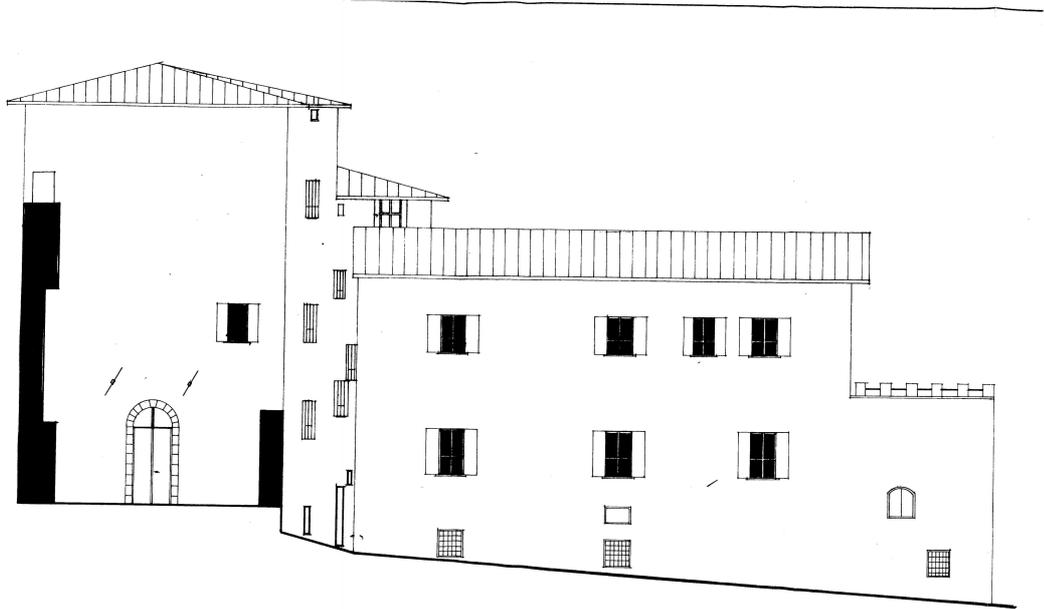


SECONDO PIANO

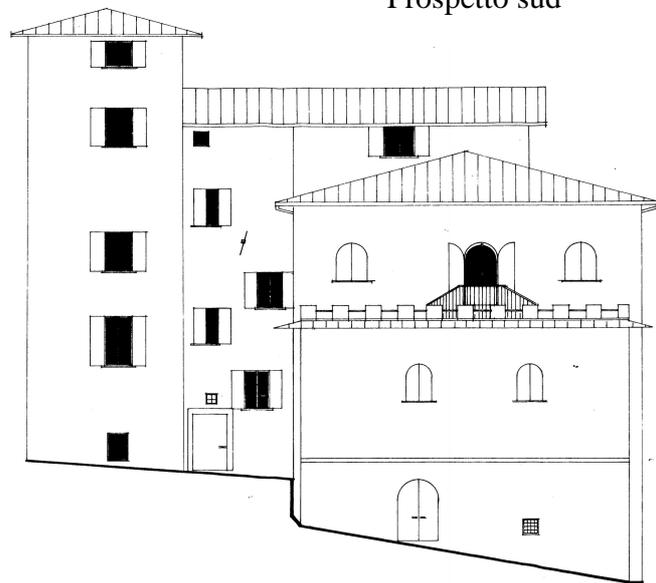


TERZO PIANO

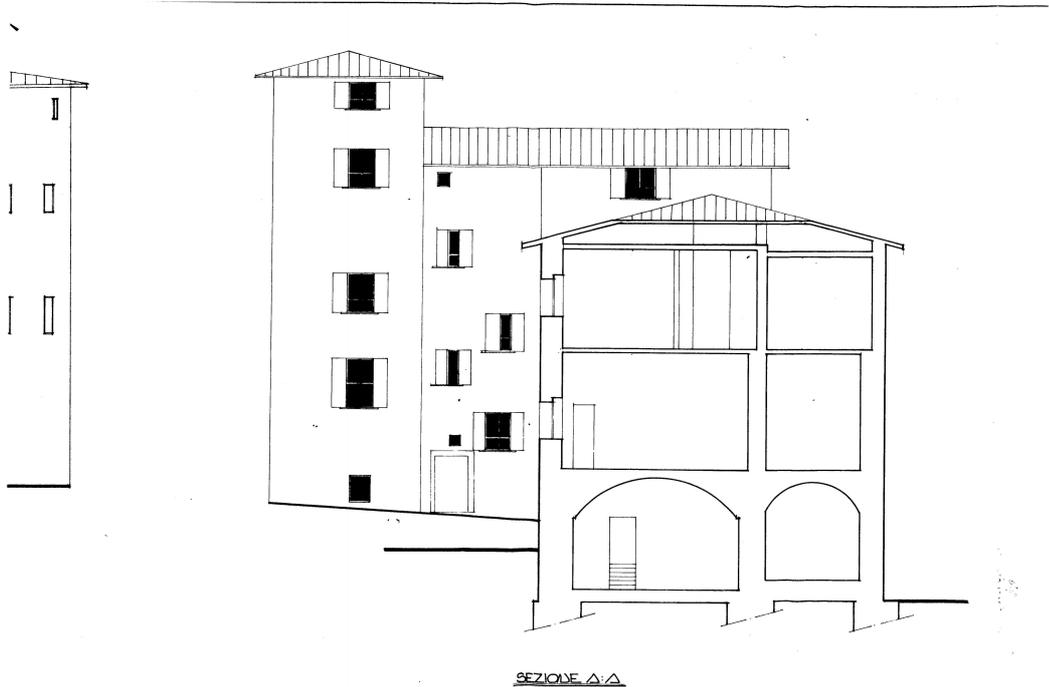
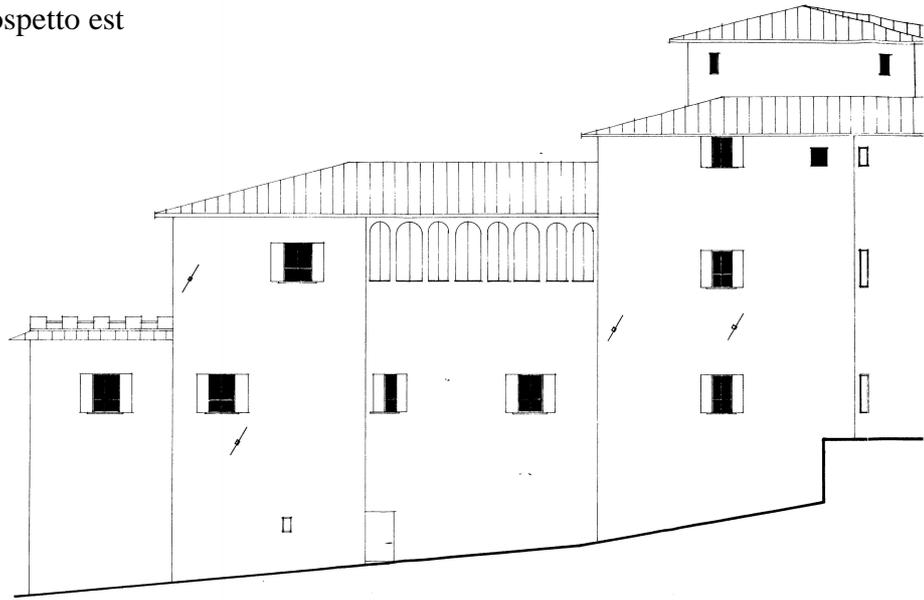
Prospetto ovest



Prospetto sud



Prospetto est



L'edificio si presenta non regolare in pianta ed in elevazione mentre sia la disposizione dei muri interni che quella delle aperture risultano regolari. I dati dimensionali generali sono una larghezza media di 112 m, una lunghezza media di 32 m e una superficie media in pianta di 400 mq. La struttura presenta un piano interrato e quattro piani fuori terra con un'altezza media in gronda di 13 m.

Dalla lettura combinata dei riferimenti normativi riguardanti gli aggregati, quali l'OPCM. 3820, le NTC.08 e la relativa Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, si precisa che l'aggregato strutturale, è costituito da un insieme di elementi strutturali non omogenei e che possono interagire sotto un'azione sismica (o dinamica in genere). Un aggregato strutturale può essere costituito da uno o più edifici accorpati e, per accorpamento, si deve intendere un contatto, o un collegamento, più o meno efficace tra edifici con caratteristiche costruttive generalmente diverse. La presenza di un giunto di separazione, quale ad esempio rue o altre disconnessioni tra i diversi edifici, ove ritenuto efficace ai fini sismici, dà luogo all'individuazione di due aggregati strutturali ben distinti.

All'interno degli aggregati strutturali si individuano gli edifici, definiti come unità strutturali omogenee da cielo a terra e, in genere, distinguibili dagli altri adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:

- tipologia costruttiva;
- differenza di altezza;
- irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente;
- età di costruzione;
- sfalsamento dei piani;

- ristrutturazioni da cielo a terra.

Per la distinzione in edifici non si deve in ogni modo tener conto della distribuzione delle unità immobiliari, ovvero della ripartizione catastale, ma solo ed esclusivamente dei criteri sopradescritti; quindi un'unità immobiliare può essere anche suddivisa in più edifici.

L'edificio può considerarsi diviso in quattro diverse parti costituite ciascuna da un numero di piani differenti (figura 3.2.1), nel quale sono individuati anche gli annessi ed il corpo scala.

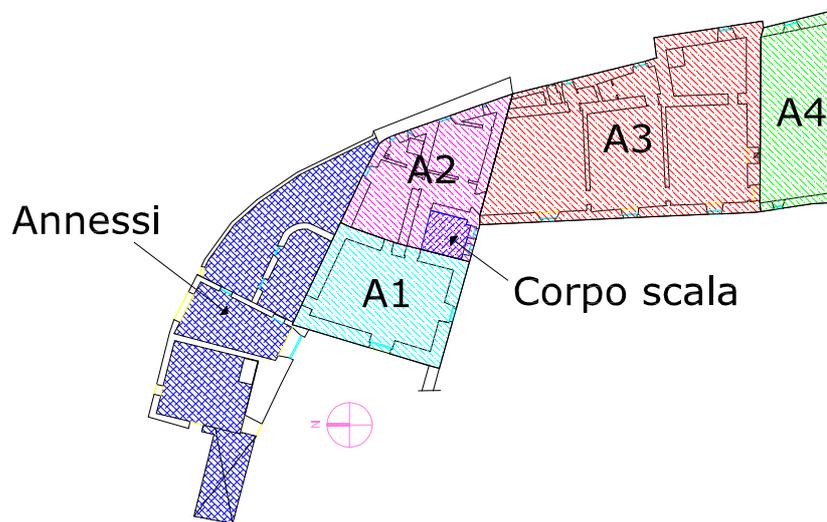


Figura 3.2.1 –Parti costitutive del Castello di Sant'Apollinare.

L'area A1 si compone di quattro piani fuori terra ed un piano interrato, per una superficie complessiva di 255 mq, mentre l'area A2 è costituita di tre piani fuori terra ed un piano interrato, per una superficie complessiva di 260 mq. L'area A3 si compone di due piani fuori terra ed un piano interrato, per una superficie complessiva di 510 mq, mentre l'area A4 è costituita di un piano fuori terra ed un piano interrato, per una superficie complessiva di 115 mq. Si sottolinea inoltre, come da figura soprastante, la presenza di un corpo scala e di tre annessi.

La tipologia muraria dell'intero complesso (sia pareti perimetrali che interne) rientra nella categoria "E" (irregolare, ciottoli, mista) prevista da normativa ed è composta da pietrame più laterizi.

Le pareti perimetrali sono libere, hanno uno spessore che varia dai 65 cm agli 85 cm e le aperture presenti su di esse sono uniformi.

Le tipologie degli orizzontamenti sono le seguenti (tabella 3.2.1).

Tabella 3.2.1 –Tipologie degli orizzontamenti.

Orizzontamenti				
N° area	Tipologia			
	legno	volte	c.a.	acciaio
A1	50%	50%		
A2	30%	65%	5%	
A3	34%	66%		
A4	50%			50%

Nell'area A1 le volte sono presenti al piano seminterrato ed al piano terra mentre gli orizzontamenti in legno sono utilizzati nei tre piani soprastanti. Nell' area A2 le volte, che rappresentano la percentuale maggiore come da tabella, sono utilizzate al piano seminterrato, al piano terra ed in piccola percentuale al piano primo in prossimità del corpo scala. Gli orizzontamenti in legno e in c.a., invece, caratterizzano i solai del piano primo e del piano secondo. Solo una minima percentuale della tipologia in legno è presente negli orizzontamenti al piano seminterrato. Per tutti i dettagli circa la posizione in pianta e l'orditura degli orizzontamenti si rimanda alle tavole presenti nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto".

Anche le tipologie delle coperture presenti (figura 3.2.1) sono riportate di seguito (tabella 3.2.2).

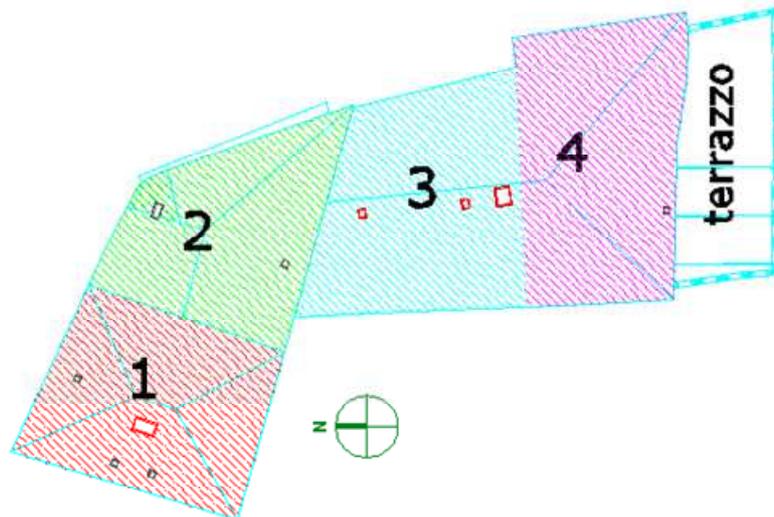


Figura 3.2.2 –Coperture del Castello di Sant’Apollinare.

Tabella 3.2.2 –Tipologie degli orizzontamenti.

Coperture						
N°	Tipologia			spingente		descrizione
	c.a.	legno	acciaio	si	no	
1		■			■	Capriate e cordoli
2	■			■		SAP inclinato
3			■		■	Capriate, soletta e cordoli
4	■				■	Solaio c.a. e muricci

Per tutti i dettagli circa la disposizione delle coperture si rimanda alle tavole presenti nell’Allegato 2 “Elaborati grafici: stato attuale e di progetto”.

Lo stato di manutenzione generale delle strutture verticali è discreto mentre per le strutture orizzontali e la copertura è buono poiché sono stati effettuati degli interventi di consolidamento e di manutenzione straordinaria. Nel dettaglio, gli interventi di consolidamento sono stati

effettuati nel 1975 con il rifacimento della copertura solaio SAP e poi nel 1987-1989 con il rifacimento delle coperture in acciaio - soletta in c.a. - cordoli e parte in laterocemento – muricci, con l’inserimento delle catene al solaio al primo piano e con il rifacimento dei solai per l’ inserimento del saliscendi. Per quanto riguarda, invece, la manutenzione straordinaria dal 2001 al 2004 questa si è articolata nella messa a norma degli impianti, nel consolidamento degli stucchi e delle decorazioni, nell’ammodernamento dei servizi igienici, nella manutenzione della centrale termica e nella manutenzione dell’impianto saliscendi.

3.3 - Rilievo del danno

Il rilievo del danno eseguito, correlato da opportuno rilievo fotografico, unito alle conoscenze ricavate circa il sistema strutturale, hanno permesso di redigere la “Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali – Palazzi (modello B)” come previsto da normativa e di dichiarare la struttura inagibile e prevedendo l’evacuazione del nucleo familiare ivi residente.

Con riferimento alla seguente figura (figura 3.3.1) circa la nomenclatura delle pareti esterne possiamo evidenziare come tutte le pareti perimetrali, tranne la 1X e la 3Y, presentino pareti interne ortogonali.

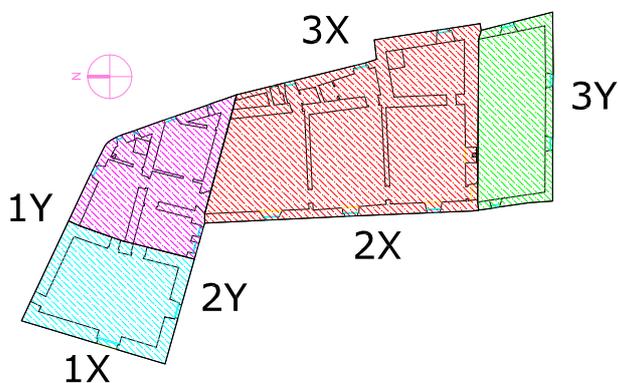


Figura 3.3.1 –Nomenclatura pareti esterne.

Si classifica il livello di danno riscontrato nelle pareti perimetrali e in quelle interne, secondo le indicazioni della scheda per il rilievo del danno ai beni culturali - palazzi (tabella 3.3.1 e 3.3.2).

Tabella 3.3.1 –Danno pareti esterne.

Pareti esterne						
N° Parete	Danno (livello ed estensione)					
	D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave		
	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3
	1X				■	
2X		■				
3X		■				
1Y				■		
2Y					■	
3Y			■			

Tabella 3.3.2 –Danno pareti interne.

Pareti interne					
N° Area	Danno (livello ed estensione)				
	D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave	
	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3
	1				
2		■			
3				■	
4					■

Il livello di danno riscontrato nel corpo scala e negli annessi, è il seguente (tabelle 3.3.3 e 3.3.4):

Tabella 3.3.3 –Livello di danno nel corpo scala.

Corpo scala										
N°	N° Area	Tipologia strutturale				Danno (livello ed estensione)				
		muratura	c.a.	legno	acciaio	D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave	
						> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3
						CS1	A2	■		

Tabella 3.3.4 –Livello di danno nei corpi annessi.

Corpi annessi						
N°	Presenza di catene	Danno (livello ed estensione)				
		D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave	
		> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3
CA1			■			
CA2		■				

Si evidenziano, inoltre, i livelli di danno riscontrati negli orizzontamenti e nelle coperture (tabelle 3.3.5 e 3.3.6).

Tabella 3.3.5 –Livello di danno negli orizzontamenti.

Orizzontamenti									
N° Area	Danno (livello ed estensione)								
	D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave		D4 – D5 Gravissimo			
	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3
A1			■		■				■
A2		■				■			
A3		■				■			
A4		■							

Tabella 3.3.6 –Livello di danno nelle coperture.

Coperture										
N° Area	Danno (livello ed estensione)									
	D1 Leggero			D2 – D3 Medio Grave			D4 – D5 Gravissimo			Nullo
	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	> 2/3	1/3 – 2/3	<1/3	
A1									■	
A2		■							■	
A3									■	
A4									■	

Infine, si procede al rilievo del danno agli elementi non strutturali (tabella 3.3.7).

Tabella 3.3.7 –Livello di danno agli elementi non strutturali.

Elementi danneggiati	P	Livello di attivazione rispetto al collasso	Localizzazione	Provvedimenti di P.I. suggeriti			
				puntellamenti	riparazione	transennature	altro
Rivestimenti o controsoffitti recenti	A	2	Diffuso: intonaci				
Comignoli	A	3	Copertura				
Rete idrica, fognaria o termoidraulica	A	3	Piano terra e piano primo				
Merli	A	5	Torre	■			

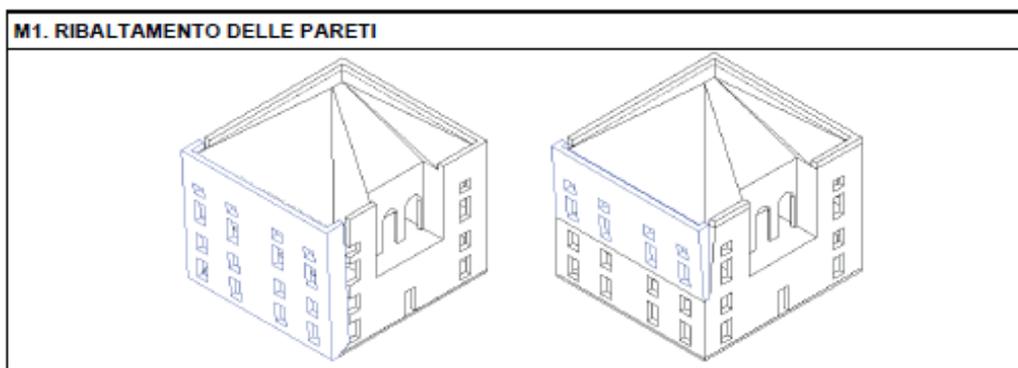
dove con p pari ad A si intende che il livello di attivazione è dovuto ad un danno sismico.

Essendo presente un potenziale pericolo esterno lungo le vie d'accesso al Castello per crolli o cadute da altre costruzioni si suggeriscono provvedimenti di pronto intervento quali divieto d'accesso e transenne e protezioni per i passaggi.

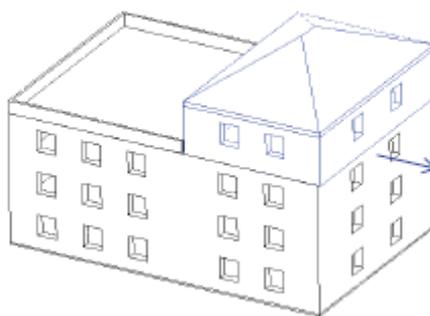
Non si evidenziano, invece, dissesti di versante o del terreno di fondazione.

Si procede ora all'analisi dei meccanismi di collasso strutturali che interessano l'edificio in oggetto secondo la classificazione riportata nella scheda allegata "Abaco dei meccanismi di collasso dei palazzi" che propone 22 meccanismi ripartiti tra i diversi elementi strutturali identificati nella tipologia costruttiva "palazzo". Nel dettaglio si ha:

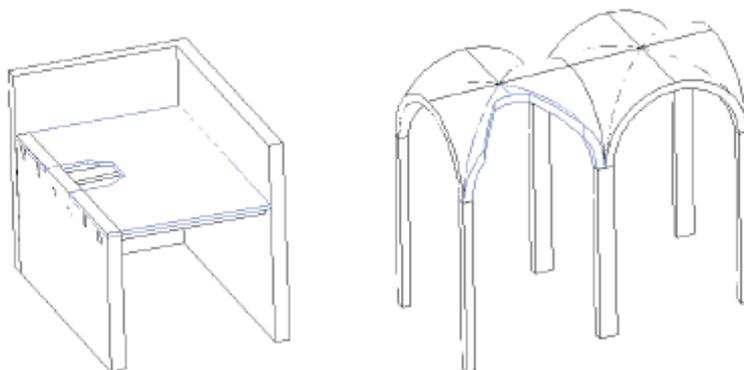
Tipologia	n°	Codice (come da abaco palazzi)	Meccanismo
Pareti perimetrali	4	M1	Ribaltamento delle pareti
Globale	x	M8	Scorrimento di piano
Orizzontamenti	4	M11	Collassi locali dell'impalcato della volta
	4	M12	Danno alle volte per rotazione delle imposte
Interazioni	x	M22	Cedimento di fondazione



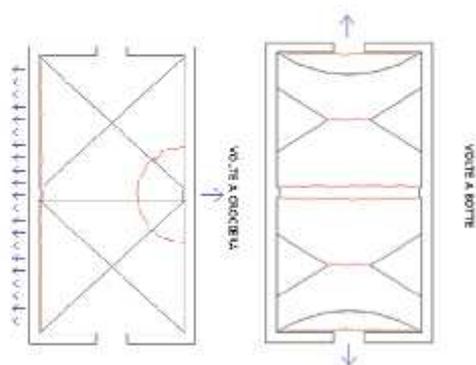
M8. SCORRIMENTO DI PIANO



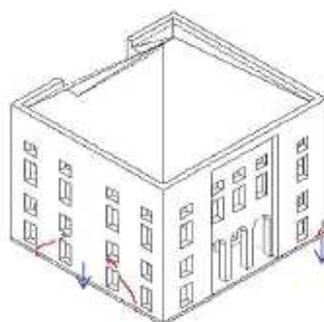
M11. COLLASSI LOCALI DELL'IMPALCATO O DELLA VOLTA



M12. DANNO ALLE VOLTE PER ROTAZIONE DELLE IMPOSTE



M22. CEDIMENTO DI FONDAZIONI



Per ogni meccanismo (tabella 3.3.8) viene indicato il livello di attivazione secondo la seguente classificazione:

- 0 *assente*: nessun danno presente;
- 1 *lieve*: rappresenta la prima evidenza di dissesti connessi all’iniziale attivazione di meccanismi visibili ad un’osservazione accurata, di limitata estensione;
- 2 *moderato*: rappresenta l’evidenza di dissesti e leggibilità complessiva di meccanismi attivati nell’insieme del macroelemento, ma in fase iniziale di sviluppo, con dissesti di limitata entità;
- 3 *grave*: rappresenta la marcata evidenza di dissesti e leggibilità complessiva di meccanismi compiutamente attivati che interessano l’insieme del macroelemento in fase intermedia di sviluppo;
- 4 *molto grave*: rappresenta l’evidenza macroscopica dei dissesti e dei meccanismi prossimi alla fase di ultimo spostamento con parti al limite del crollo, a seguito di dissesti complessivi di forte e fortissima entità;
- 5 *crollo*: rappresenta il crollo prevalente quanto a entità del macroelemento.

Tabella 3.3.8 –Livello di attivazione rispetto al collasso e rischio connesso.

N° progressivo	Codice meccanismo	Aree	Piani	Elementi interessati	Livello di attivazione rispetto al collasso	Rischio		Provvedimenti di P.I. suggeriti					
						basso	alto	Cerchiature tiranti	puntelli	tamponature	riparazioni	transegnature	protezioni
1	M1	A1- A2- A3	tutti	1X- 1Y- 2Y	2		■	■					
2	M11	A1	P2-P3	solaio	5			■	■		■		
3	M12	A1- A2- A3	Interrato- P0	vari	2		■		■		■		

Si può quindi definire il livello medio di danno subito dall'edificio tramite l'indice di danno $i_d = d/(5n) = 0,6$

dove n è il numero dei meccanismi possibili, pari a 3 nel nostro caso, e d è la somma dei livelli di attivazione nei meccanismi primari, nel nostro caso pari a 9.

3.4 - Quadro fessurativo e documentazione fotografica

Si riportano le foto che sono state scattate durante il sopralluogo seguito all'evento sismico del 15 dicembre 2009 oltre a quelle scattate nei rilievi fotografici successivi. Si riporta la documentazione fotografica dei principali dissesti e delle principali lesioni riscontrati. La documentazione fotografica completa, a cui si rimanda per la numerazione delle foto e per la loro posizione nelle tavole, è proposta nell'Allegato 1 "Documentazione fotografica stato di fatto post-sisma".

- *piano seminterrato*



Foto n° 6 – Lesione verticale.



Foto n° 9 – Fessurazione diffusa dell'intonaco sotto la trave principale del solaio.



Foto n° 11 – Lesione trasversale su volta.



Foto n° 14 – Lesione trasversale su volta.

▫ *piano terra*



Foto n° 39 – Lesioni su soffitto voltato, su muratura e su muratura sopra l'apertura.



Foto n° 52 – Lesioni su fascia muraria sopra l'apertura.



Foto n° 66 – Lesioni di distacco solaio-parete e fessura verticale all'incrocio murario.

▫ *piano primo*



Foto n° 69 – Soffitto lesionato dal crollo del solaio di sottotetto.



Foto n° 78 – Lesioni verticali e sub-verticali sopra l'apertura.



Foto n° 87 – Lesioni longitudinale su solaio con distacco di intonaco.



Foto n° 93 – Lesioni a taglio sulla parete.

▫ *piano secondo*



Foto n° 121 – Solaio lesionato dal crollo del solaio di sottotetto.



Foto n° 134 – Lesione verticale all'incrocio murario che prosegue all'attacco dei travetti del solaio sulla muratura.



Foto n° 139 – Lesione verticale sopra apertura che prosegue nel soffitto.



Foto n° 144 – Lesione verticale in prossimità dell'incrocio murario con distacco di materiale e lesione di distacco sul pavimento per allontanamento della parete.

▫ *piano terzo*



Foto n° 157– Lesioni diagonali su muratura.



Foto n° 159– Solaio sottotetto porzione crollata.



Foto n° 160 – Lesione sottofinestra con distacco di materiale.

3.5 - Considerazioni sullo stato della struttura

A seguito dell' indagine svolta e dei risultati riportati nei precedenti paragrafi si evidenziano dissesti statici preesistenti e danni provocati dall'evento sismico e viene definita, come già anticipato, l'inagibilità del Castello di Sant' Apollinare.

Capitolo 4: Modello di calcolo – nozioni generali

4.1 – Il modello di calcolo 3Muri

L'edificio oggetto di studio è stato modellato adottando l'approccio di modellazione a telaio equivalente e impiegando il codice di calcolo 3Muri ® distribuito da S.T.A. DATA S.r.l. Tra i modelli a macroelementi più recentemente ideati per affrontare un'analisi globale dell'edificio in muratura, è da annoverare la proposta di Gambarotta e Lagomarsino, che rappresenta la modellazione costitutiva alla base del codice di calcolo 3Muri (Galasco et al., 2002). 3Muri adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements). Questa modellazione utilizza spostamenti e rotazioni nodali come grandezze cinematiche ed azioni risultanti (sforzo assiale, taglio e momento flettente) come grandezze statiche. Questo sembrerebbe associare il modello alla classe dei modelli monodimensionali; tuttavia, vengono introdotti gradi di libertà all'interno dell'elemento e vengono fatte particolari considerazioni su possibili cinatismi di ribaltamento e di scorrimento come nella modellazione bidimensionale.

Il grande vantaggio di questo metodo consiste nella possibilità di riprodurre efficacemente le caratteristiche più importanti della non linearità del comportamento dei pannelli murari.

Per quanto riguarda l'onere computazionale, non si presenta eccessivo, in quanto si tratta comunque di una macromodellazione.

L'Ordinanza 3274, con la modifica OPCM 3431, fornisce alcune considerazioni generali (§ 4.4) sulle modalità di modellazione delle strutture con la finalità dell'analisi sismica globale.

Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria vengono inoltre precisate alcune particolarità e suggeriti i relativi concetti per la loro modellazione (§ 11.5.4.3.1-11.5.4.3.3 Ordinanza 3274).

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai).

Nello specifico degli edifici in muratura, la parete potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi. Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria, o fasce, saranno modellate solo se il progettista le riterrà adeguatamente ammorsate alle pareti.

Dividendo la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono automaticamente determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni da sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche). Quindi maschi e fasce sono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , rot_y).

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x , z) nel piano della parete; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z , rot_y (nodi bidimensionali).

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

(figura 4.1.1). 3Muri crea automaticamente la mesh, cioè la divisione in maschi, fasce ed elementi rigidi, anche per pareti complesse ed esegue l'analisi non lineare al fine di determinare lo spostamento massimo.

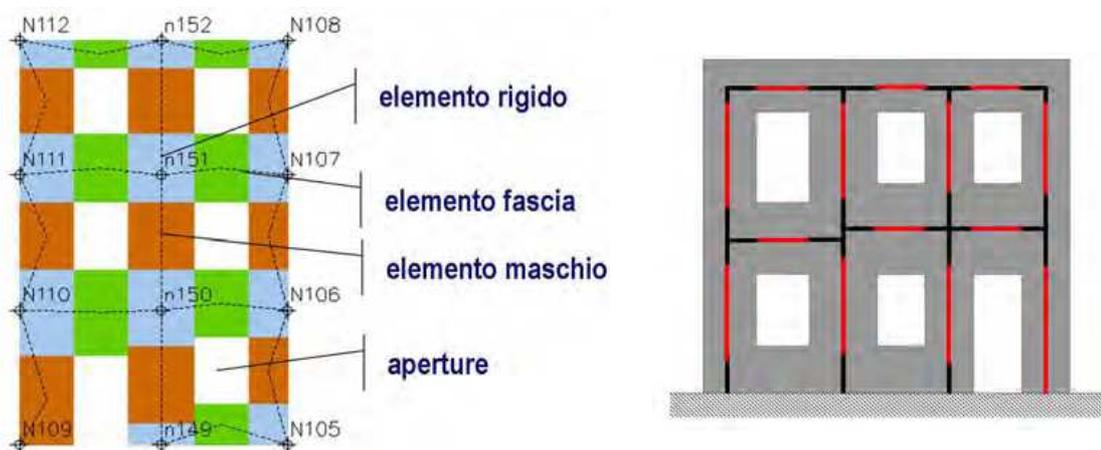


Figura 4.1.1 – Modello a macroelementi (sx) assimilabile ad un telaio piano (dx).

4.2 – Il modello teorico del macroelemento

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Si riporta una sintesi del modello che risulta alla base del metodo FME. Si tratta di un particolare tipo di elemento finito a comportamento non lineare, cosiddetto a "sandwich". Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità e f di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale, di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente.

Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla quindi i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia.

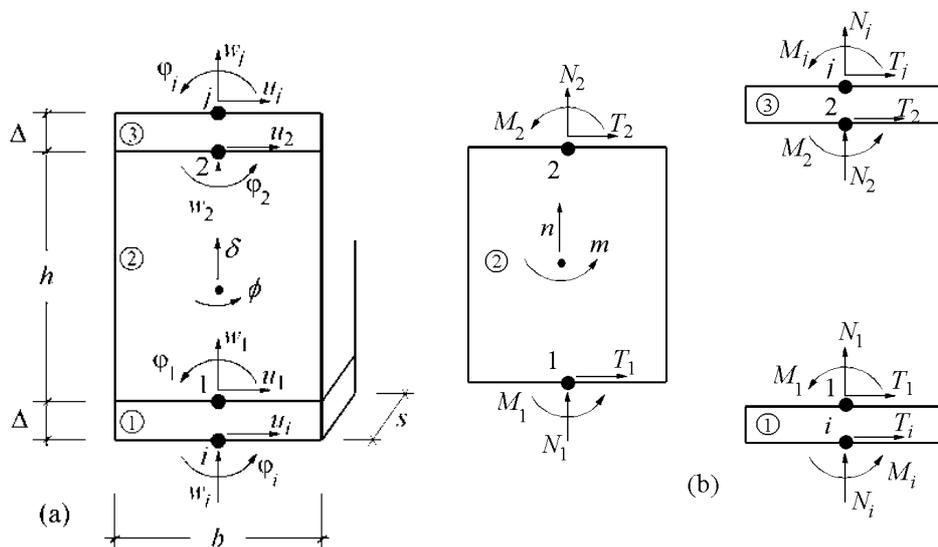


Figura 4.2.1 – Macroelemento e azioni agenti.

Il legame precedentemente descritto viene completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con le diverse normative sono definite deformazioni massime (drift) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione.

Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotto o annullata la sua capacità resistente. L'elemento è sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

4.3 – Analisi statica non lineare (pushover)

La normativa italiana propone un metodo di calcolo e verifica delle strutture che utilizza l'analisi statica non lineare.

In questo contesto giocano un ruolo centrale le procedure statiche non lineari fra le quali si ricorda quella del metodo dello spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da Freeman et al. 1975) e l'N2 Method (Fajfar 1999, 2000). Queste metodologie sono procedure semplificate in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, è ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado di libertà equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale ("Substitutive Structure Approach" di Shibata e Sozen, 1976).

La caratteristica comune di queste procedure è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura.

Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

Così mentre nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura, l'analisi statica non lineare permette di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare, fornendo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità (figura 4.3.1).

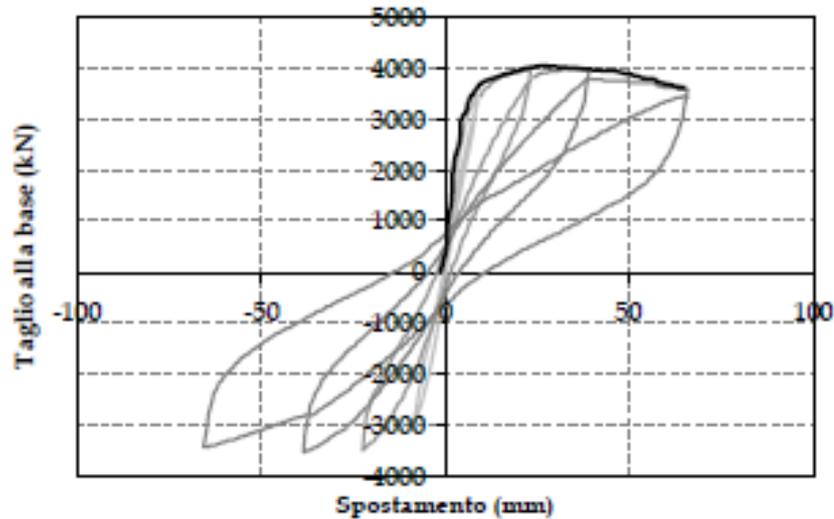


Figura 4.3.1 – Curva di capacità.

La curva ottenuta dalle analisi pushover (che sarà poi trasformata in curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche del sistema equivalente ad un grado di libertà) riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (figura 4.3.2). Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente.

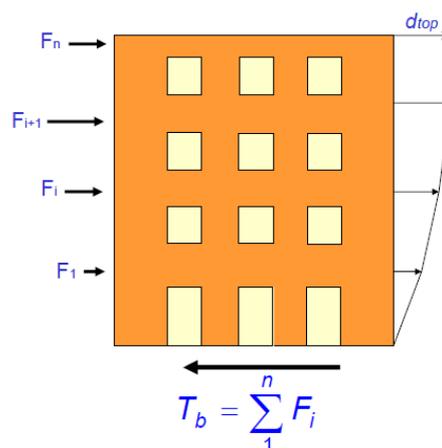


Figura 4.3.2 – Taglio alla base.

La curva è ottenuta implementando analisi pushover, che prevedono l'assegnazione di una prefissata distribuzione di forze incrementate in maniera statica e monotona. La distribuzione viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura.

La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico. I profili proposti dalle NTC08 (§ 7.3.4.1) sono quelli di distribuzione proporzionale alle forze statiche (di primo modo), e quelli proporzionali alle masse. In particolare nel caso di strutture regolari la prima distribuzione è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo elastico e la seconda quella in campo non lineare.

La "capacità" offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la "domanda" richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

Gli effetti della dissipazione di energia, che offrono un ulteriore margine di resistenza non spiegabile ricorrendo alla sola teoria elastica lineare, sono rilevanti soprattutto nel campo della risposta non lineare della struttura: per tenerne conto si effettua una riduzione della domanda.

La risposta attesa per l'edificio, in funzione di una determinata azione, è così ottenuta attraverso l'identificazione del performance point (la cui coordinata in termini di spostamenti spettrali corrisponde a d_{max}^* definito), intersezione tra la curva della capacità, opportunamente trasformata attraverso la definizione dell'equivalente sistema ad un unico grado di libertà, e lo spettro della domanda elastico (in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De}), adeguatamente ridotto in funzione delle caratteristiche in fase anelastica (S_{anel} , S_{Danel}). Affinché queste due curve possano essere confrontate è necessario convertirle nello stesso formato.

La “capacità” offerta dalla struttura e la “domanda” richiesta dal sistema sono mutuamente dipendenti: esse sono legate alla variazione di rigidità e di smorzamento sviluppato dal sistema nel corso dell’evento. Affinché il performance point sia rappresentativo di uno stato di danno, è necessario che le due curve siano associate agli stessi parametri caratterizzanti la struttura. Come già accennato, all’incremento degli spostamenti e all’evolvere dello stato di danneggiamento in ambito non lineare, infatti, corrispondono un aumento del periodo fondamentale ed un incremento dello smorzamento della struttura: in genere, ciò è tenuto in considerazione tramite una riduzione dello spettro della domanda rispetto a quello elastico.

La scelta della distribuzione di forze è un passo molto importante per la realizzazione di analisi pushover: assumere distribuzioni diverse, nell’ambito di quelle ragionevoli, non produce grandi variazioni in termini di resistenza, ma può influire notevolmente sul meccanismo di collasso.

Ovviamente, rispetto ad un’analisi statica incrementale, l’analisi pushover consente di cogliere anche il tratto di softening dopo il raggiungimento della resistenza massima e di seguire l’instaurarsi del meccanismo di collasso. Questa procedura è utilizzata per eseguire analisi statiche non lineari: in tal caso la distribuzione di forze può essere ottenuta automaticamente. Il solutore, scelto il nodo di controllo e lo spostamento da applicare (direzione x o y) provvede a determinare i rapporti di forze coerenti con l’Ordinanza 3431:

1. distribuzione proporzionale alle masse:

con riferimento ai gradi di libertà diretti lungo la direzione dello spostamento impresso, si determinano le masse nodali, agenti dinamicamente, eventualmente

$$F_j = \frac{W_j}{\sum W_j} V$$

corrette per considerare l'eccentricità di progetto (§ 8.1.5.4 NTC08) e queste forniscono i rapporti di forze da impiegare nella pushover.

2. distribuzione proporzionale alle masse ed alle altezze:

tale distribuzione è assimilabile alla distribuzione della prima forma modale (§ 8.1.5.4 e § 4.5.2 NTC08). In questo caso, i rapporti di forze saranno ottenuto moltiplicando le masse nodali (eventualmente corrette per considerare l'eccentricità di progetto) per la quota del nodo di appartenenza.

$$F_j = \frac{W_j \cdot \Phi_j}{\sum W_j \cdot \Phi_j} V$$

Dopo aver tracciato la curva di capacità, è necessario individuare il valore di spostamento ultimo. La curva che viene tracciata, è riferita all'intero edificio e mai a singoli elementi che costituiscono la struttura.

In base alla curva di capacità del sistema reale così definita, si deve passare alla bilatera associata al sistema equivalente; nota la quale, si identifica il periodo del sistema a un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare la richiesta in spostamento del sisma.

La scelta del nodo di controllo deve essere eseguita con cura; il nodo di controllo è quello rispetto al quale viene imposto l'incremento a passi regolari degli spostamenti. Il nodo di controllo deve essere in corrispondenza del centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, ad eccezione di eventuali torrini (§ 7.3.4.1 NTC08).

Il risultato dell'analisi (§ C7.8.1.5.4 Circolare 617/2009) consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (§ 3.2.1 NTC08) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei punti:

- stato limite di danno dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2 NTC08;
- stato limite ultimo dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Le strutture in muratura (§ C7.8.1.5.1 Circolare 617/2009) essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura, con periodo proprio $T < T_c$, se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75% ma comunque superiore al 60% (§ 7.8.1.5.3 NTC08).

Capitolo 5: Verifica sismica globale del Castello di Sant'Apollinare

5.1– Livelli di conoscenza, materiali e analisi dei carichi

5.1.1 – Livelli di conoscenza

La conoscenza dell'edificio è il primo obiettivo da raggiungere quando si opera sul costruito esistente. Essa è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi ed è raggiungibile attraverso un'attività di indagine sulla struttura che include, solitamente, attività di ricerca storica, di rilievo geometrico e tecnologico, di rilievo del degrado e del quadro fessurativo-deformativo, di individuazione delle tecniche costruttive e di identificazione delle proprietà dei materiali.

Tale fase di conoscenza preliminare è codificata nelle Norme Tecniche delle Costruzioni e, in particolare, nell'appendice C8.A della Circolare applicativa 617/2009, che individua tre classi di indagini che interessano rispettivamente la geometria dell'edificio, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali. Ogni indagine può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione degli obiettivi preposti, e può interessare l'intera costruzione o essere limitata ad alcune sue parti, in base all'ampiezza e alla rilevanza dell'intervento previsto.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, è possibile individuare il livello di conoscenza raggiunto, che è distinto dalla normativa in LC1, LC2 e LC3. In funzione del livello di conoscenza è possibile definire i valori medi dei parametri meccanici della muratura e il corrispondente fattore di confidenza. Quest'ultimo è utilizzato come coefficiente parziale di sicurezza per ridurre i valori medi delle resistenze dei materiali e tenere quindi conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza acquisito (tabella 5.1.1.1).

Tabella 5.1.1.1 – Livelli di conoscenza e fattore di confidenza.

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

Nel caso in esame il livello di conoscenza è LC1 in quanto è stato effettuato un rilievo geometrico, i parametri meccanici sono stati desunti da dati già disponibili, sono state effettuate limitate indagini sul terreno e le fondazioni e non sono disponibili dati geotecnici o indagini nelle fondazioni ed, infine, è stata effettuata una restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico.

Il valore da assumere per il fattore di confidenza è $F_C=1,35$.

In virtù delle conoscenze acquisite a seguito del rilievo e dall'esame dei saggi effettuati, la struttura portante dell'edificio è in muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari).

Le tipologie di muratura previste da normativa sono indicate nella Tabella C8A.2.1 contenuta nell'Appendice C8.A della Circolare applicativa 617/2009 di seguito riportata (tabella 5.1.1.2).

Tabella 5.1.1.2 – Tipologia di muratura.

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

I parametri meccanici della muratura da adottare nella modellazione allo stato attuale (secondo quanto previsto al § C8A.1.4 Circolare 617/2009), per il livello di conoscenza LC1, i valori minimi degli intervalli in tabella 5.1.1.2 per le resistenze ed i valori medi degli intervalli in tabella 1V.1.1.2 per i moduli elastici. I valori adottati sono i seguenti.

Tabella 5.1.1.3 – Parametri meccanici muratura – stato attuale.

f_m	100	N/cm^2
τ_0	2	N/cm^2
E	870	N/mm^2
G	290	N/mm^2
w	19	kN/m^3

5.1.2 – Azione del vento e neve

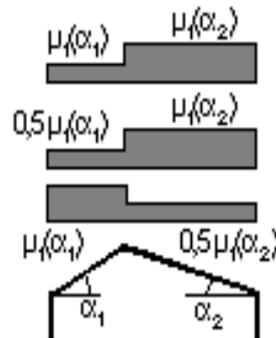
Secondo quanto previsto al § 3.4 delle NTC08 si può assumere:

zona		II	
coefficiente di esposizione	$c_e =$	1,00	
altezza suolo livello del mare	$a_s =$	266	m
valore caratteristico carico neve al suolo	$q_{sk} =$	2,16	kN/m^2
		216	daN/m^2

Copertura a due falde

angolo inclinazione falda 1	$\alpha_1 =$	20	°
angolo inclinazione falda 2	$\alpha_2 =$	20	°
coefficiente di forma falda 1	$\mu_1(\alpha_1) =$	0,8	
coefficiente di forma falda 2	$\mu_2(\alpha_2) =$	0,8	

considerando lo schema di carico qui sotto definito:



Si ottengono i seguenti valori del carico vento da considerare nell'analisi strutturale.

$$Q_1 = 172 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_2 = 172 \text{ daN/m}^2$$

Vista la tipologia strutturale della costruzione si decide, invece, di trascurare l'azione della neve.

5.1.3 – Analisi dei carichi

Facendo riferimento a quanto dedotto al § 3 “Rilievo del danno”, agli elaborati e alle informazioni originali in possesso si definiscono le seguenti tipologie di orizzontamenti e coperture. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del foglio di calcolo elettronico “Excel”.

Volte

Volta in laterizio ad una testa - no tramezzi e no intonaco			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Laterizio		216	2,16
Riempimento		400	4,00
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	616	6,16
Massetto e pavimentazione		114	1,14
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	114	1,14
	$G_{TOT}=$	730	7,30
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Volta in laterizio ad una testa - no tramezzi			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Laterizio		216	2,16
Riempimento		400	4,00
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	616,00	6,16
Massetto e pavimentazione		114	1,14
Intonaco		30	0,30
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	144	1,44
	$G_{TOT}=$	760	7,60
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Volta in laterizio ad una testa - tramezzi			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Laterizio		216	2,16
Riempimento		400	4,00
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	616	6,16
Massetto e pavimentazione		114	1,14
Tramezzature		80	0,80
Intonaco		30	0,30
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	224	1,10
	$G_{TOT}=$	840	7,26
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Volta in laterizio ad una testa - scala			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Laterizio		216	2,16
Riempimento		200	2,00
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	416	4,16
Gradino riportato		114	1,14
Rivestimento e allettamento		120	1,20
Intonaco		30	0,30
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	264	1,50
	$G_{TOT}=$	680	5,66
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat.H)	$Q=$	400	4,00

Solai

Solaio in legno e tavolato - interpiano			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		45	0,45
Tavolato		20	0,20
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	65	0,65
Massetto e pavimentazione		114	1,14
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	114	1,14
	$G_{TOT}=$	179	1,79
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Solaio in legno e pianelle - interpiano			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		45	0,45
Pianelle		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	105	1,05
Massetto e pavimentazione		235	2,35
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	235	2,35
	$G_{TOT}=$	340	3,40
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Solaio in legno e pianelle - controsoffitto			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		45	0,45
Pianelle		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	105	1,05
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	0	0,00

Solaio in legno e pianelle - sottotetto			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		45	0,45
Pianelle		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	105	1,05
Massetto		74	0,74
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	74	0,74
	$G_{TOT}=$	179	1,79
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. H)	$Q=$	50	0,50

Solaio in acciaio e tavelloni - interpiano			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Trave in acciaio		15	0,15
Tavellone		50	0,50
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	65	0,65
Riempimento		100	1,00
Completamento		75	0,75
Massetto e pavimentazione		114	1,14
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	289	1,89
	$G_{TOT}=$	354	1,89
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	200	2,00

Solaio in acciaio e tavelloni - controsoffitto			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Trave in acciaio		15	0,15
Tavellone		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	75	0,75
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. A)	$Q=$	0	0,00

Solaio in acciaio e tavelloni - scala			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Trave in acciaio		15	0,15
Tavellone		50	0,50
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	65	0,65
Gradino riportato		114	1,14
Rivestimento e allettamento		120	1,20
Intonaco		30	0,30
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	264	1,50
	$G_{TOT}=$	329	1,50
Accidentali (tab. 3.1.II NTC08 - cat. H)	$Q=$	400	4,00

Coperture

Copertura in lastre alveolari e muricci			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Solaio		360	3,60
Muricci		100	1,00
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	460	4,60
Cappa		75	0,75
Guaina		5	0,05
Isolamento		30	0,30
Manto di copertura		80	0,80
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	190	1,10
	$G_{TOT}=$	650	1,85
Sovraccarico neve	$Q=$	172	1,72

Copertura in acciaio e tavelloni e capriata			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Trave in acciaio + capriata		35	0,35
Tavellone		50	0,50
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	85	0,85
Riempimento		100	1,00
Completamento		50	0,50
Guaina		5	0,05
Isolamento		30	0,30
Manto di copertura		80	0,80
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	265	1,10
	$G_{TOT}=$	350	1,60
Sovraccarico neve	$Q=$	172	1,72

Copertura in c.a. e tavelloni			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura c.a.		30	0,30
Tavellone		50	0,50
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	80	0,80
Guaina		5	0,05
Isolamento		30	0,30
Soletta cls		100	1,00
Manto di copertura		80	0,80
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	215	1,80
	$G_{TOT}=$	295	1,85
Sovraccarico neve	$Q=$	172	1,72

Copertura in legno e pianelle			
		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		50	0,50
Pianelle		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	110	1,10
Guaina		5	0,05
Soletta cls		50	0,50
Manto di copertura		80	0,80
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	135	1,30
	$G_{TOT}=$	245	1,30
Sovraccarico neve	$Q=$	172	1,72

5.1.4 - Azione sismica di riferimento

Ai fini dell'esecuzione delle verifiche tecniche in oggetto, l'azione sismica viene definita nella forma di "spettro di risposta" ai § 3.2.3.2 e 3.2.3.5 delle NTC08. Per quanto attiene la determinazione delle azioni sismiche, le NTC08 definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione tramite una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale sia il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR .

Si definiscono quindi i parametri da considerare per la definizione degli spettri di risposta elastici: la vita nominale dell'opera strutturale, la classe d'uso, il periodo di riferimento per l'azione sismica, la categoria di sottosuolo e la categoria topografica.

La vita nominale dell'opera strutturale V_N , ossia il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La struttura oggetto di studio è un edificio storico per cui si assume una vita nominale pari a

$$V_N > 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso in cui rientra la struttura è la Classe II, in quanto la costruzione, oltre ad essere adibita a civile abitazione, prevede anche normali affollamenti.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, in tabella 2.4.II delle NTC08. Poiché l'edificio oggetto di questo studio appartiene alla Classe II, il valore pari ad 1.

La categoria di sottosuolo a cui si fa riferimento ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, in base alle direttive riportate in tabella 3.2.II delle NTC08, è la categoria B a cui appartengono rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s

La categoria topografica a cui si fa riferimento è, secondo quanto prescritto in tabella 3.2.IV delle NTC08, la categoria T1, nella quale sono compresi superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore o al più uguale a 15° . A tale categoria corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari ad 1.

Poiché la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, come riportato al § 8.3 delle NTC08, la presente valutazione della sicurezza non prende in esame il predetto Stato Limite di Esercizio. Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di SLV o, in alternativa, alla condizione di SLC, come esplicitato sempre al § 8.3 delle NTC08. La presente valutazione prende in esame, quale SLU, lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

La forma spettrale corrispondente allo Stato Limite in esame viene definita, secondo le espressioni al § 3.2.3.2.1 delle NTC08 per la componente spettrale orizzontale e mediante le formule al § 3.2.3.2.2 delle NTC08, tramite i parametri su sito di riferimento rigido orizzontale a_g , F_0 e T_C^* riferiti al sito su cui sorge l'aggregato in esame.

Si riassume quanto detto sinora:

Coordinate (WGS84)	latitudine	42,9884	
	longitudine	12,2618	
Vita nominale	$V_N=$	50	anni
Classe d'uso		II	
Coefficiente d'uso	$C_U=$	1,0	
Periodo di riferimento	$V_R=$	50	anni
Stato limite considerato		SLV	
Categoria sottosuolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coeff. amplificazione stratigrafica	$S_s=$	1,2	
Coeff. amplificazione topografica	$S_t=$	1,0	
	$S=$	1,2	
edificio non regolare in altezza			
spettro di progetto inelastico (SLU)	$q_0=$	2,25	
componente verticale - spettro di progetto	$q=$	1,5	

Inserendo i dati all'interno della finestra del programma riportata qui sotto a sinistra (figura 5.1.4.1) vengono calcolati automaticamente, secondo NTC08, i parametri di pericolosità sismica e quindi l'azione sismica di riferimento per il nostro sito.

The image shows two windows from a software application. The left window, titled 'Parametri del sito', contains input fields for 'Città', 'Longitudine' (12,2618), 'Latitudine' (42,9884), 'Vita nominale' (Opere ordinarie VN >= 50 anni), and 'Classi d'uso' (II - Edifici ordinari, industrie non pericolose, ponti secondari). It includes 'Calcola', 'Pulisci', and 'Esci' buttons. The right window, titled 'Azione sismica', displays calculated parameters for NT 08. It has a 'Calcola' button and shows results for three soil classes: SLV, SLD, and SLO. The 'Classe suolo' is set to 'B'. The 'Categoria topografica' is set to 'T1' with a value of 1. Buttons for 'OK', 'Annulla', and a help icon are at the bottom.

Parametri del sito

Città:

Longitudine:

Latitudine:

Vita nominale:

Classi d'uso:

Parametri di pericolosità sismica

	SLV	SLD	SLO
a_g	1,547	0,664	0,543
F_0	2,47	2,53	2,53
T_C^*	0,30	0,28	0,26
T_R	475	50	30

Azione sismica

NT 08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO
a_g	1,547	0,664	0,543
F_0	2,47	2,53	2,53
T_C^*	0,30	0,28	0,26
T_R	475	50	30

Classe suolo

	SLV	SLD	SLO
S_S	1,20	1,20	1,20
T_B	0,14	0,13	0,12
T_C	0,42	0,40	0,37
T_D	2,23	1,87	1,82

Categoria topografica

S_T

OK Annulla ?

Figura 5.1.4.1 – Azione sismica.

5.2 – Scelte di modellazione

Secondo quanto precedentemente illustrato al § 3.2 “Il sistema strutturale” si è definito un modello dell’edificio su 5 livelli, ognuno caratterizzato da un’altezza di piano media qualora gli ambienti dei vari corpi del Castello non abbiano un’unica altezza al piano considerato:

- livello 1 (piano seminterrato) $H_{\text{livello}}=300$ cm, a cui corrisponde il livello delle fondazioni;
- livello 2 (piano terra) $H_{\text{livello}}=480$ cm;
- livello 3 (piano primo) $H_{\text{livello}}=480$ cm;
- livello 4 (piano secondo) $H_{\text{livello}}=300$ cm;
- livello 5 (piano terzo) $H_{\text{livello}}=220$ cm.

Si è scelto di trascurare nel modello dell’edificio gli annessi esistenti viste le esigue dimensioni e l’insufficientemente collegamento alle pareti del Castello evidenziato sia dalle caratteristiche costruttive degli stessi che dallo stato fessurativo post-sisma (Allegato 2 “Elaborati grafici: stato attuale e di progetto”). Si prevede comunque la sostituzione della copertura in legno massiccio danneggiata nella rimessa per la quale si effettuerà una verifica statica locale.

Le tramezzature con spessore di 10-15 cm non sono state modellate (§ 7.2.6 NTC08) in quanto il loro contributo irrigidente risulta ininfluenza nel comportamento sismico globale dell’edificio quindi sono state considerate solo in termini di massa come parte integrante del carico del solaio come già esposto al § 4.2.3 del presente lavoro.

I due montacarichi presenti a partire dal livello del seminterrato sono stati trascurati nella modellazione in quanto per loro caratteristiche

costruttive scaricano, tramite una loro fondazione a platea, direttamente sul terreno senza interessare le murature dell'edificio.

Gli archi in muratura presenti al livello del seminterrato, al di sotto delle coperture voltate, sono stati modellati come grandi aperture all'interno di una parete in muratura definita in quanto il programma non permette espressamente la definizione di archi.

Le aperture murate presenti, realizzate in maniera adeguata, non sono state modellate in quanto l'intervento di chiusura delle nicchie ha effetti benefici sulla risposta del pannello murario al sisma.

Negli edifici in muratura le catene hanno la funzione di migliorare l'ammorsamento fra le pareti e di contrastare le spinte esercitate da archi e volte sui piedritti. Il Castello di Sant'Apollinare presenta ai livelli inferiori (seminterrato, piano terra e primo piano) catene "originali" e catene più recenti installate negli anni novanta. Dal rilievo del quadro fessurativo post-sisma si evidenzia come le catene esistenti abbiano permesso l'attivazione del meccanismo locale di ribaltamento impedendolo solo fisicamente. Si è scelto, quindi, di considerare spingenti tutte le strutture voltate con presenza di lesioni compatibili con l'attivazione del meccanismo locale generato dal sisma. Il grado di ammorsamento delle strutture voltate alle pareti è stato considerato "mediocre".

I cordoli in c.a esistenti, dovuti ad interventi di ripristino delle coperture effettuati negli anni novanta, sono stati modellati grazie alla possibilità, prevista nel programma, di inserire pannelli murari con cordoli sommitali.

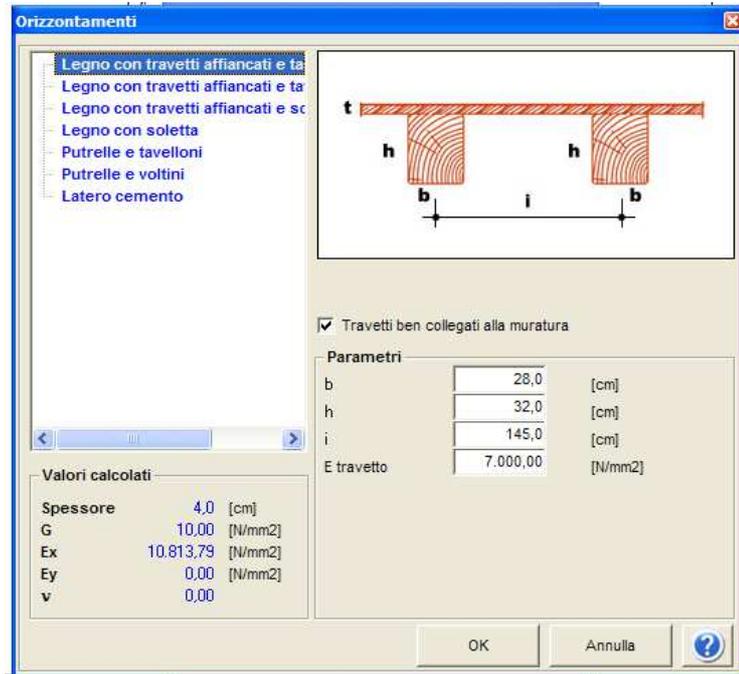
I materiali esistenti inseriti nella modellazione sono i seguenti:

Materiale		Materiale		Materiale	
Nome		Nome		Nome	
legno C14		pietrame disordinata		laterizio	
E [N/mm ²]	7.000,00	E [N/mm ²]	870,00	E [N/mm ²]	1.500,00
G [N/mm ²]	440,00	G [N/mm ²]	290,00	G [N/mm ²]	500,00
w [kN/m ³]	4	w [kN/m ³]	19	w [kN/m ³]	18
fwm [N/mm ²]	14,0	fm [N/cm ²]	99,99	fm [N/cm ²]	240,00
		τ [N/cm ²]	2,00	τ [N/cm ²]	5,99
		fk [N/cm ²]	51,85	fk [N/cm ²]	124,44
fwk [N/mm ²]	1,7	FC	1,35	FC	1,35
γ_m	1,50	γ_m	3,00	γ_m	3,00
Kmod	0,90	Stato	Esistente	Stato	Esistente
Colore materiale		Colore materiale		Colore materiale	
Texture		Texture		Texture	
Libreria	Progetto	Descrizione	coincide stato attuale e progetto	Libreria	Progetto

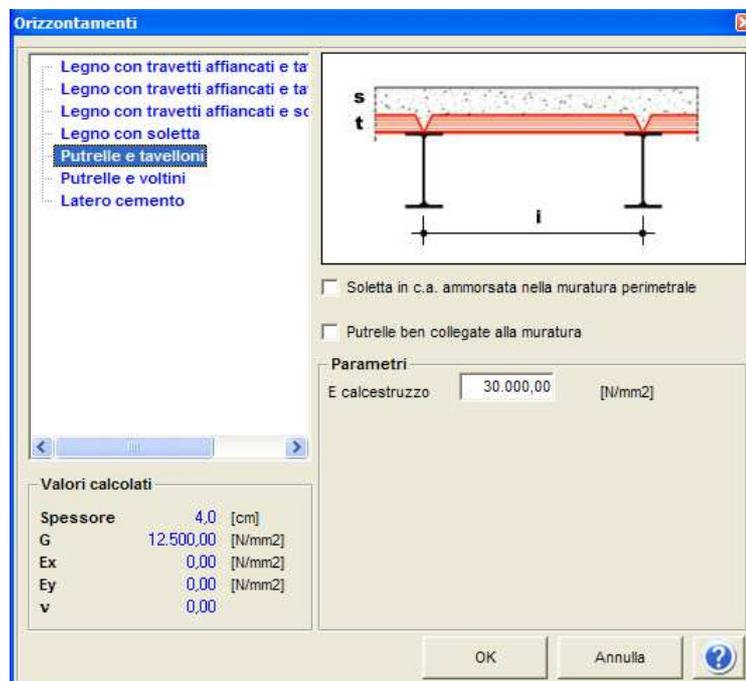
I solai in legno e quelli in acciaio-laterizio privi di solette di piano, sono stati modellati come diaframmi flessibili per garantire un comportamento indipendente delle pareti senza redistribuzione delle azioni, in fase non lineare tra una parete e l'altra. Pertanto la massa associata a ciascun nodo (e quindi l'azione sismica ivi gravante) non può trasferirsi alle altre pareti. Tra le proposte presenti nel programma di calcolo si sono scelte la tipologia "Legno con travetti affiancati e tavolato semplice" per tutti i solai in legno e quella in "Putrelle e tavelloni" per i solai acciaio-laterizio.

Il programma calcola automaticamente i valori del solaio equivalente da inserire nel modello di calcolo secondo semplici equazioni di omogeneizzazione e secondo le formule che legano tra loro i parametri dei materiali. Si riportano degli esempi.

- solai in legno:

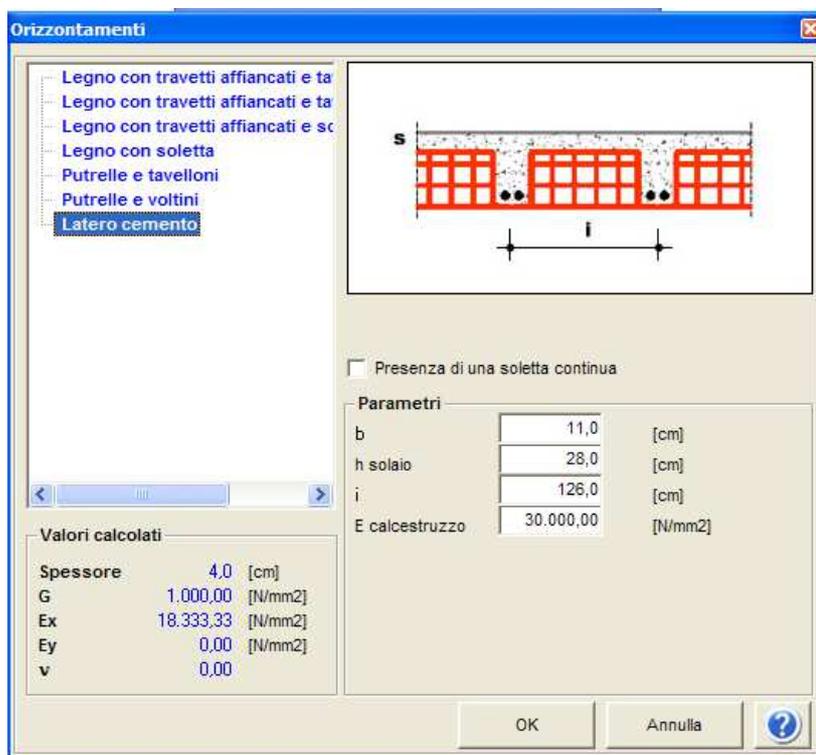


- solai in acciaio-laterizio



Le coperture dell'edificio sono di diversa natura nei diversi corpi che lo compongono come già evidenziato al § 3.2 del presente lavoro. La copertura "A1" in capriate in legno è stata schematizzata come un solaio deformabile praticamente privo di peso ed i carichi sono stati applicati sulle murature in funzione dell'orditura rilevata.

Le coperture "A3" in lastre alveolari e muricci e "A4" in acciaio-laterizio con capriate in acciaio, ubicate al di sopra dei solai in legno di sottotetto, sono per loro natura deformabili per cui, nella modellazione, senza definire ulteriori solai, contando sulla rigidità di quelli del sottotetto si sono semplicemente applicati i carichi sulle murature in funzione dell'orditura. La copertura "A2" in SAP inclinato A2 è stata modellata con il solaio in laterocemento proposto nel programma di calcolo. I carichi, anche in quest'ultimo caso, sono stati inseriti sulle murature in funzione dell'orditura.



Le scale sono costruite su volte a botte inclinate e pianerottoli impostati su volte a crociera (Allegato 2 “Elaborati grafici: stato attuale e di progetto”). Per considerare l’effetto irrigidente delle volte e, quindi, nel suo complesso del corpo scala si è scelto di modellare le volte, non ricorrendo a solai e carichi applicati sulle murature. Nella realtà le scale presenti nell’edificio scaricano metà del loro peso nel livello sottostante e metà in quello sovrastante: questo ha rappresentato un problema nella modellazione in quanto in 3Muri non è possibile definire solai a quote diverse se prima non si predispongono elementi su cui possano poggiare i contorni del solaio stesso che vanno inevitabilmente ad aumentare l’onere computazionale oltre a rendere il modello troppo dettagliato per il tipo di analisi che elabora il programma di calcolo. In via approssimativa si è scelto di applicare l’elemento orizzontamento, con tutto il peso, al livello di un unico piano in modo da soddisfare, anche il requisito del programma per cui ad ogni piano non esista una porzione del livello considerato priva di orizzontamento.

Per ovviare a problematiche computazionali dovute al codice di calcolo del programma nel caso dei muri in falso sono stati inseriti elementi quali travi in c.a. o in legno a sostegno di questi elementi per pure esigenze di modellazione.

Con riferimento ai vincoli di base sono stati assunti incastri perfetti in ogni nodo coerentemente con quanto proposto dalle norme, che non prescrivono la definizione delle proprietà del terreno su cui poggia l’edificio.

5.3 – Il modello in 3Muri

Si riporta nelle successive figure il modello strutturale dell'edificio, globale e livello per livello costruito in 3Muri.

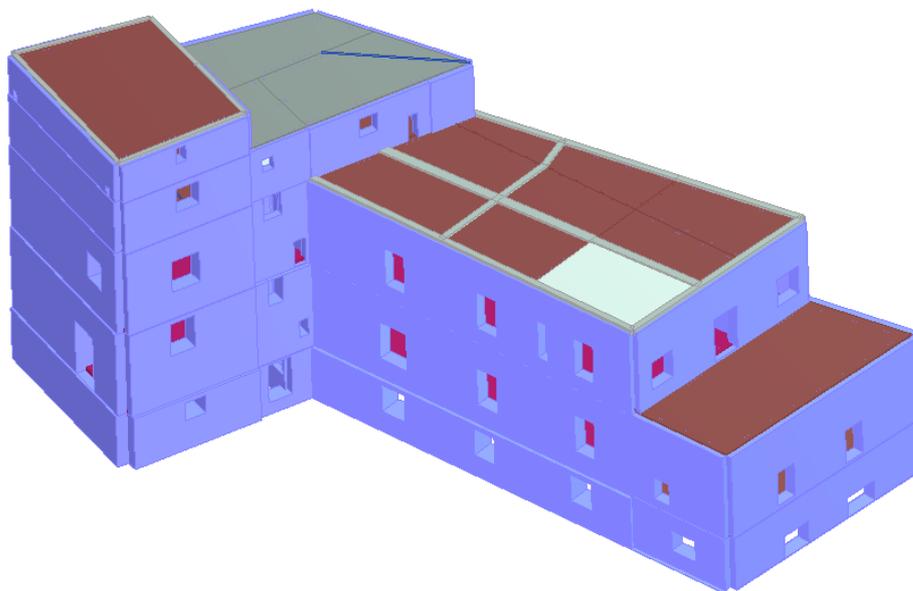


Figura 5.3.1 – Vista 3D dell'edificio

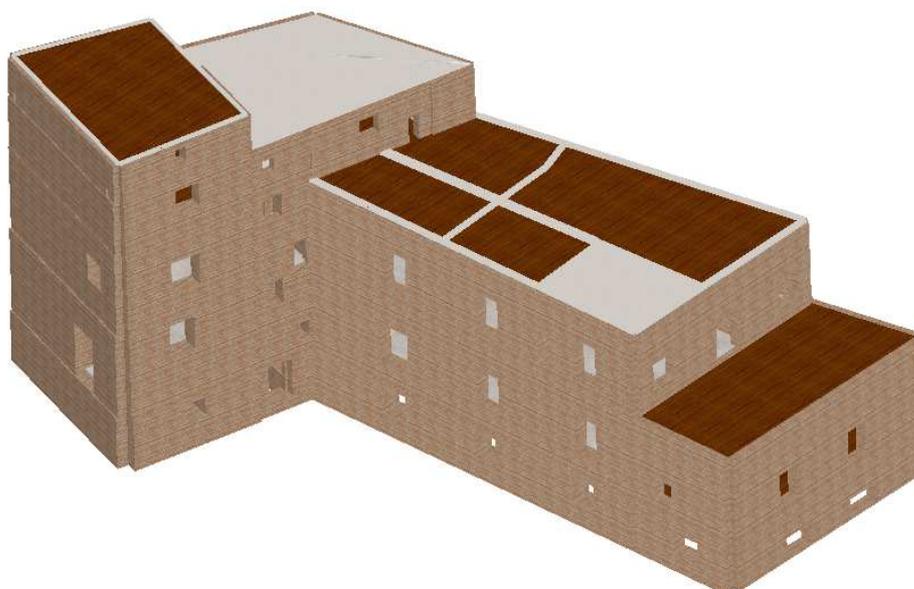


Figura 5.3.2 – Vista 3D dell'edificio – texture materiali



Figura 5.3.3 – Pianta livello 1 – piano seminterrato



Figura 5.3.4 – Pianta livello 2 – piano terra



Figura 5.3.5 – Pianta livello 3 – primo piano



Figura 5.3.6 – Pianta livello 4 – secondo piano.



Figura 5.3.7 – Pianta livello 5 – terzo piano

Nella modellazione con il software 3Muri il passo fondamentale è il calcolo della mesh che il programma genera automaticamente definendo i maschi murari, le fasce di piano e i nodi rigidi con i rispettivi colori indicati in figura 5.3.8. Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le pareti principali.



Figura 5.3.8 – Colori elementi della mesh delle pareti

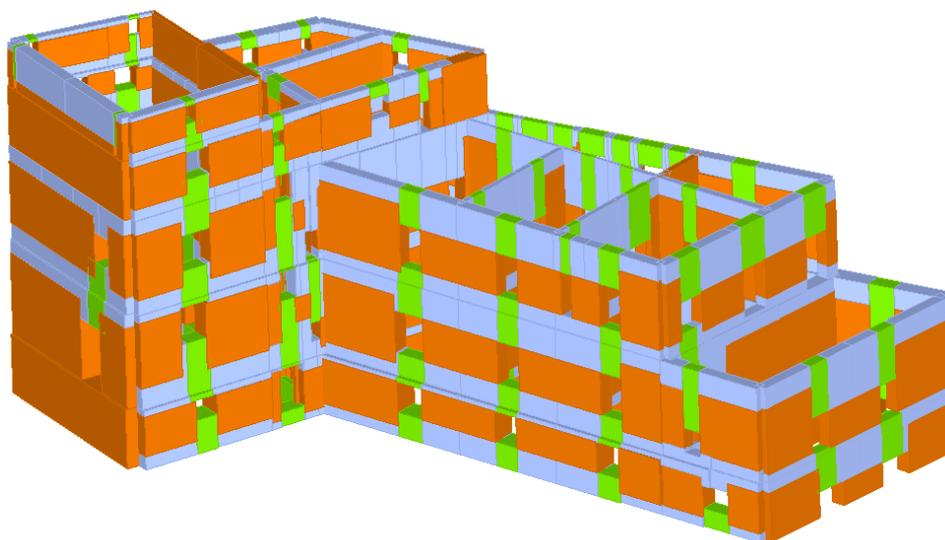
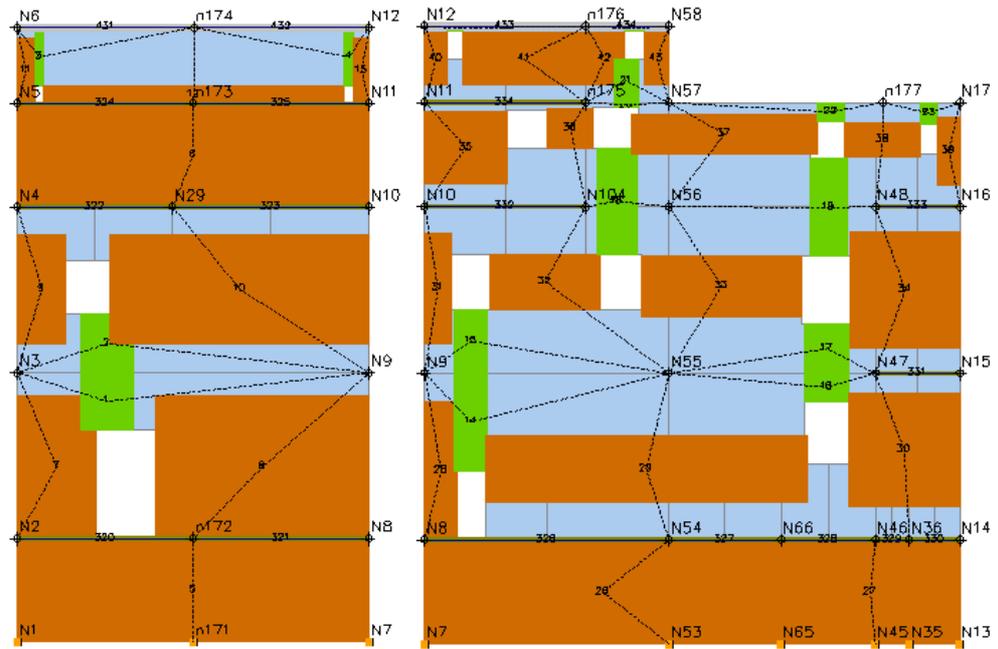
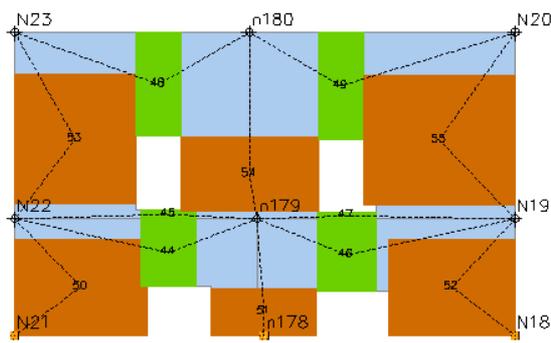
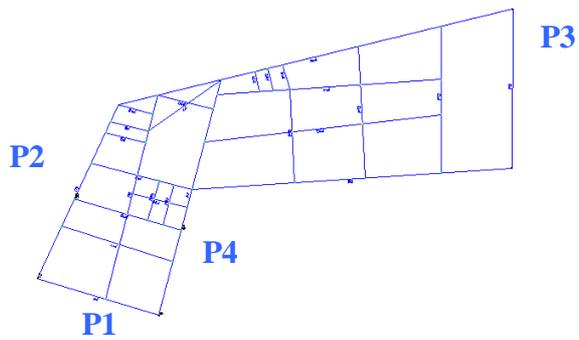


Figura 5.3.9 – Mesh 3D modello.

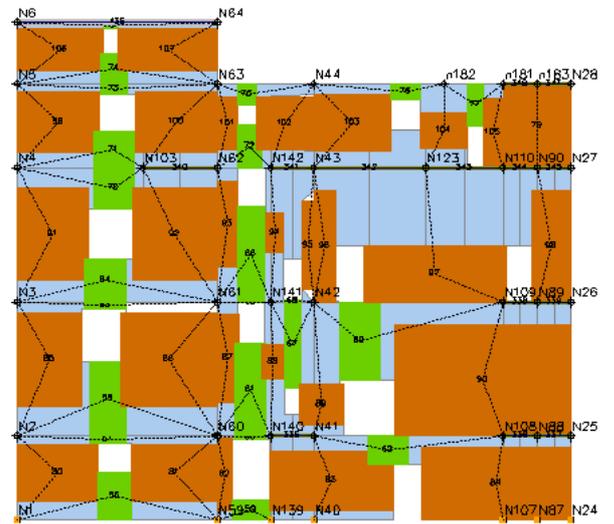


Parete 1

Parete 2

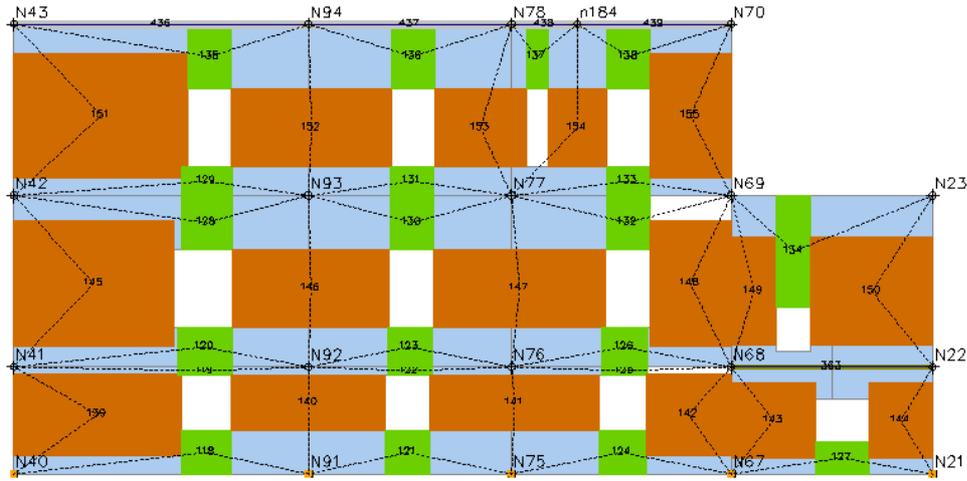


Parete 3

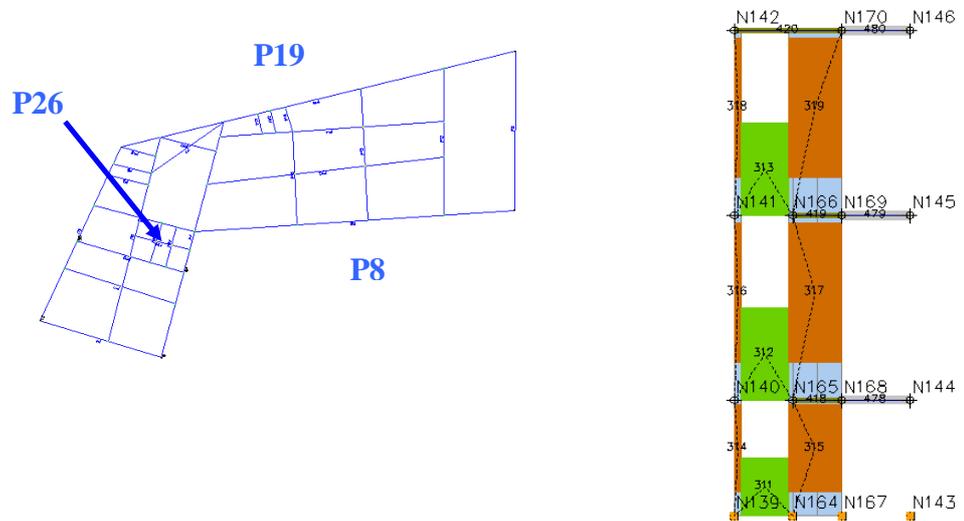


Parete 4

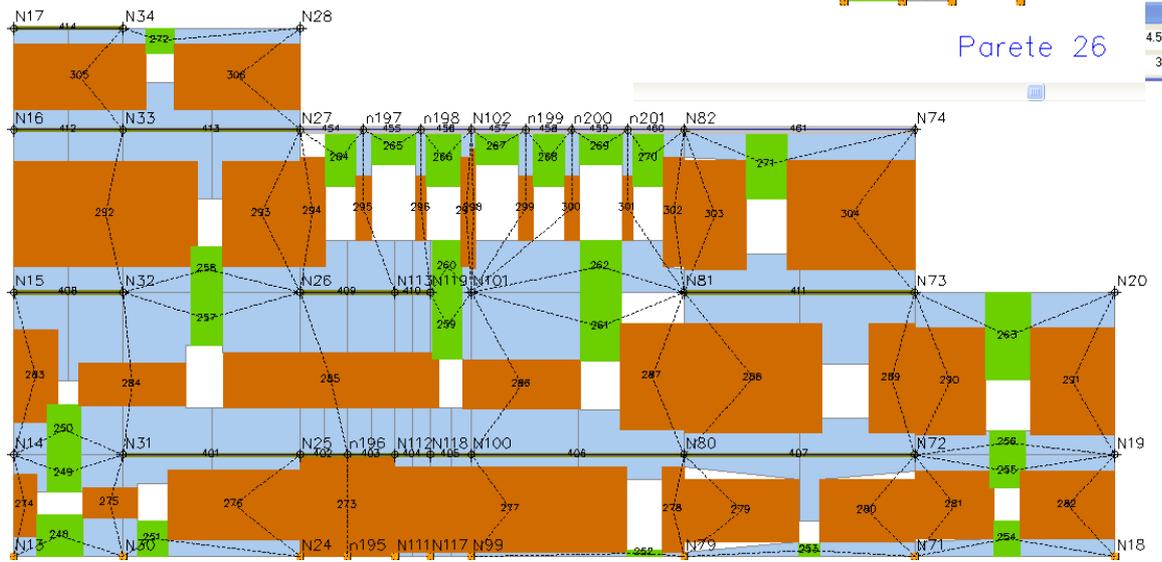
Figura 5.3.10 – Mesh Parete 1, 2, 3 e 4.



Parete 8



Parete 26



Parete 19

Figura 5.3.11 – Mesh Parete 8, 19 e 26.

5.4 – Analisi modale

Prima di procedere alla verifica sismica mediante analisi statica lineare si ricorda (§ 4.3 del presente lavoro di tesi) che nell'analisi pushover le forze da applicare possono avere una distribuzione proporzionale alla prima forma modale.

Si rende opportuno verificare che le forme modali dell'edificio in oggetto siano compatibili con i valori tipici delle costruzioni in muratura.

Si richiede al programma il calcolo delle prime dieci forme modali e si ottengono i seguenti risultati (tabella 5.4.1).

Tabella 5.4.1 – Lista delle forme modali.

Modo	Δ	T [s]	m_x [kg]	M_x [%]	m_y [kg]	M_y [%]	m_z [kg]	M_z [%]
1		0,34836	2.387.270	68,07	287.901	8,21	199	0,01
2		0,31537	45.107	1,29	684.340	19,51	80	0,00
3		0,27691	20.683	0,59	146.002	4,16	306	0,01
4		0,22935	91.723	2,62	829.686	23,66	388	0,01
5		0,20721	53.875	1,54	48.504	1,38	537	0,02
6		0,20209	72.437	2,07	148.809	4,24	251	0,01
7		0,17708	86.172	2,46	96.416	2,75	150	0,00
8		0,16499	31.334	0,89	7.907	0,23	2	0,00
9		0,14718	50.634	1,44	74.843	2,13	0	0,00
10		0,14565	104.290	2,97	34.040	0,97	0	0,00

La tabella riporta per ogni forma modale il periodo fondamentale (T), la massa partecipante (m) e la percentuale di massa partecipante (M) in tutte le tre direzioni x, y e z.

I valori dei periodi fondamentali risultano compatibili con il range tipico delle strutture in muratura e si ha una percentuale di massa partecipante nella prima forma modale maggiore del 60%, valore minimo affinché siano rispettate le limitazioni espresse precedentemente espresse al § 4.3 per l'applicazione dell'analisi non lineare per la costruzione in muratura.

È possibile visualizzare in pianta la deformata per ciascuna forma modale a ciascun livello in modo da controllare che tra le prime tre forme modali vi siano le due forme modali di traslazione lungo X e Y e la forma modale di rotazione. Si riportano le deformate in pianta riferite al livello, scalate di un fattore 150, dei primi tre modi di vibrazione (figura 5.4.1).

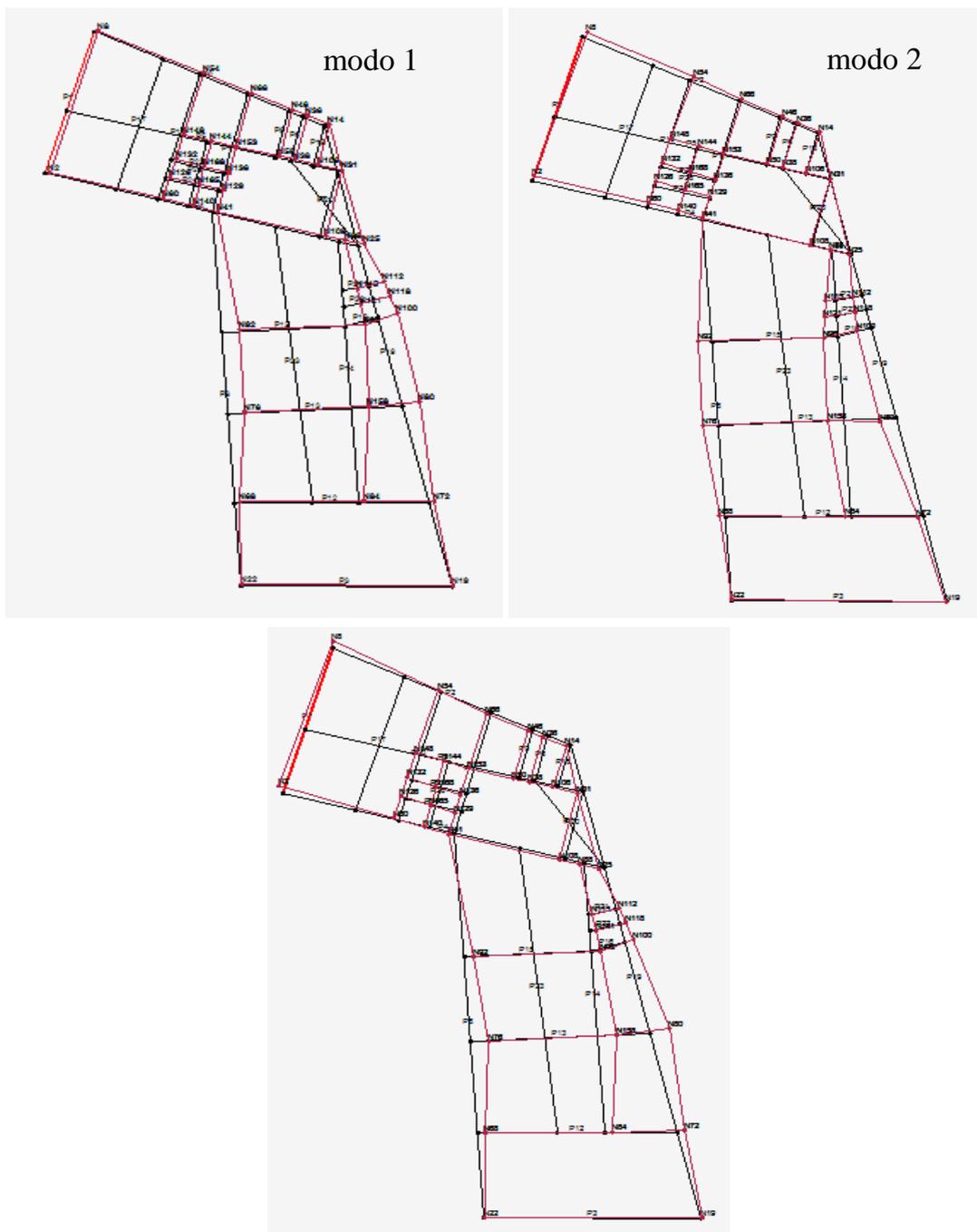


Figura 5.4.1 – Le prime tre forme modali.

5.5 – Verifica sismica globale

5.5.1 – Definizione parametri calcolo della pushover

Definito il modello di calcolo, si è proceduto all'esecuzione dell'analisi statiche non lineari con l'obiettivo di verificare la sicurezza della costruzione nei confronti dell'azione sismica. Si ricorda che la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1 delle NTC08.

Il programma prevede 24 condizioni di carico e, quindi, 24 pushover per tenere conto del sisma lungo X e Y nei due versi e delle eccentricità accidentali previste da normativa. Il calcolo viene eseguito con la normativa scelta.

In figura 5.5.1.1 le due direzioni di analisi sono state indicate rispetto alla pianta dell'edificio; è inoltre riportata la posizione del nodo 64, assunto come nodo di controllo.

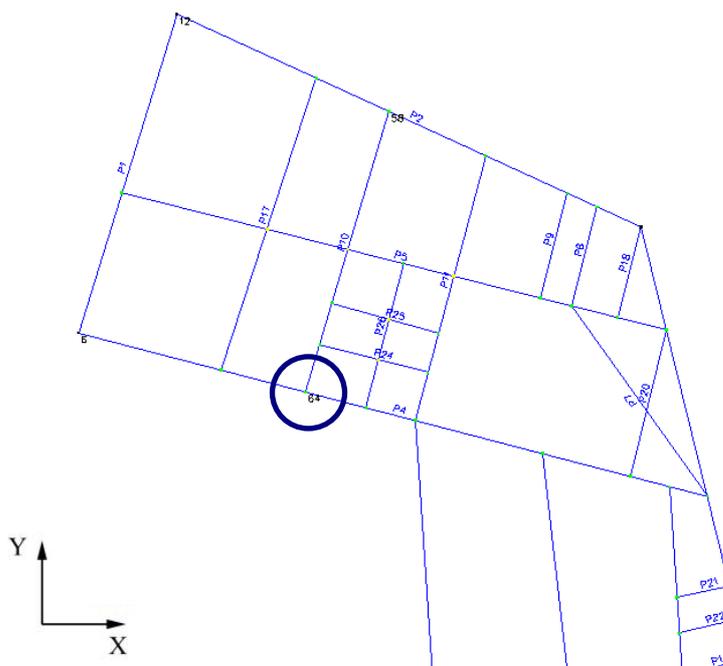


Figura 5.5.1.1 – Assi di riferimento e nodo di controllo.

Nel caso degli edifici in muratura, in particolare per quelli caratterizzati dalla presenza di orizzontamenti flessibili quali solai lignei o volte, i risultati delle analisi statiche non lineari risentono sensibilmente della scelta del nodo di controllo. Di conseguenza, per l'edificio oggetto di studio, lo spostamento diagrammato nella rappresentazione della curva di capacità corrisponde allo spostamento medio di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo. Come nodo di controllo è stato scelto il nodo 64, appartenente all'ultimo livello della costruzione.

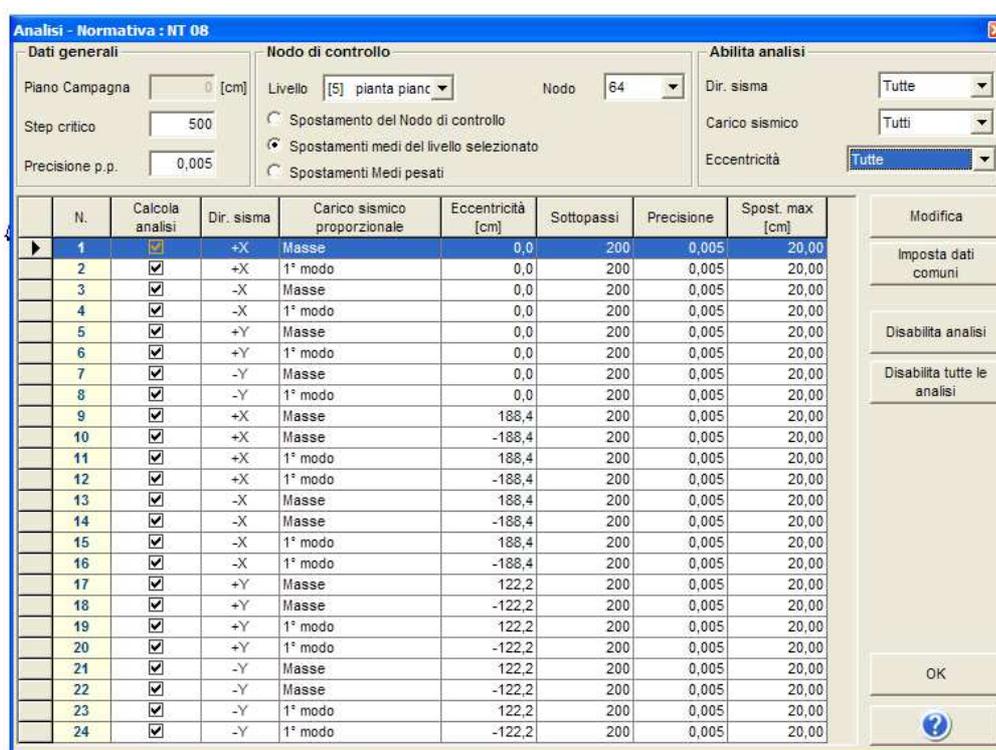


Figura 5.5.1.2 – Schermata di definizione parametri pushover.

Eseguito il controllo degli spostamenti vengono successivamente calcolati gli indicatori di rischio sismico ai sensi dell'Ord. .P.C.M. 3362 8/07/2004. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera.

Questi parametri sono ricavati a partire dai valori di PGA_{DS} , accelerazione stimata di danno severo, PGA_{DL} , accelerazione stimata di danno lieve, $PGA_{10\%}$, accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in

50 anni; ed infine $PGA_{50\%}$, accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni.

Per cui :

- indicatore del rischio di collasso;

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

- indicatore del rischio di inagibilità dell'opera.

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Sono inoltre riportati i valori di spostamento richiesto per lo stato limite ultimo e di danno, i valori di spostamento offerto per lo stato limite ultimo e di danno ed il fattore di struttura equivalente q^* .

5.5.2 – Curva di pushover

I risultati dell'analisi pushover eseguita sono riportati a pagina seguente (figura 5.5.2.1).

Verifica analisi														
Normativa														
<input type="checkbox"/> OPCM 3274 <input type="checkbox"/> NT 05 <input checked="" type="checkbox"/> NT 08 <input type="checkbox"/> DM 96														
	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	2,03	1,19	3,149	0,78	1,11	0,60	1,11	0,619	1,361
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	2,65	2,24	3,558	1,11	1,92	0,86	1,92	0,843	1,711
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	2,26	2,20	3,317	0,91	1,48	0,72	1,48	0,904	1,562
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	3,07	3,40	4,360	1,28	2,52	0,97	2,08	0,688	1,643
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,79	2,98	1,854	0,61	1,62	0,50	1,62	1,528	2,149
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,77	6,40	3,002	1,09	2,64	0,86	2,64	0,999	2,240
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,64	2,88	1,800	0,54	1,91	0,44	1,91	1,582	2,634
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,67	4,81	3,208	1,04	1,69	0,81	1,69	0,935	1,538
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	188,4	2,12	1,57	3,038	0,82	1,26	0,64	1,26	0,759	1,461
▶	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-188,4	1,93	0,78	3,575	0,74	0,78	0,56	0,78	0,454	1,054
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	188,4	2,77	2,78	3,515	1,17	2,26	0,89	2,26	0,854	1,920
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-188,4	2,47	2,04	3,961	1,02	1,19	0,80	1,19	0,757	1,161
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	188,4	2,35	3,50	3,426	0,95	2,40	0,75	2,40	0,876	1,992
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-188,4	2,19	1,24	3,406	0,86	1,24	0,68	1,24	0,592	1,379
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	188,4	3,40	3,45	4,072	1,43	2,00	1,08	2,00	0,737	1,402
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-188,4	2,95	2,12	4,399	1,24	1,68	0,94	1,68	0,682	1,360
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	122,2	1,63	3,33	1,845	0,53	2,42	0,44	2,42	1,626	3,216
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-122,2	2,05	2,69	1,982	0,72	2,28	0,59	2,28	1,257	2,551
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	122,2	2,47	2,16	2,780	0,93	1,94	0,72	1,94	0,885	1,880
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-122,2	3,07	3,07	2,855	1,25	2,81	1,00	2,81	1,001	2,158
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	122,2	1,47	2,59	1,816	0,46	1,26	0,38	1,26	1,563	2,067
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-122,2	1,83	2,68	1,866	0,63	2,58	0,51	2,58	1,367	3,096
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	122,2	2,44	1,38	2,753	0,91	1,25	0,71	1,25	0,609	1,297
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-122,2	2,70	2,79	3,161	1,06	2,29	0,83	2,29	0,949	2,014

Legenda colori

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

Piano-Soil

Visualizza dettagli analisi

Inserisci tutte le analisi in relazione

Attiva normativa

Cancella analisi

Esci

Figura 5.5.2.1 – Risultati analisi pushover.

Il programma di calcolo seleziona automaticamente, sottolineandole in giallo, le due analisi non verificate più gravose una in direzione X e l'altra in direzione Y. Per ognuna delle 24 analisi eseguite è possibile andare a visualizzare i dettagli ovvero i risultati numerici, il prospetto della parete interessata e la pianta generale deformate in funzione del passo considerato, la curva pushover dell'intera struttura anch'essa al passo considerato e la bilatera del sistema equivalente.

Nel caso in esame l'analisi vincolante è la n°10, con carico sismico proporzionale alle masse, in cui $\alpha_u = 0,454$. Selezionando la visualizzazione del dettaglio delle analisi si ottiene la seguente schermata (figura 5.5.2.2).

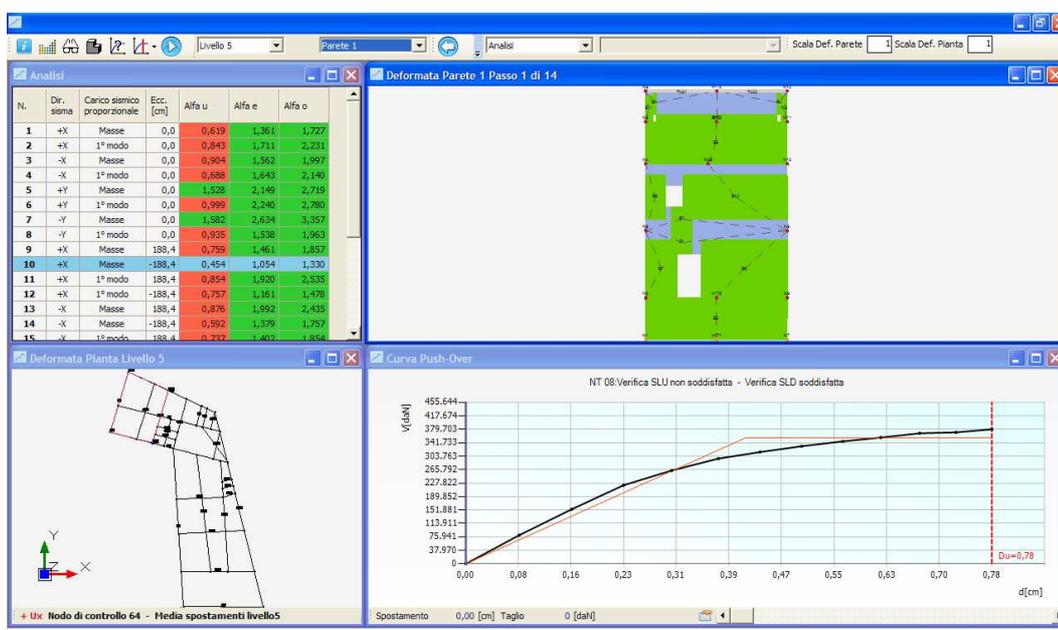


Figura 5.5.2.2 – Schermata dettagli analisi - 1.

La curva di pushover , in basso a destra nella schermata precedente, viene riportata in dettaglio (figura 5.5.2.3).

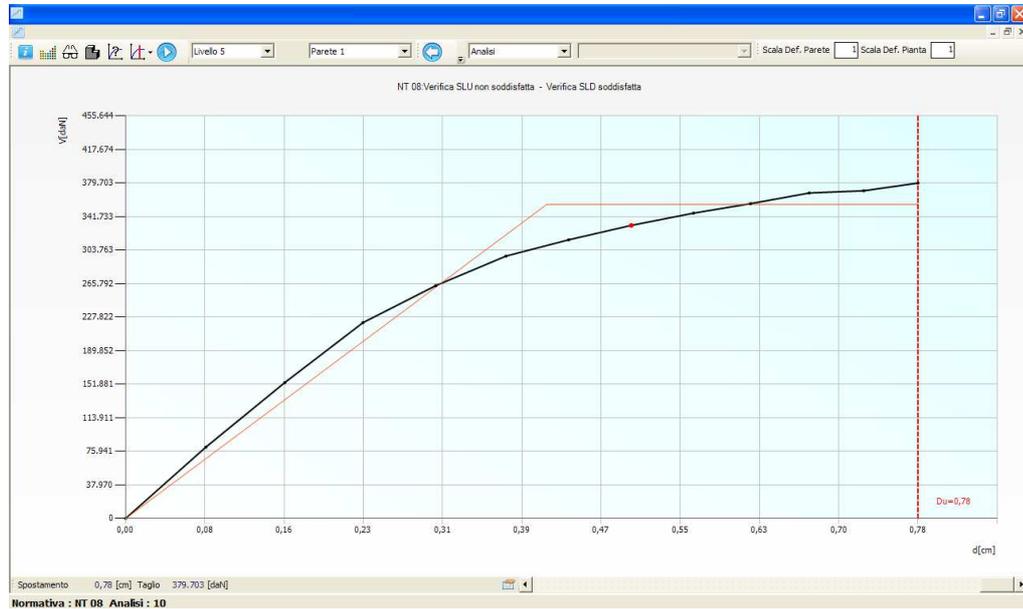


Figura 5.5.2.3 – Curva di pushover vincolante direzione X - analisi n°10.

Per completezza di trattazione si riporta anche la curva di pushover con il minor valore di α_u ottenuta nella direzione Y con carico sismico proporzionale al primo modo (figura 5.5.2.4)

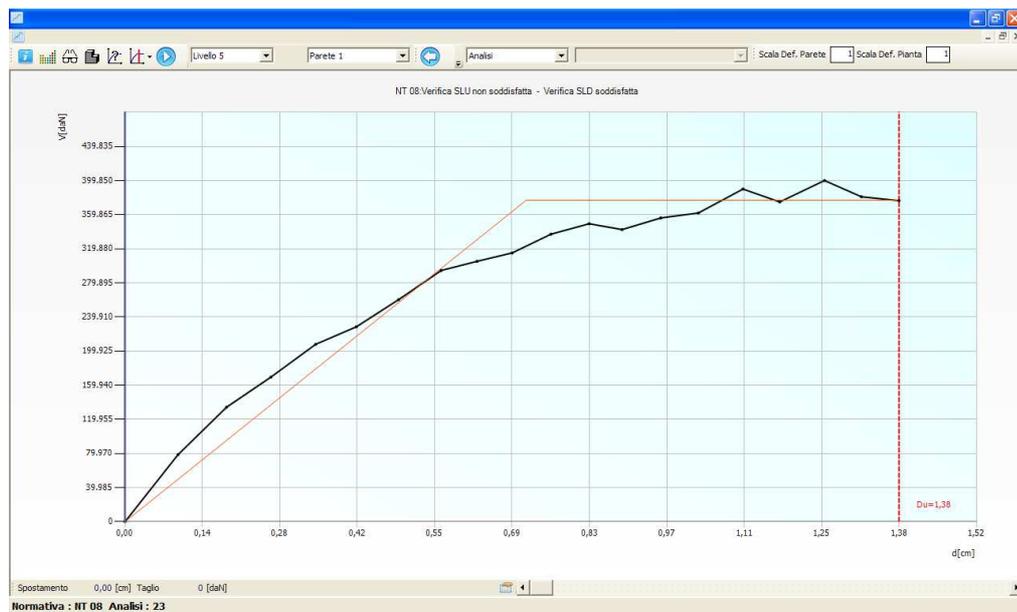


Figura 5.5.2.4 – Curva di pushover direzione Y - analisi n°23.

5.5.3 – Stato di danneggiamento

I dettagli dell'analisi n°10 (figura 5.5.3.1) permettono di esaminare il numero di sottopassi dell'analisi stessa, lo stato di danneggiamento degli elementi parete, in percentuale rispetto al primo passo o a quello precedente, ed effettuare il controllo di spostamento dei nodi della parete.

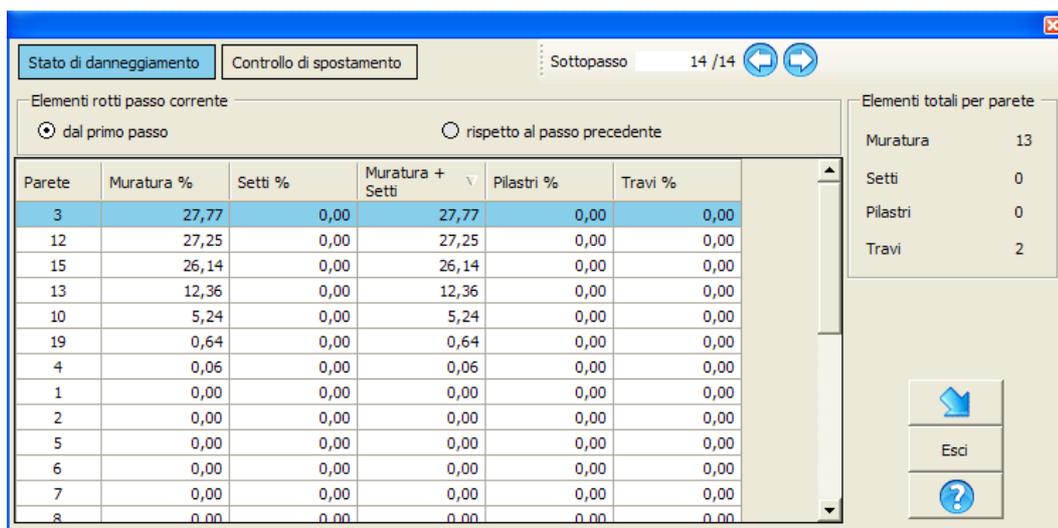


Figura 5.5.3.1 – Schermata dettagli analisi - 2.

Selezionando la parete di cui si vuole controllare lo stato di danneggiamento mediante la schermata già vista in figura V.5.2.2 si può ottenere l'entità del danno ad ogni sottopasso. le tipologie di danneggiamento possono essere individuate tramite la legenda proposta dal programma di calcolo (figura 5.5.3.2).

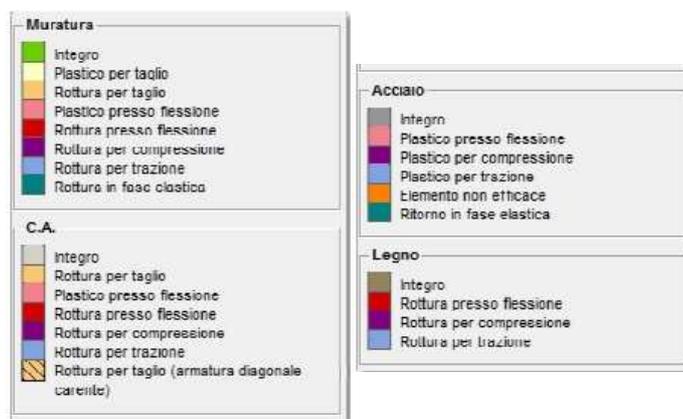


Figura 5.5.3.2 – Legenda stato di danneggiamento.

A titolo di esempio per la parete 3 che risulta maggiormente danneggiata nell'analisi n°10 in oggetto ha la seguente evoluzione dello stato di danno (figura 5.5.3.3).

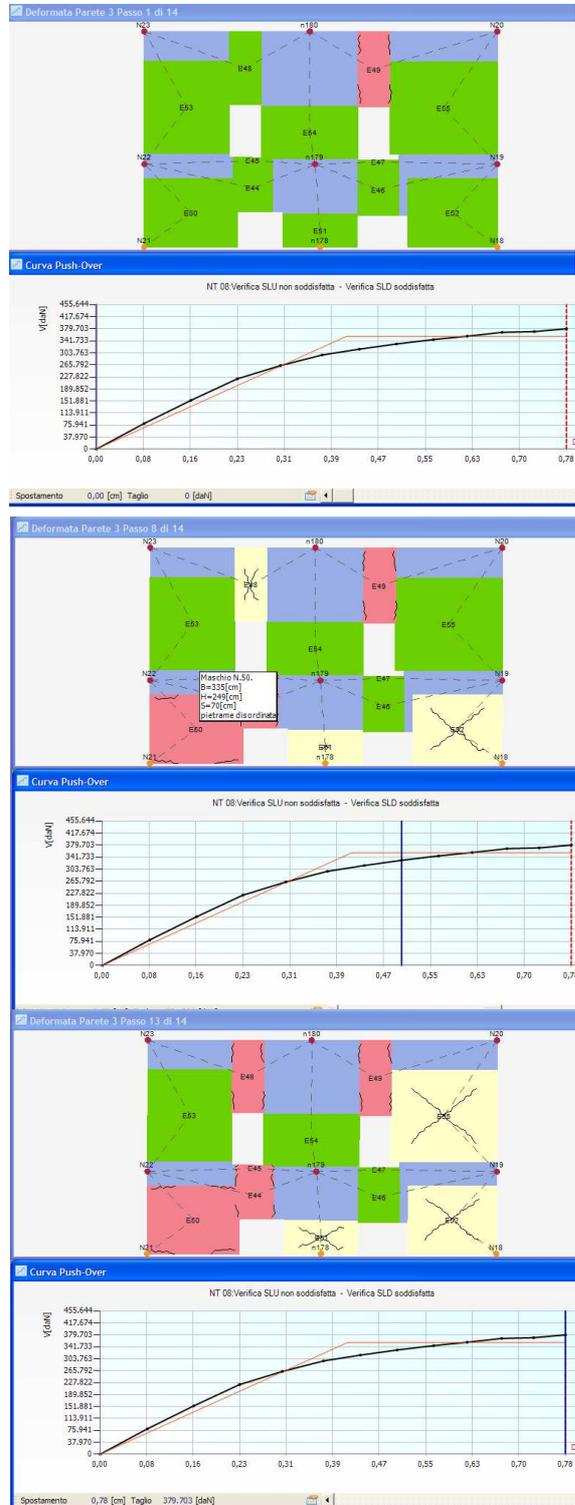


Figura 5.5.3.3 – Evoluzione dello stato di danneggiamento.

È anche possibile visualizzare lo stato di danneggiamento complessivo della struttura nel caso di analisi considerato visualizzando l'edificio in 3D ai vari passi dell'analisi stessa (figure 5.5.3.4, 5.5.3.5, 5.5.3.6, V.5.3.7 e 5.5.3.8).

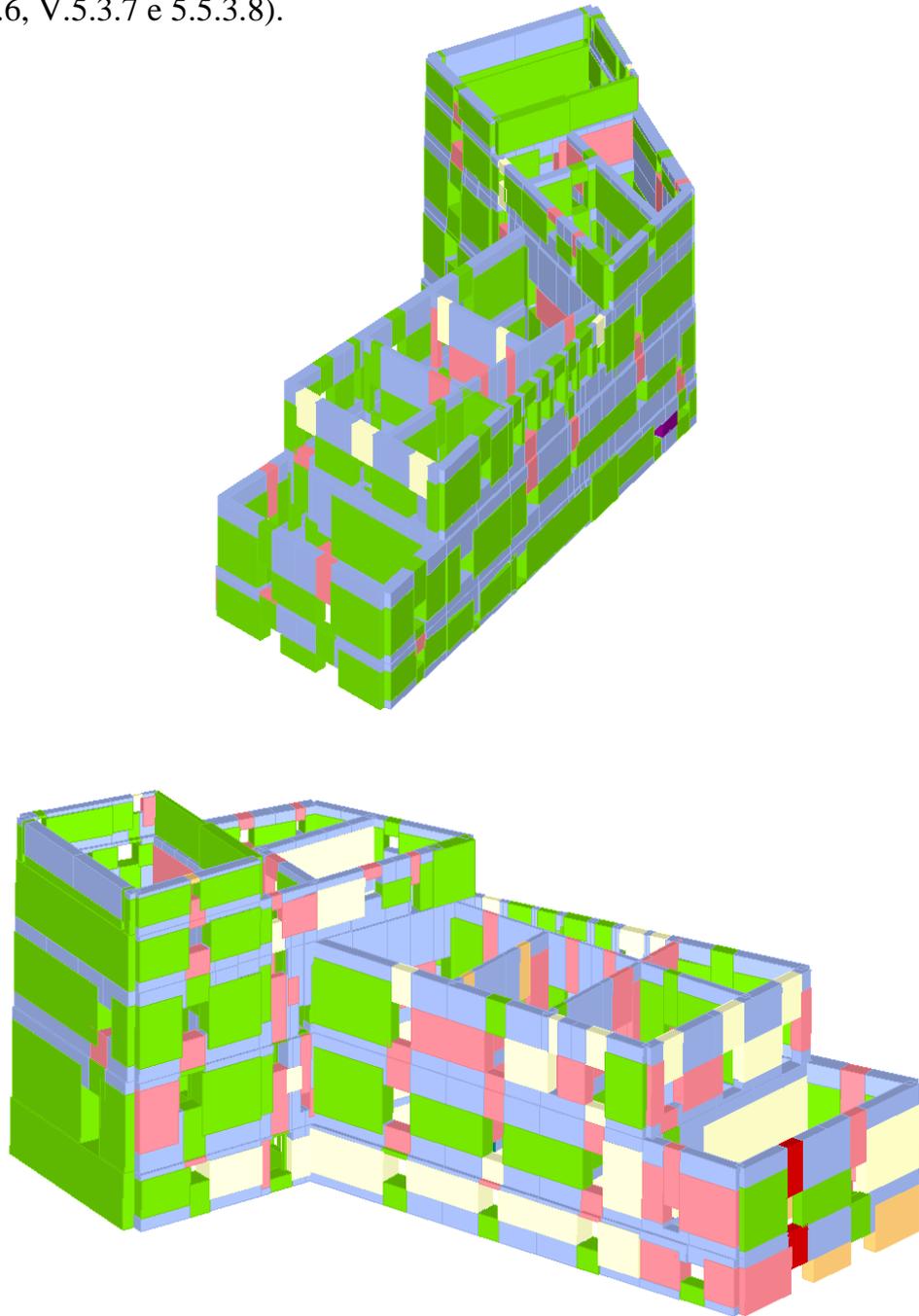


Figura 5.5.3.4 – Stato di danneggiamento – passo n°4 e n°10.

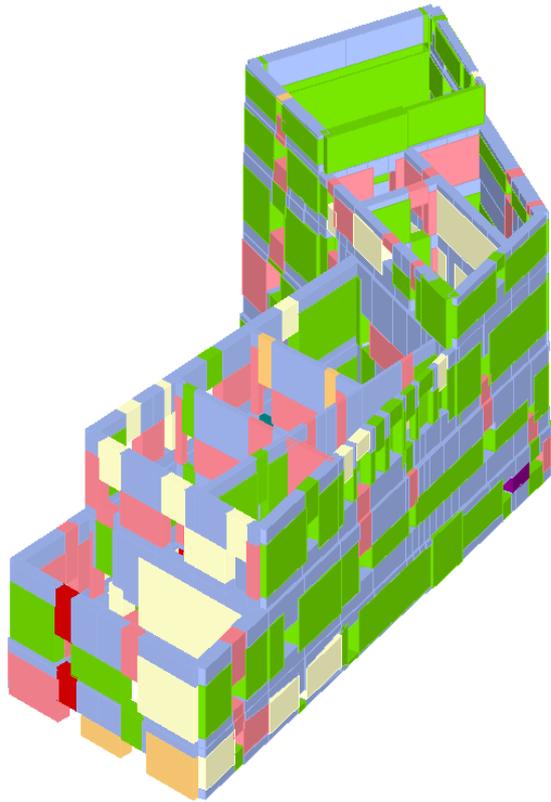
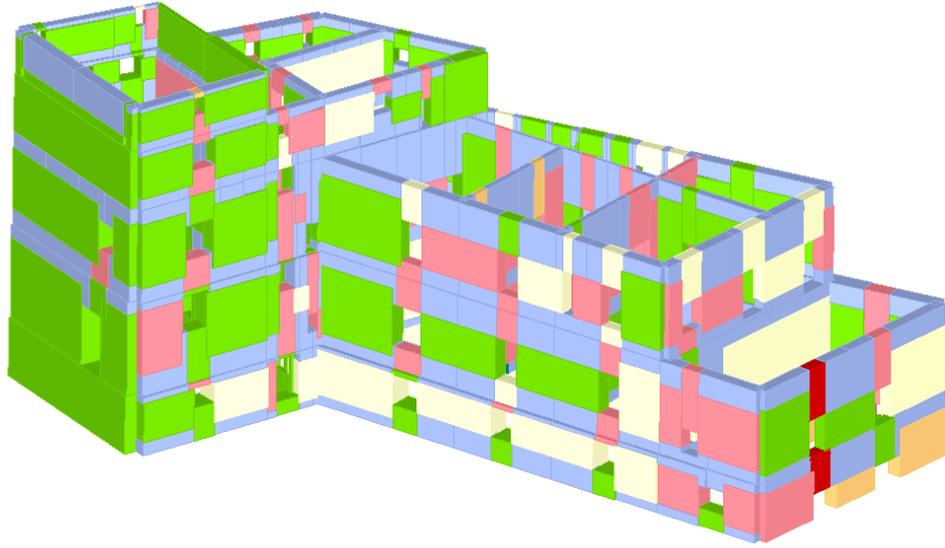


Figura 5.5.3.5 – Stato di danneggiamento – passo n°14.

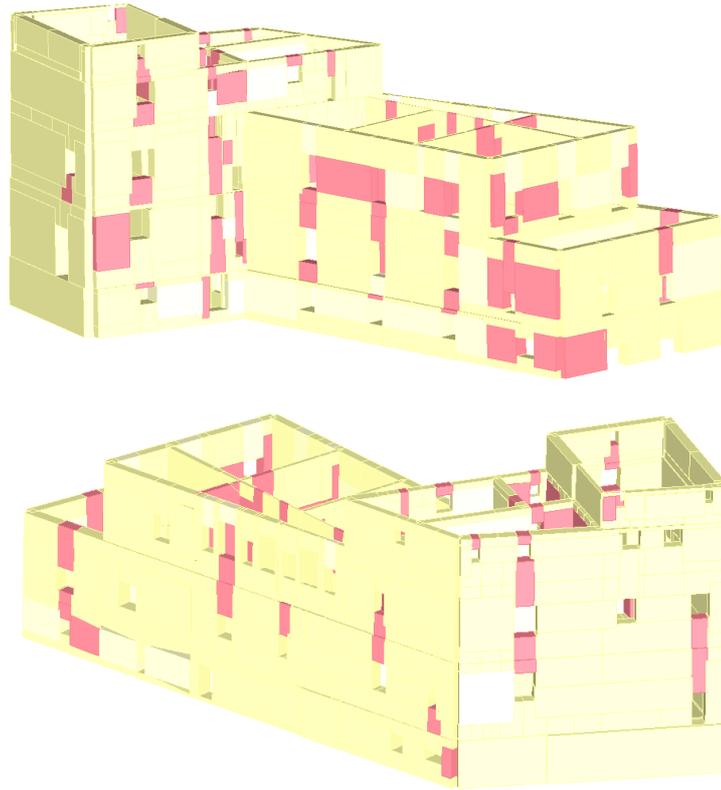


Figura 5.5.3.6 – Stato di danneggiamento con i soli elementi arrivati a plasticizzazione – passo n°14.

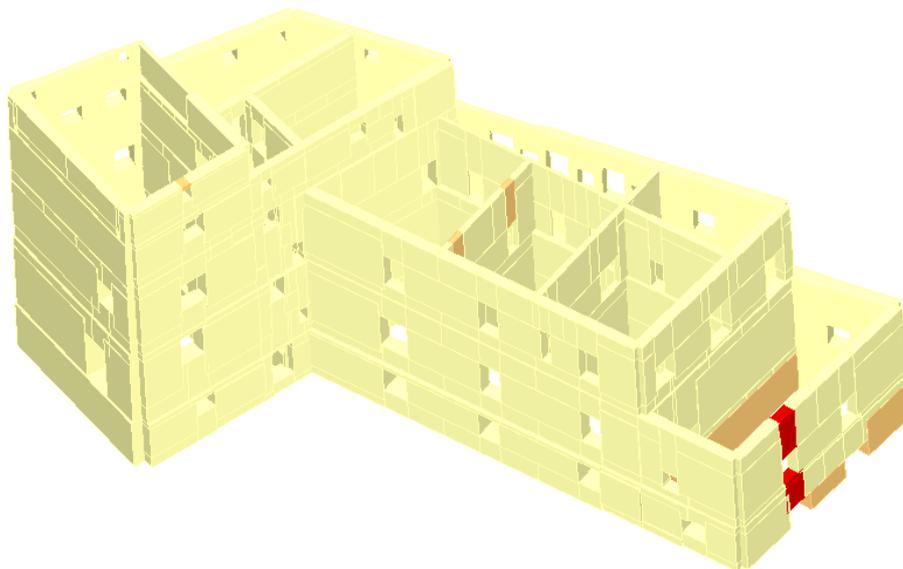


Figura 5.5.3.7 – Stato di danneggiamento con i soli elementi arrivati a rottura – passo n°14.

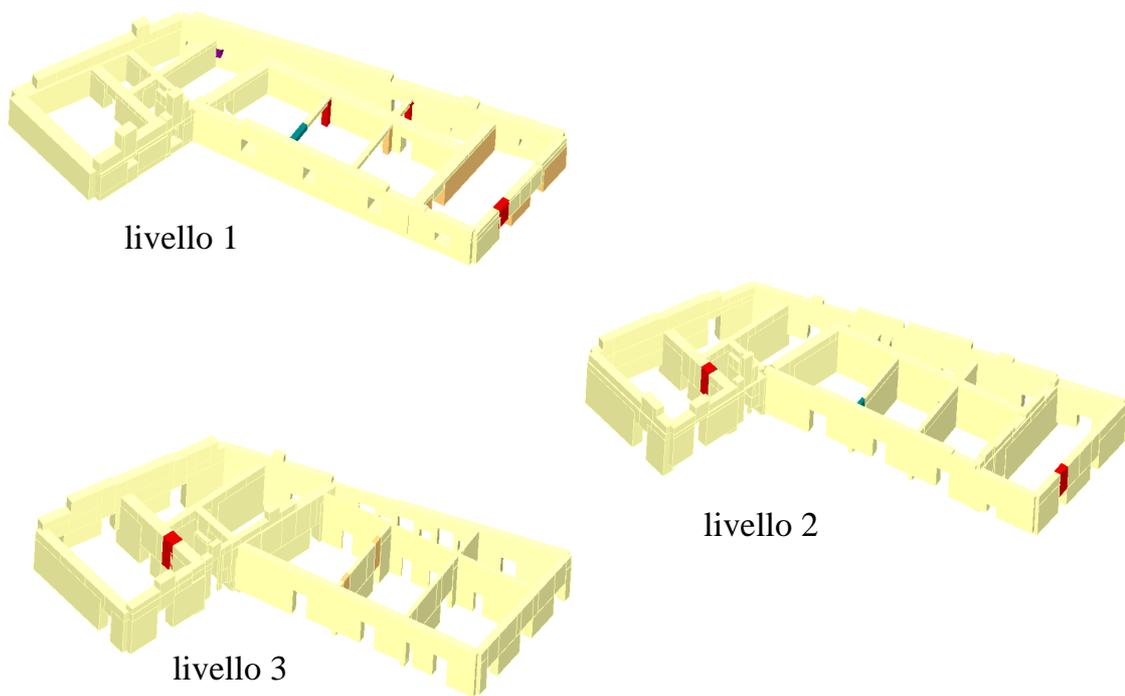


Figura 5.5.3.8– Stato di danneggiamento con i soli elementi arrivati a rottura ai livelli 1, 2 e 3– passo n°14.

5.5.4 – Dettagli verifiche

Le verifiche SLV, SLD e SLO sono soddisfatte quando l'offerta di spostamento D_u della struttura risulta superiore alla richiesta di spostamento D_{max} richiesta dal sisma. Secondo quanto prescritto al § 7.8.1.6 NTC08 nella verifica allo SLV è inoltre richiesto che il fattore di struttura equivalente $q^* < 3$.

La vulnerabilità sismica dell'edificio è valutata in termini di accelerazioni (PGA) o di periodo di ritorno. La PGA_C è l'accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico) mentre la PGA_D è l'accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico). Il periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite è TR_C mentre il periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite è TR_D .

Si sottolinea come il valore di α_{PGA} sia indipendente dal calcolo di PGA su roccia o su suolo tipo e, non essendo quindi richiesti in questa sede particolari valori per le PGA, la casella è stata lasciata spuntata come di default.

La verifica sismica globale del Castello di Sant'Apollinare può essere riassunta mediante la schermata "Dettaglio Verifiche", ottenibile in 3Muri per ogni analisi e qui riportata per l'analisi più gravosa n°10 in direzione +X proporzionale alle masse (figura 5.5.4.1).

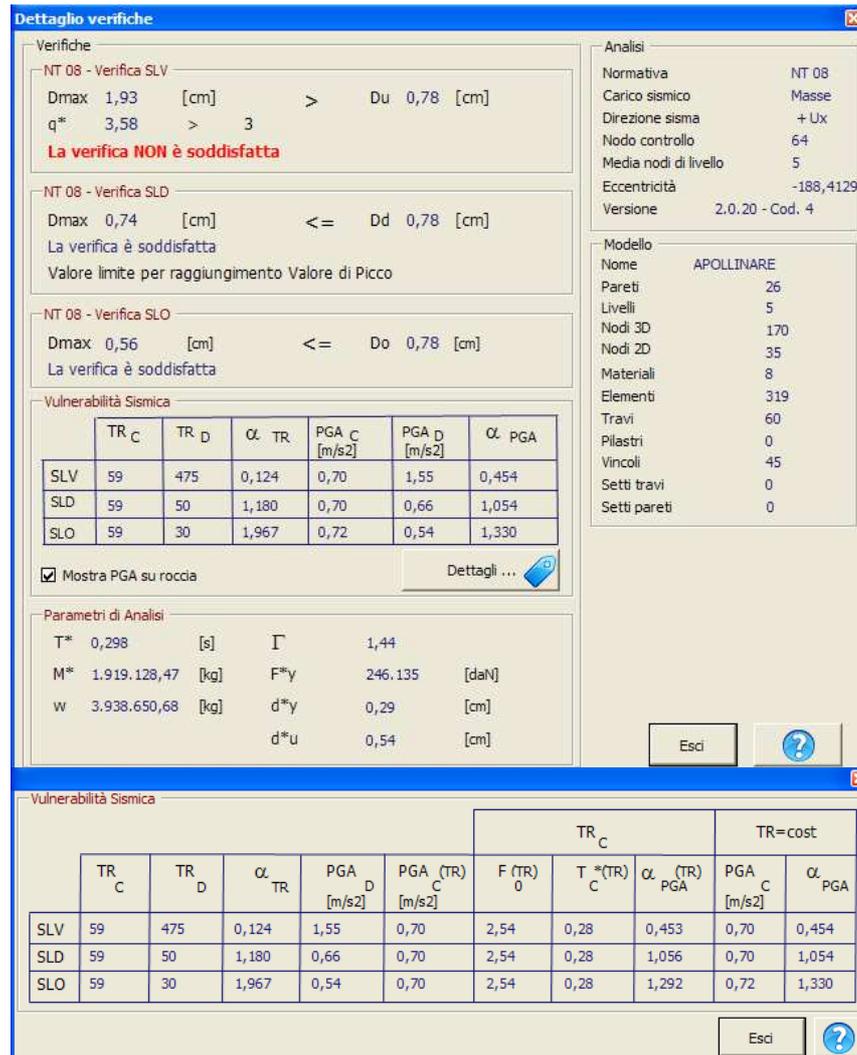


Figura 5.5.4.1 – Dettaglio verifiche e vulnerabilità sismica – analisi n°10 direzione +X.

Per completezza di trattazione si riporta anche il dettaglio delle verifiche per l'analisi n°23 più gravosa in direzione -Y proporzionale al primo modo con $\alpha_u = 0,696$ (figura V.5.4.2).

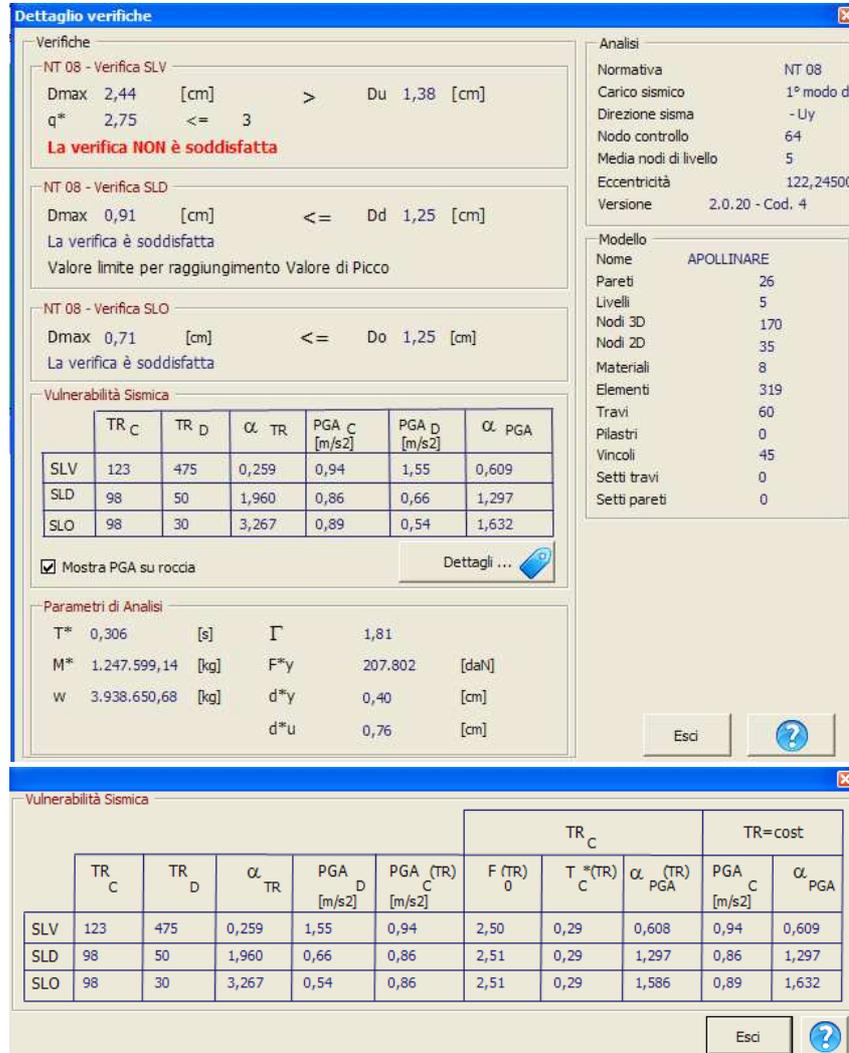


Figura 5.4.2 – Dettaglio verifiche e vulnerabilità sismica – analisi n°23 direzione -Y.

5.5.6 – Conclusioni

Il rilievo del danno unito ai risultati ottenuti con l'analisi sismica dell'edificio forniscono le informazioni necessarie in merito alla vulnerabilità sismica della struttura permettendo di scegliere gli interventi più opportuni.

Capitolo 6: Verifica sismica locale del Castello di Sant'Apollinare

6.1– Schemi generali di calcolo per i meccanismi locali

La sicurezza di una costruzione esistente in muratura deve essere valutata nei confronti sia dei meccanismi globali che interessano la costruzione nel suo complesso e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano, sia dei meccanismi locali che interessano singoli pannelli o porzioni più ampie della costruzione favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari.

Secondo quanto riportato al § C8.A.4 della Circolare 617/2009 la verifica di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel loro piano.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte mediante 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.

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 per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare e scorrere tra loro (meccanismo di danno e di collasso);

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 (moltiplicatore di attivazione del meccanismo) che comporta l'attivazione del meccanismo;
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale (si ottiene la curva a-d);
- trasformazione della curva ottenuta in una curva di capacità a^*-d^* , in accelerazioni a^* e spostamenti d^* spettrali;
- verifica di sicurezza attraverso gli spostamenti o resistenze richieste per la struttura .

Per l'applicazione del metodo si assumono le seguenti ipotesi:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra blocchi;
- deformabilità nulla dei blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 si applicano ai blocchi rigidi le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);

- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali forze esterne;
- eventuali forze interne.

Il moltiplicatore α_0 può essere determinato in due modi, o attraverso l'equilibrio alla rotazione rispetto ad un punto di rotazione o attraverso il principio dei lavori virtuali. Il primo si utilizza per casi semplici, il secondo per casi più complessi.

Secondo il principio dei lavori virtuali il lavoro delle forze interne e quello delle forze esterne devono essere uguali, $L_{fe} - L_{fi} = 0$.

6.2– Principali meccanismi di collasso locali

Nei seguenti paragrafi sono illustrati i principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura ed i relativi modelli cinematici di analisi. Si riassumono i simboli utilizzati con il loro significato:

- α è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -esimo;
- W_{oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);

- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- P_{Vij} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j-esimo;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- N è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- P_{Hij} è l'i-esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo j-esimo;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;

- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i-esimo oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- h_{pi} è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i-esimo;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- x_{Gi} è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i-esimo;
- y_{Gi} è il braccio verticale del peso proprio del corpo i-esimo;
- x_{GOi} è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- y_{GOi} è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- d è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{ij} è il braccio orizzontale dell'i-esimo carico verticale applicato in testa al corpo j-esimo;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- a_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;

- d_{vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo.

La nomenclatura appena elencata e i seguenti meccanismi sono stati riportati dall’ “Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni” fornito da RELIUS.

6.2.1 – 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 (figura 6.2.1.1).



Figura 6.2.1.1 – Meccanismo di ribaltamento semplice di parete.

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi α_0 si fa riferimento al seguente schema e alle seguenti formulazioni (figura 6.2.1.2).

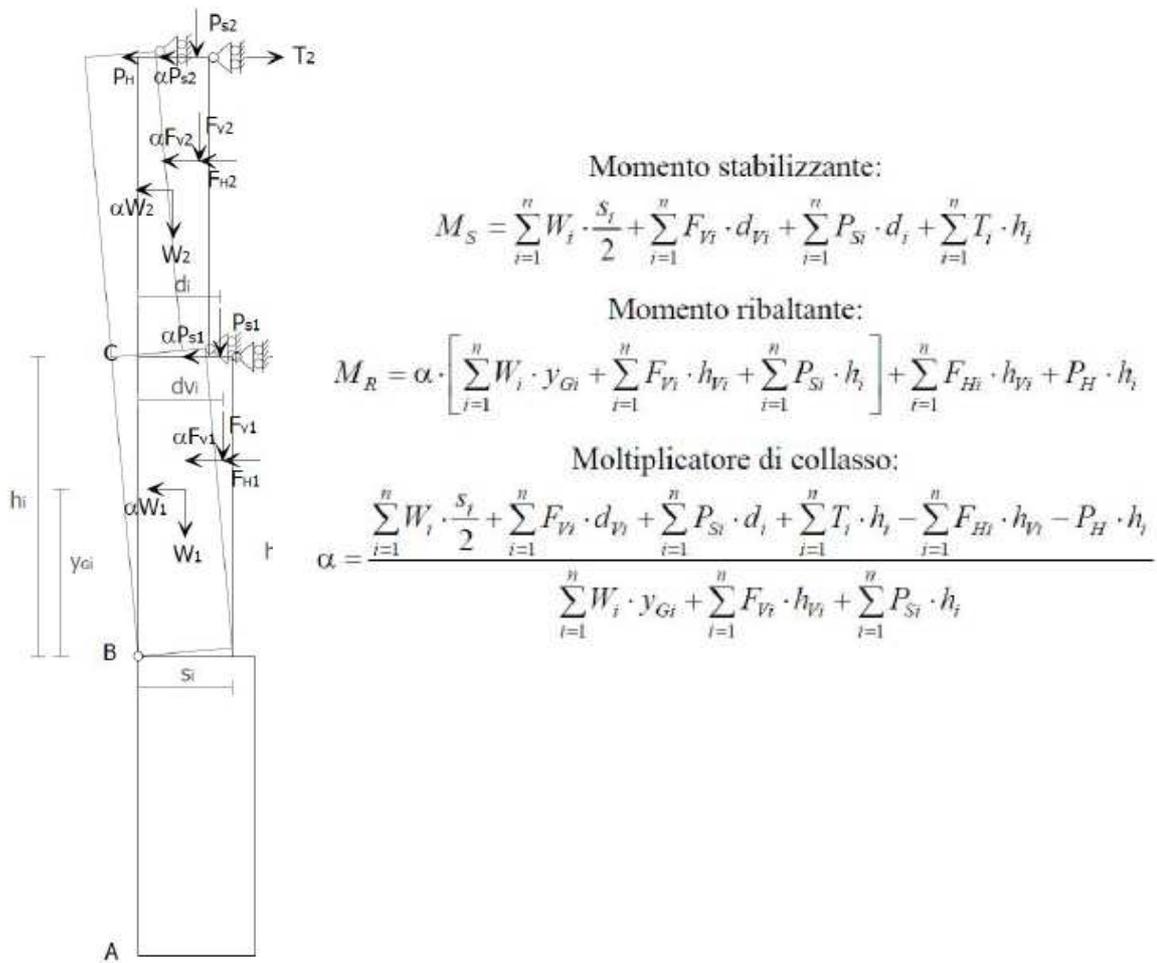
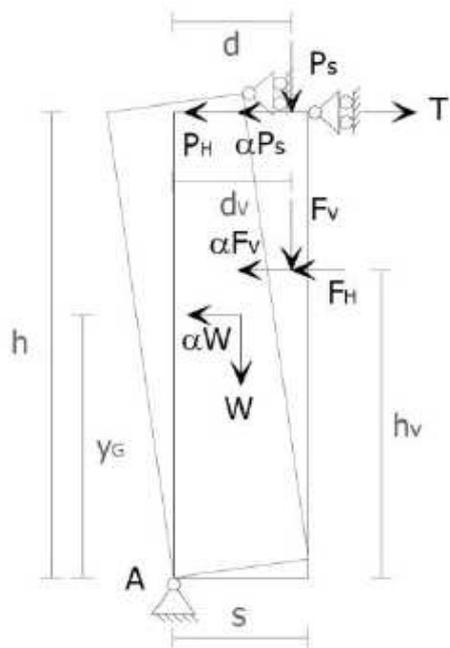


Figura 6.2.1.2 – Schema e relazioni per la determinazione di α_0 .

6.2.2 – Ribaltamento semplice di parete – parte alta

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi α_0 si fa riferimento al seguente schema e alle seguenti formulazioni (figura 6.2.2.1).



Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h] + F_H \cdot h_v + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h}$$

Figura 6.2.2.1 – Schema e relazioni per la determinazione di α_0 .

6.2.3 – Ribaltamento composto di parete

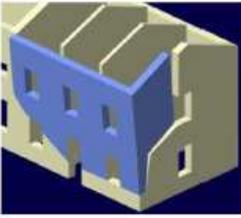
Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Storia Abruozzo 2009



Fonte: MEDEA - Papa e Zaccari, 2008





Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).

Figura 6.2.3.1 – Meccanismo di ribaltamento composto di parete.

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi α_0 si fa riferimento al seguente schema e alle seguenti formulazioni (figura 6.2.3.1).

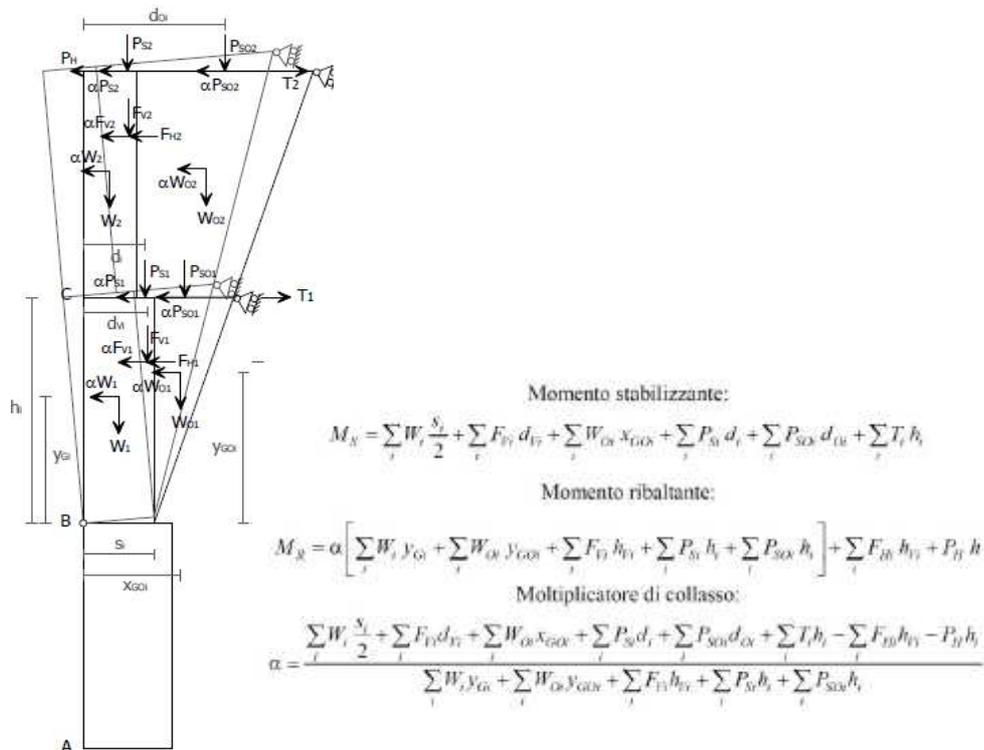


Figura 6.2.3.2 – Schema e relazioni per la determinazione di α_0

6.3– Meccanismi di collasso locali - Castello Sant’Apollinare

La scelta dei maschi murari suscettibili a meccanismi di danno o di collasso di tipo locale è derivata dal riconoscimento delle condizioni che predispongono all’attivazione degli stessi. Attraverso la ricerca di sconnessioni, strutturalmente presenti o formatesi in seguito all’azione del sisma, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) si sono individuati vari casi di cui si riportano due casi di studio.

Le verifiche saranno effettuate con l'uso dell'applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante analisi cinematica lineare C.I.N.E. (condizione di instabilità degli edifici) versione 1.0.4 Settembre 2009.

Il foglio di calcolo si struttura in tre parti:

- dati iniziali quali geometria della facciata, caratterizzazione geometrica dei macroelementi e azioni sui macroelementi;
- dati di calcolo, determinazione del moltiplicatore orizzontale di attivazione α_0 e dell'accelerazione spettrale a_0^* del cinematiso considerato a cui si può fare riferimento ai fini della sicurezza nei riguardi dello SLV;
- calcolo delle PGA SLV $\alpha_g(\text{SLV})_{\min}$ secondo quanto previsto dalla Circolare 617/2009. L'accelerazione di picco al suolo rigido $\alpha_g(\text{SLV})_{\min}$ determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematiso considerato (capacità). Ai fini della verifica tale valore deve essere confrontato con un opportuno valore della PGA di riferimento $\alpha_g(P_{VR})$ calcolata come indicato al § 3.2 delle NTC08 in funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto, della vita di riferimento dell'opera e del luogo in cui è situato l'edificio (domanda).

6.3.1 – Maschio murario n°1

Il primo maschio murario di cui si esegue la verifica a ribaltamento monolitico semplice di parete è indicato nella seguente in figura 6.3.1.1.

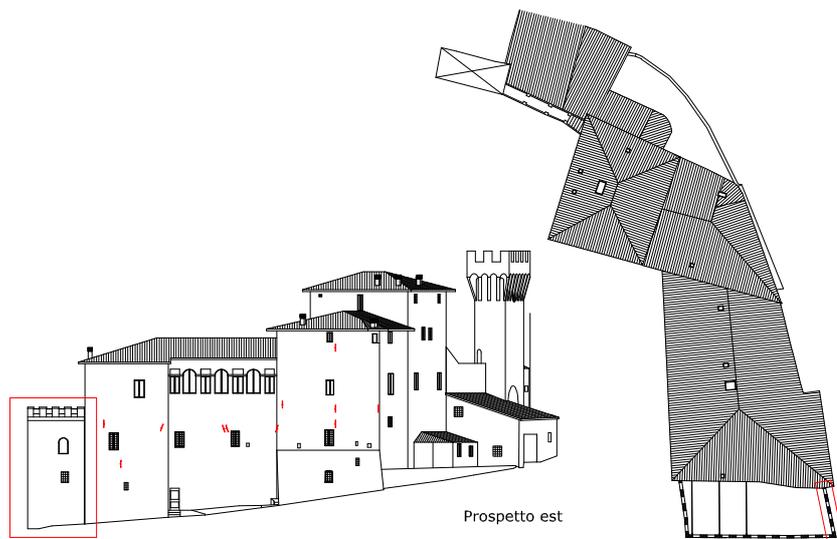
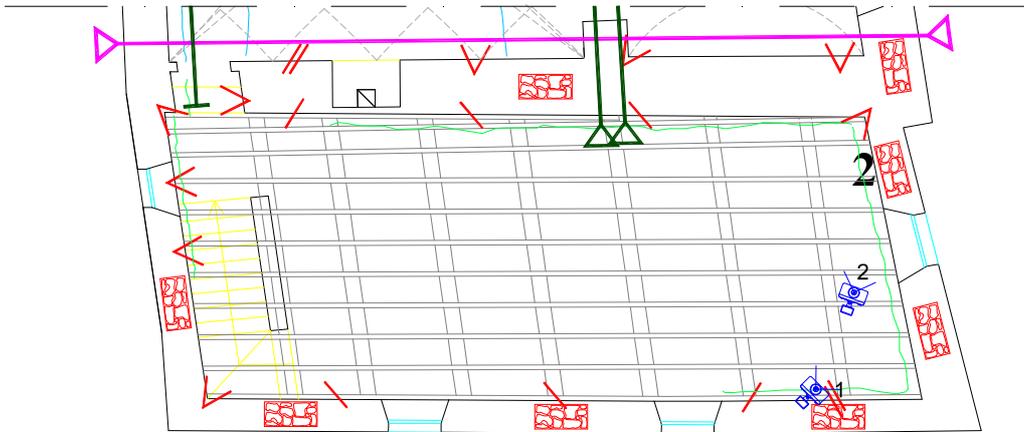


Figura 6.3.1.1 – Posizione maschio murario oggetto dell’analisi.

La scelta è dovuta in primo luogo a considerazioni circa la condizione di vincolo della parete che, attualmente, mostra assenza di vincoli di piano, carenza di efficaci collegamenti con le pareti ortogonali ed è parallela alla direzione di orditura del solaio. In secondo luogo l’analisi del quadro fessurativo (figura 6.3.1.2) mostra una posizione delle lesioni presenti nel pavimento al livello del solaio di copertura al secondo livello per cui è possibile un comportamento di ribaltamento della parete fuori piano.



Livello 2 – Piano Terra

LESIONI

-  lesione isolata
-  lesione diffusa
-  lesione verticale
-  lesione su pavimento
-  lesione su soffitto

Figura 6.3.1.2 – Quadro fessurativo maschio murario oggetto dell'analisi.

La foto n°1 (figura 6.3.1.3), lesione di distacco solaio-parete, e la foto n°2, lesione per scorrimento dei travetti del solaio rispetto alla parete, la cui posizione è indicata nella figura precedente fanno capire ancora più in dettaglio il fenomeno in atto.



Figura 6.3.1.3 – Quadro fessurativo foto n°1 e foto n°2.

A seconda del colore delle caselle nel foglio di calcolo si avrà ciano per le caselle di inserimento dati, azzurro per quelle da riempire in alternativa, giallo per le caselle contenete dati elaborati ed, infine, arancione per quelle contenenti i risultati finali dell'analisi.

Si sottolinea come le altezze di interpiano, le quote del sopra e del sotto finestra a cui far riferimento nel calcolo del cinematismo locale siano quelle effettive e non i valori medi assunti in fase di definizione del modello di calcolo in 3Muri.

Di seguito gli estratti del foglio di calcolo C.I.N.E.

Dati iniziali:

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	3,09	2,04	5,47	4,49	5,47	19,0	
2	0,64	2,21	5,47	4,17	5,47	19,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,80	4,05				2,05	
2	0,75	5,10				2,64	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	352,4						
2	368,4						

Dati di calcolo:

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
2 - 1	279,1	0,0	0,0	0,0	
2	138,2	0,0	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
2 - 1	3186,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2	972,3	0,0	0,0	0,0	0,0

MOLTIPLI-CATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	2 - 1	0,088	1,35	57,618	0,784	0,812
	2	0,142		37,558	1,000	1,033

Calcolo delle PGA – Circolare 617/2009.

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00
	Categoria suolo di fondazione	B
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,157
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2,470
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,300
	Fattore di smorzamento η	0,550
	Altezza della struttura H [m]	9,05
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,200
	Coefficiente C_C	1,399
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,200
	Numero di piani dell'edificio N	2
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,261

	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	2 - 1			0,138	
	2	4,05	0,448	0,175	3,846

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	2 - 1	0,138
	2	0,175

Determinazione degli indicatori di rischio sismico per i due casi di ribaltamento allo stato attuale (tabella 6.3.1.1).

Tabella 6.3.1.1 – Indicatori di rischio sismico – stato attuale.

IRS _{PGA}	Ribaltamento delle elevazioni:	a_g SLV	a_g (PVR)	a_g SLV/ a_g (PVR)
	2 - 1	0,138	0,157	0,879
	2	0,175	0,157	1,114

Dalla tabella soprastante si evince come il ribaltamento dell'elevazione 2 sia soddisfatto (indicatore di rischio sismico maggiore di uno) mentre il ribaltamento delle elevazioni 2-1 non sia verificato per cui lo stato fessurativo riscontrato indica l'attivazione del meccanismo di collasso da parte dell'azione sismica che ha colpito l'edificio. Si dovranno, quindi, prevedere opportuni presidi.

Si sceglie di inserire a entrambi i livelli un incatenamento costituito da barre in acciaio S235JR Φ 24, in modo da verificare il ribaltamento delle elevazioni 2-1 e di innalzare il livello di sicurezza per quello del livello 2.

L'entità scelta per il tiro, applicato alla quota superiore del livello, affinché siano soddisfatte entrambe le verifiche è pari a 10 kN.

Per cui si avrà, riportando solo i valori modificati dalla presenza dell'incatenamento di piano:

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	352,4						10,0
2	368,4						10,0

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2 - 1	279,1	0,0	0,0	132,0
2	138,2	0,0	0,0	51,0

MOLTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	2 - 1	0,129	1,35	57,618	0,784	1,196
	2	0,195		37,558	1,000	1,414

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	2 - 1	0,203
	2	0,240

Determinazione degli indicatori di rischio sismico per i due casi di ribaltamento allo stato di progetto (tabella 6.3.1.2).

Tabella 6.3.1.2 – Indicatori di rischio sismico – stato di progetto.

IRS_{PGA}	Ribaltamento delle elevazioni:	a_g SLV	a_g (PVR)	a_g SLV/ a_g (PVR)
	2 - 1	0,203	0,157	1,293
	2	0,240	0,157	1,529

Dalla tabella soprastante si evince come allo stato di progetto il ribaltamento dell'elevazione 2 sia soddisfatto con un maggior margine e che il ribaltamento delle elevazioni 2-1 sia verificato.

6.3.2 – Maschio murario n°2

Il secondo maschio murario scelto per la verifica a ribaltamento monolitico semplice di parete è indicato nella seguente in figura 6.3.2.1.

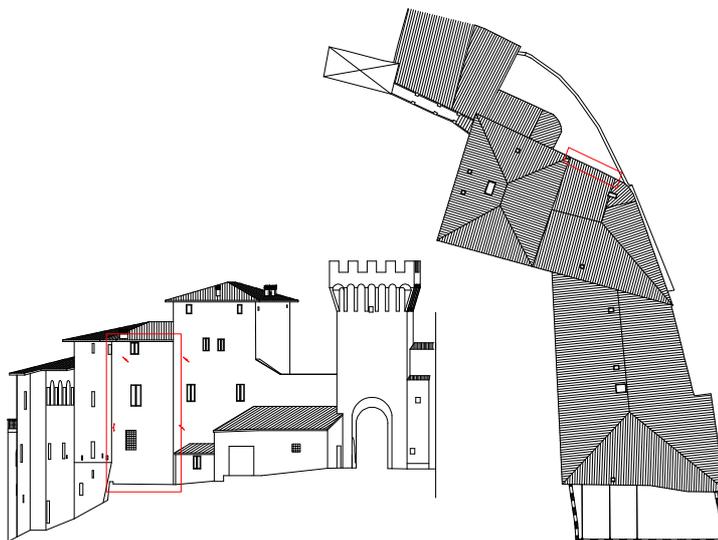


Figura 6.3.2.1 – Posizione maschio murario oggetto dell'analisi.

La scelta è dovuta in primo luogo a considerazioni circa la condizione di vincolo della parete che, attualmente, mostra assenza di vincoli di piano, carenza di efficaci collegamenti con le pareti ortogonali

oltre ad avere una copertura in SAP inclinato che, all'ultimo livello della costruzione, ivi scarica. In secondo luogo la scelta è originata dalla conoscenza che in fase di interventi di messa in sicurezza della struttura post sisma sono state inserite delle catene provvisorie ai livelli del piano terra e del piano primo in corrispondenza del maschio murario considerato e dall'analisi del quadro fessurativo all'ultimo livello (figura 6.3.2.2) e ai livelli sovrastanti per i quali si rimanda all'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto".



Figura 6.3.2.2 – Quadro fessurativo maschio murario oggetto dell'analisi.

Le foto seguenti, con punto di scatto indicato nella figura precedente, fanno capire ancora più in dettaglio il fenomeno in atto. La foto n°1 (figura 6.3.2.3) evidenzia una significativa lesione verticale in corrispondenza dell'incrocio murario, mentre la foto n°2 (figura 6.3.2.4), evidenzia la lesione di distacco solaio-parete.



Figura 6.3.2.3 – Quadro fessurativo – foto n°1.



Figura 6.3.2.4 – Quadro fessurativo – foto n°2.

Si sottolinea come le altezze di interpiano, le quote del sopra e del sotto finestra a cui far riferimento nel calcolo del cinematismo locale siano quelle effettive e non i valori medi assunti in fase di definizione del modello di calcolo in 3Muri.

Di seguito gli estratti del foglio di calcolo C.I.N.E.

Dati iniziali:

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	3,00		6,50			19,0	
2	3,26	4,45	6,50	5,32	6,50	19,0	
3	1,12	3,07	6,50	5,12	6,50	19,0	
4	0,81	1,89	6,50	5,70	6,50	19,0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,90	3,00		0,75	2,00	1,50	
2	0,80	5,15		0,67	4,15	2,52	
3	0,70	5,07	0,58			2,57	
4	0,70	3,00	0,47			1,51	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	333,5			15,0	88,0	50,0	
2	487,5				44,0	25,0	
3	402,5		42,0				
4	247,9		43,0				

Dati di calcolo:

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	572,7	44,6	95,3	0,0
4 - 3 - 2	422,6	44,6	29,3	0,0
4 - 3	227,6	44,6	0,0	0,0
4	86,8	20,1	0,0	0,0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	11157,3	1252,7	490,6	278,8	243,3
4 - 3 - 2	7243,6	997,7	182,6	103,8	198,3
4 - 3	2666,3	560,0	0,0	0,0	121,1
4	373,5	129,0	0,0	0,0	45,0

MOLTIPLI-CATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,015	1,35	123,921	0,720	0,149
	4 - 3 - 2	0,023		97,946	0,758	0,221
	4 - 3	0,047		61,442	0,820	0,415
	4	0,123		27,100	0,914	0,978

Calcolo delle PGA – Circolare 617/2009.

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		B		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,157		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,470		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,300		
	Fattore di smorzamento η		0,550		
	Altezza della struttura H [m]		9,05		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,200		
	Coefficiente C_C		1,399		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,200		
	Numero di piani dell'edificio N		4		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,261		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,025	
	4 - 3 - 2	3,00	0,331	0,038	1,001
	4 - 3	8,15	0,901	0,071	0,692
	4	13,22	1,461	0,166	1,004

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,025
	4 - 3 - 2	0,038
	4 - 3	0,043
	4	0,063

Determinazione degli indicatori di rischio sismico per i due casi di ribaltamento (tabella 6.3.2.1).

Tabella 6.3.2.1 – Indicatori di rischio sismico.

	Ribaltamento delle elevazioni:	a_g SLV	a_g (PVR)	a_g SLV/ a_g (PVR)
IRS_{PGA}	4 - 3 - 2 - 1	0,025	0,157	0,1592
	4 - 3 - 2	0,038	0,157	0,2420
	4 - 3	0,043	0,157	0,2739
	4	0,063	0,157	0,4013

Dalla tabella soprastante si evince come il ribaltamento non sia verificato per nessuna delle elevazioni analizzate per cui lo stato fessurativo riscontrato indica l'attivazione del meccanismo di collasso da parte dell'azione sismica che ha colpito l'edificio. Si dovranno, quindi, prevedere opportuni presidi quali inserimento di catene e/o cordoli sommitali per soddisfare le richieste di stabilità dei maschi murari.

Capitolo 7: Interventi di ricostruzione e di consolidamento

7.1 – Introduzione

Secondo quanto previsto al § C8A.5 dell'Appendice al Cap. C8 della Circolare 617/2009 gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità.

Le finalità degli interventi sono:

- assicurare un comportamento scatolare del complesso strutturale;
- assicurare incatenamenti perimetrali in corrispondenza degli orizzontamenti;
- aumentare la rigidità degli impalcati nel loro piano;
- assicurare il collegamento tra orizzontamenti e pareti murarie;
- assicurare il collegamento tra le pareti murarie;
- assicurare una sufficiente capacità portante alla fondazione;
- aumentare la resistenza, la duttilità e la capacità dissipativa degli elementi murari;
- assorbire le spinte.

Gli interventi di consolidamento possono essere classificati in base alle modalità con cui l'obiettivo è conseguito:

- modifica del comportamento sismico del sistema strutturale (es. riduzione delle masse non strutturali, degli effetti torsionali,

creazione e/o adeguamento dei giunti, modifica o redistribuzione delle rigidità);

- modifica delle caratteristiche di resistenza o consolidamento passivo (sostituzione dei materiali degradati e danneggiati, sarciture, iniezioni di miscele leganti);

- modifica dello stato tensionale dei materiali o consolidamento attivo (attraverso l'imposizione di uno stato di coazione mediante cerchiature e tirature);

- modifica combinata delle caratteristiche di resistenza e dello stato del materiale;

- inserimento di nuovi elementi resistenti aumento delle sezioni resistenti.

7.2 – Interventi sui solai

Il ruolo dei solai nel comportamento sismico delle costruzioni in muratura è quello di trasferire le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallele al sisma; inoltre essi devono costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano (§ C8A.5.3 Circolare 617/2009). La necessità di un irrigidimento per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali è molto frequente. Qualora si renda necessario un irrigidimento dei solai, anche limitato, con aumento della resistenza degli elementi si devono valutare gli effetti prodotti.

Le finalità principali sono le seguenti:

- riduzione della deformabilità;

- incremento della resistenza;

- miglioramento dell'affidabilità dei vincoli;

- incremento della rigidità nel piano;
- realizzazione di vincoli/collegamenti per le pareti murarie.

Le modalità esecutive si differenziano tra interventi o integrazioni locali e sostituzione parziale o totale, preferibilmente realizzata con materiali simili a quelli originali.

Nel caso di solai con travetti metallici si opta per interventi locali o integrazioni mediante trattamenti fisico-chimici, per arrestare i processi di ossidazione, o con disposizione di elementi metallici longitudinali connessi ai travetti esistenti, se lo stato di conservazione attuale lo consente, oppure disponendo nuovi elementi portanti, paralleli a quelli esistenti.

Nel caso di solai con travi in legno si possono avere interventi:

- si incrementa la rigidità nel piano mediante sovrapposizione di una soletta in c.a., tavolato o tiranti;
- collegamenti alle murature con elementi metallici/lignei che attraversano la parete muraria, con elementi metallici o in fibre sintetiche in perforazioni o con elementi annidati nella parete (ad esempio code di rondine);
- rinforzo delle travi mediante realizzazione di una trave composta legno-calcestruzzo, trave composta acciaio-legno, trave composta legno-legno, con l'inserimento di barre o placcaggi (acciaio, vetroresina, FRP), con tiranti, con l'inserimento di mensole o con la rigenerazione delle testate.

Nei seguenti paragrafi si illustrano alcuni interventi previsti per il consolidamento e la ristrutturazione del Castello di Sant' Apollinare.

7.2.1 – Nuovo solaio di copertura in legno massiccio

Gli annessi al Castello di Sant’Apollinare, per le motivazioni esposte al § 5.2 “Scelte di modellazione”, non sono stati inclusi all’interno del modello di calcolo globale limitando l’intervento alla sostituzione del solaio esistente in legno in massiccio significativamente ammalorata, staticamente insufficiente e con presenza di fessura al collegamento con il muro come si evidenzia nella figura di destra sottostante (figura 7.2.1)



Figura 7.2.1 – Copertura esistente – stato di danneggiamento.

Il solaio è costituito da un’orditura principale e secondaria in legno e da pannelle. Il tipo di legno è C14. La verifica è stata effettuata con l’ausilio del foglio di calcolo “Excel”.

■ stato attuale

COPERTURA IN LEGNO E PIANELLE

4c -ATT

		carico [kg/m ²]	orizzontale [kN/m ²]	[kN/m ²]
Peso permanenti strutturali	G _s =	110,0	1,10	1,11
Peso permanenti portati	G _{ns} =	135,0	1,35	1,37
	G _{tot} =	245,0	2,45	2,48
Sovraccarico neve	Q=	172,5	1,72	1,74
luce orizzontale		3,0	m	
interasse travi		2,8	m	
distanza tra i ritegni flessio torsionali		3,0	m	
angolo inclinazione		19,0	°	
Struttura lignea - rettangolare				
base		200	mm	
altezza		200	mm	
Area	A=	40000	mm ²	
Modulo di resistenza	W _{xx} =	1,33E+06	mm ³	
Momento d'inerzia	J _{xx} =	1,33E+08	mm ⁴	
tipo di legno	EN C14			
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	2	Elementi in ambienti non riscaldati o all'esterno ma protetti dalle intemperie		
classe di durata del carico accidentale	breve termine			
normativa ntc08 cap. 4				
γ _M =	1,5	legno massiccio		
k _{mod} =	0,9	x verifiche di resistenza		
k _{def} =	0,8	x verifiche di deformabilità		
L/freccia tempo zero	300	10	mm	
L/freccia tempo infinito	250	12	mm	

Resistenza. caratteristica a flessione	$f_{m,k} =$	14,0	MPa	verifiche di resistenza
	$f_{m,d} =$	9,3	MPa	
Resistenza. caratteristica a taglio	$f_{v,k} =$	1,7	MPa	
	$f_{v,d} =$	1,1	MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m} =$	7000	MPa	verifiche di deformabilità istantanea
	$E_{o,m}^* =$	3889	MPa	verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m} =$	440	MPa	verifiche di deformabilità
	$G_{o,m}^* =$	244	MPa	verifiche di deformabilità lt

Carico di progetto per le verifiche di resistenza

$Q_{res} =$	17,0	KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max} =$	19,2	KN/m	mezzeria
$T_{max} =$	25,5	KN	appoggi

schema statico: 2 appoggi

$\gamma_{G1} =$	1,3
$\gamma_{G2} =$	1,5
$\gamma_Q =$	1,5

Combinazione caratteristica (rara)

$\psi_{02} = 0$ cat. H coperture

Combinazione quasi permanente

$\psi_{21} = 0$ neve < 1000 m s.l.m.

$\psi_{22} = 0$ cat. H coperture

VERIFICHE DI RESISTENZA

■ FLESSIONE

$\sigma_{max} =$	14,4	MPa	tensione nel materiale
$f_{m,lim} =$	8,4	MPa	tesione limite
$R_d/E_d =$	0,58		NON VERIFICA

■ TAGLIO

$\tau_{max} =$	0,64	MPa	tensione nel materiale
$f_{v,lim} =$	1,02	MPa	tesione limite
$R_d/E_d =$	1,60		VERIFICA

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

$$f_{max} = 5/384 (q \cdot L^4)/(E \cdot J) + c (q \cdot L^2)/(8 \cdot G \cdot A)$$

$c = 1,2$ sezioni rettangolari

$$Q_{def_ist} = 11,8 \text{ KN/m}$$

$$Q_{def_dif} = 6,9 \text{ KN/m}$$

$f_{istantanea} =$	14,2	mm	Non verificato
$L/300 =$	10,0	mm	
$f_{viscosa} =$	12,1	mm	
$f_{lt} =$	26,3	mm	Non verificato
$L/250 =$	12,0	mm	

■ stato di progetto

Si è scelto di utilizzare un legno massiccio di abete, classe di resistenza C24, di dimensioni 18x18. Si inseriscono anche due cordoli perimetrali costituiti da due L200x200x10, saldati in opera, per garantire la connessione necessaria attualmente mancante come evidenziato dal quadro

fessurativo. Per i dettagli si rimanda nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto". Di seguito si riportano i valori modificati allo stato di progetto ed i relativi valori di verifica.

COPERTURA IN LEGNO E PIANELLE

4c -PROG

		carico [kg/m ²]	orizzontale [kN/m ²]	[kN/m ²]
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	100,0	1,00	1,01
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	135,0	1,35	1,37
	$G_{tot}=$	235,0	2,35	2,38
Sovraccarico neve	$Q=$	172,5	1,72	1,74

luce orizzontale	3,0	m
interasse travi	1,3	m
distanza tra i ritegni flessio torsionali	3,0	m
angolo inclinazione	19,0	°

Struttura lignea rettangolare

base	180	mm
altezza	180	mm
Area	$A=$ 32400	mm ²
Modulo di resistenza	$W_{xx}=$ 9,72E+05	mm ³
Momento d'inerzia	$J_{xx}=$ 8,75E+07	mm ⁴

tipo di legno	EN C24
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	2 Elementi in ambienti non riscaldati o all'esterno ma protetti dalle intemperie
classe di durata del carico accidentale	breve termine

Resistenza. caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24,0$ MPa	verifiche di resistenza
	$f_{m,d} = 16,0$ MPa	
Resistenza. caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 2,5$ MPa	
	$f_{v,d} = 1,7$ MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m} = 11000$ MPa	verifiche di deformabilità istantanea
	$E_{o,m}^* = 6111$ MPa	verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m} = 690$ MPa	verifiche di deformabilità
	$G_{o,m}^* = 383$ MPa	verifiche di deformabilità a lt

Carico di progetto per le verifiche di resistenza

$Q_{res} = 7,7$ KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max} = 8,7$ KN/m	mezzeria
$T_{max} = 11,6$ KN	appoggi

VERIFICHE DI RESISTENZA

■ FLESSIONE

$\sigma_{max} = 9,0$ MPa	tensione nel materiale
$f_{m,lim} = 14,4$ MPa	tesione limite
$R_d/E_d = 1,61$	Verificato

■ TAGLIO

$\tau_{max} = 0,36$ MPa	tensione nel materiale
$f_{v,lim} = 1,50$ MPa	tesione limite
$R_d/E_d = 4,19$	Verificato

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(q \cdot L^4)}{(E \cdot J)} + c \frac{(q \cdot L^2)}{(8 \cdot G \cdot A)}$$

c = 1,2 sezioni rettangolari

$$Q_{\text{def_ist}} = 5,3 \quad \text{KN/m}$$

$$Q_{\text{def_dif}} = 3,1 \quad \text{KN/m}$$

$f_{\text{istantanea}} =$	6,2	mm	Verificato
$L/300 =$	10,0	mm	
$f_{\text{viscosa}} =$	5,1	mm	
$f_{\text{lt}} =$	11,3	mm	Verificato
$L/250 =$	12,0	mm	

7.2.2 – Nuovi solai di interpiano in legno massiccio

In seguito al sisma i solai di interpiano in legno e piannelle, al terzo piano, degli ambienti 54 e 55 hanno subito notevoli danni ed il solaio 56 è interamente crollato (si rimanda all'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto" per maggiori dettagli).

Il solaio è costituito da un'orditura principale e secondaria in legno e da piannelle. Il tipo di legno è C14. La verifica è stata effettuata con l'ausilio del foglio di calcolo "Excel".

■ stato attuale

SOLAIO INTERPIANO IN LEGNO E PIANELLE 2s -ATT

		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Peso permanenti strutturali	G _s =	105,0	1,05
Peso permanenti portati	G _{ns} =	235,0	2,35
	G _{tot} =	340,0	3,40
Sovraccarico neve	Q=	200,0	2,00
luce orizzontale		5,3	m
interasse travi		1,7	m
distanza tra i ritegni flessio torsionali		5,3	m
angolo inclinazione		0,0	°
Struttura lignea - rettangolare			
base		200	mm
altezza		200	mm
Area	A=	40000	mm ²
Modulo di resistenza	W _{xx} =	1,33E+06	mm ³
Momento d'inerzia	J _{xx} =	1,33E+08	mm ⁴
tipo di legno	EN C14		
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	1	elementi protetti dalle intemperie	
classe di durata del carico accidentale	medio termine		
normativa ntc08 cap. 4			
γ _M =	1,5	legno massiccio	
k _{mod} =	0,9	verifiche di resistenza	
k _{def} =	0,8	verifiche di deformabilità	
L/freccia tempo zero	300	17,5	mm
L/freccia tempo infinito	250	21	mm

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}= 14,0$ MPa $f_{m,d}= 9,3$ MPa	verifiche di resistenza
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}= 1,7$ MPa $f_{v,d}= 1,1$ MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m}= 7000$ MPa	verifiche di deformabilità istantanea
	$E_{o,m}^*= 4375$ MPa	verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m}= 440$ MPa	verifiche di deformabilità
	$G_{o,m}^*= 270$ MPa	verifiche di deformabilità a lt

Carico di progetto per le verifiche di resistenza

$Q_{res}= 13,4$ KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max}= 46,2$ KN/m	mezzeria
$T_{max}= 35,2$ KN	appoggi

schema statico: 2 appoggi

$\gamma_{G1}= 1,3$
$\gamma_{G2}= 1,5$
$\gamma_Q= 1,5$

Combinazione caratteristica (rara)

$\psi_{02}= 0$ cat. H coperture

Combinazione quasi permanente

$\psi_{21}= 0$ neve < 1000 m s.l.m.

$\psi_{22}= 0$ cat. H coperture

VERIFICHE DI RESISTENZA

■ FLESSIONE

$\sigma_{\max} =$	34,7	MPa	tensione nel materiale
$f_{m,\text{lim}} =$	7,5	MPa	tensione limite
$R_d/E_d =$	0,22		Non verificato

■ TAGLIO

$\tau_{\max} =$	0,88	MPa	tensione nel materiale
$f_{v,\text{lim}} =$	0,91	MPa	tensione limite
$R_d/E_d =$	1,03		Verificato

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

$$f_{\max} = 5/384 (q \cdot L^4)/(E \cdot J) + c (q \cdot L^2)/(8 \cdot G \cdot A)$$

$c = 1,2$ sezioni rettangolari

$$Q_{\text{def_ist}} = 9,2 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{def_dif}} = 6,8 \text{ KN/m}$$

$f_{\text{istantanea}} =$	99,4	mm	Non verificato
$L/300 =$	17,5	mm	
$f_{\text{viscosa}} =$	70,7	mm	
$f_{\text{lt}} =$	170,2	mm	Non verificato
$L/250 =$	21,0	mm	

■ stato di progetto

Si è scelto di utilizzare un legno massiccio di abete, classe di resistenza C24, di dimensioni 26x28. Per i dettagli si rimanda nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto". Di seguito si riportano i valori modificati allo stato di progetto ed i relativi valori di verifica.

SOLAIO INTERPIANO IN LEGNO E PIANELLE 2s -ATT

		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	100,0	1,00
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	228,0	2,28
	$G_{tot}=$	328,0	3,28
Sovraccarico neve	$Q=$	200	2,0
luce orizzontale		5,25	m
interasse travi		1,0	m
distanza tra i ritegni flessio torsionali		5,25	m
angolo inclinazione		0,0	°
Struttura lignea rettangolare			
base		260	mm
altezza		280	mm
Area	$A=$	72800	mm ²
Modulo di resistenza	$W_{xx}=$	3,40E+05	mm ³
Momento d'inerzia	$J_{xx}=$	4,76E+07	mm ⁴
tipo di legno	EN C24		
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	1	elementi protetti dalle intemperie	
classe di durata del carico accidentale	medio termine		

Resistenza. caratteristica a flessione	$f_{m,k} =$	17,5	MPa	verifiche di resistenza
	$f_{m,d} =$	21,0	MPa	
Resistenza. caratteristica a taglio	$f_{v,k} =$	24,0	MPa	
	$f_{v,d} =$	16,0	MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m} =$	11000	MPa	verifiche di deformabilità istantanea
	$E_{o,m}^* =$	6875	MPa	verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m} =$	690	MPa	verifiche di deformabilità
	$G_{o,m}^* =$	431	MPa	verifiche di deformabilità a lt

CARICO DI PROGETTO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA

$Q_{res} =$	7,7	KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max} =$	26,6	KN/m	mezzeria
$T_{max} =$	20,3	KN	appoggi

VERIFICHE DI RESISTENZA

■ FLESSIONE

$\sigma_{max} =$	7,8	MPa	tensione nel materiale
$f_{m,lim} =$	12,8	MPa	tesione limite
$R_d/E_d =$	1,63		Verificato

■ TAGLIO

$\tau_{max} =$	0,28	MPa	tensione nel materiale
$f_{v,lim} =$	1,33	MPa	tesione limite
$R_d/E_d =$	4,79		Verificato

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

$$f_{\max} = 5/384 (q \cdot L^4)/(E \cdot J) + c (q \cdot L^2)/(8 \cdot G \cdot A)$$

$c = 1,2$ sezioni rettangolari

$$Q_{\text{def_ist}} = 5,3 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{def_dif}} = 3,9 \text{ KN/m}$$

$f_{\text{istantanea}} =$	10,4	mm	Verificato
$L/300 =$	17,5	mm	
$f_{\text{viscosa}} =$	7,2	mm	
$f_{\text{lt}} =$	17,7	mm	Verificato
$L/250 =$	21,0	mm	

7.2.2.1 – Verifica trave in acciaio in progetto

A sostegno dei nuovi solai si prevede l'inserimento di un elemento trave in acciaio IPE360 come riportato nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto". Di seguito si riporta la verifica effettuata con l'ausilio del foglio di calcolo elettronico "Excel".

Profilo	IPE360
Acciaio	S235
$f_{y,k} =$	23,5 kN/cm ²
$\gamma_{\text{acciaio}} =$	1,05

caratteristiche geometriche profilo:

I_y (asse forte) =	16270,0	cm ⁴
I_x (asse debole) =	1043,0	cm ⁴
$W_{\text{ply}} =$	1019,0	cm ³
$W_{\text{plx}} =$	191,1	cm ³
$A_{vy} =$	35,1	cm ²
H =	360,0	mm

$$\begin{aligned}
h &= 334,6 \text{ mm} \\
b &= 170,0 \text{ mm} \\
s &= 12,7 \text{ mm} \\
t &= 8,0 \text{ mm} \\
A &= 72,7 \text{ cm}^2 \\
E &= 21000,0 \text{ kN/cm}^2 \\
G &= 8076,9 \text{ kN/cm}^2 \\
J_t \text{ (mom. In. Tors)} &= 37,321 \text{ cm}^4 \\
I_w \text{ (mom. In. Sett.)} &= 0,31358 \text{ cm}^6 \\
\text{luce}(L) &= 7,0 \text{ m} \\
\text{luce}(L_0) &= 7,0 \text{ m} \\
\text{passo} &= 4,4 \text{ m}
\end{aligned}$$

Carichi			
Permanente (P)=	3,28	kN/m ²	$\gamma_G = 1,3$
Accidentale (Q)=	2,00	kN/m ²	$\gamma_Q = 1,5$
carico permanente	$q_{pk} =$	14,4	kN/m
sovraccarico	$q_{sk} =$	8,8	kN/m
carico tot. SLU	$q_{Vslu} =$	32,0	kN/m

$$\begin{aligned}
M_{ed} &= (q \cdot l^2) / 8 = 195,8 \text{ kNm} \\
V_{ed} &= (q \cdot l) / 2 = 111,9 \text{ kN}
\end{aligned}$$

VERIFICA A FLESSIONE

$$\begin{aligned}
M_{rd} &= 228 \text{ kNm} & W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{acciaio} \\
M_{ed} / M_{rd} &= 0,86 & \text{Verifica}
\end{aligned}$$

VERIFICA A TAGLIO

$$\begin{aligned}
V_{rd} &= 429 \text{ kN} & A_{res-t} \cdot f_{yk} / (\gamma_{acciaio} \cdot 3^{0,5}) \\
V_{ed} / V_{rd} &= 0,26 & \text{Verifica}
\end{aligned}$$

Si osserva che $V_{ed} / V_{rd} < 0,5$ per cui l'influenza del taglio è trascurabile e che, inoltre, il rapporto $h/t = 41,83 > 72$ non soddisfa

l'uguaglianza per cui non è necessario eseguire la verifica di stabilità dell'anima.

VERIFICA A DEFORMABILITÀ

Freccia ammissibile

P + Q	L/250	2,80	cm
Q	L/300	2,33	cm

Freccia

f_{P+Q}	2,13	cm	Verifica
f_{PQ}	0,81	cm	Verifica

7.2.2.2 – Verifica carico concentrato appoggio trave

Secondo normativa è necessario effettuare la verifica a carico concentrato in corrispondenza degli appoggi della trave in progetto. Vista l'elevata luce e area d'influenza della nuova trave in acciaio si realizza un baggiolo in c.a. di larghezza pari a 50 cm in corrispondenza degli appoggi. Si riporta la verifica eseguita nell'appoggio più critico.

caratteristiche muratura

$f_{m,k}$	100,0	N/cm ²
γ_M	3,0	muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta
f.c.	1,3	
$f_{m,d}$	25,6	N/cm ²

caratteristiche appoggio

a	50,0	cm	larghezza di appoggio carico
b	40,0	cm	profondità di appoggio carico
A_b	2000,0	cm ²	impronta carico sul muro
H	315,0	cm	altezza appoggio dal piede al muro
a_1	40,0	cm	distanza minima bordo impronta di carico - fine parete

caratteristiche muro			
$s=$	70,0	cm	spessore muro
$l_{eff}=$	180,9	cm	larghezza effettiva parete portante
$A_{eff}=$	12665	cm ²	area efficace
$\beta_{max}=$	1,31	cm	massimo valore β utilizzabile
$\beta=$	1,31	cm	coefficiente amplificativo di diffusione
$A_b/A_{eff}=$	0,16		

Si osserva che solo nel caso di muratura costruita con elementi resistenti di categoria I si può assegnare al coefficiente β_c un valore maggiore secondo formula.

Assumo $\beta= 1,0$ in quanto al di sotto del baggio ho la muratura esistente.

$N_{Rdc}=$	51,3	kN	$A_b * f_{m,d} * \beta$	resistenza di progetto
$N_{Edc}=$	111,9	kN	$q_{vslu} * L_0/2$	carico di progetto

$N_{Edc} > N_{Rdc}$ Non verifica

Per risolvere tale problema si opta per la realizzazione di uno strato di muratura in mattoni pieni e calce al di sotto del baggio, come indicato nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto". La verifica è analoga a quanto sopra per cui si riportano solo i valori modificati.

caratteristiche muratura			
$f_{m,k}=$	240,0	N/cm ²	
$\gamma_M=$	3,0		muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta
f.c.=	1,3		
$f_{m,d}=$	61,5	N/cm ²	

Assumo $\beta= 1,31$ pari al massimo valore utilizzabile poiché ora ho la muratura di nuova realizzazione al di sotto del baggio.

$N_{Rdc} =$	161,7	kN	$A_b * f_{m,d} * \beta$	resistenza di progetto
$N_{Edc} =$	111,9	kN	$q_{Vslu} * L_0/2$	carico di progetto

$$N_{Edc} < N_{Rdc} \quad \text{Verifica}$$

7.2.3 – Intervento di consolidamento solaio interpiano in legno con FRP

Allo stato attuale il solaio dell'ambiente 27 (si rimanda all'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto" per maggiori dettagli) è staticamente insufficiente.

Il solaio è costituito da un'orditura principale e secondaria in legno e da pannelle. Il tipo di legno è C14. La verifica è stata effettuata con l'ausilio del foglio di calcolo "Excel".

■ stato attuale

SOLAIO INTERPIANO IN LEGNO E PIANELLE 2s -ATT

		carico [kg/m ²]	[kN/m ²]
Peso permanenti strutturali	$G_s =$	105,0	1,05
Peso permanenti portati	$G_{ns} =$	235,0	2,35
	$G_{tot} =$	340,0	3,40
Sovraccarico neve	$Q =$	200,0	2,00
luce orizzontale		6,65	m
interasse travi		1,9	m
distanza tra i ritegni flessione torsionali		6,65	m
angolo inclinazione		0,0	°

Struttura lignea - rettangolare

base		300	mm	
altezza		300	mm	
Area	A=	90000	mm ²	
Modulo di resistenza	W _{xx} =	4,50E+06	mm ³	
Momento d'inerzia	J _{xx} =	6,75E+08	mm ⁴	
tipo di legno	EN C14			
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	1	elementi protetti dalle intemperie		
classe di durata del carico accidentale	medio termine			
normativa ntc08 cap. 4				
γ_M =	1,5	legno massiccio		
k_{mod} =	0,9	verifiche di resistenza		
k_{def} =	0,8	verifiche di deformabilità		
L/freccia tempo zero	300	22,2	mm	
L/freccia tempo infinito	250	26,6	mm	
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$ = $f_{m,d}$ =	14,0 9,3	MPa MPa	verifiche di resistenza
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$ = $f_{v,d}$ =	1,7 1,1	MPa MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m}$ = $E_{o,m}^*$ =	7000 4375	MPa MPa	verifiche di deformabilità istantanea verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m}$ = $G_{o,m}^*$ =	440 270	MPa MPa	verifiche di deformabilità verifiche di deformabilità lt

Carico di progetto per le verifiche di resistenza

$Q_{res} =$	15,0	KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max} =$	82,9	KN/m	mezzeria
$T_{max} =$	49,8	KN	appoggi

schema statico: 2 appoggi

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

Combinazione caratteristica (rara)

$$\psi_{02} = 0 \text{ cat. H coperture}$$

Combinazione quasi permanente

$$\psi_{21} = 0 \text{ neve } < 1000 \text{ m s.l.m.}$$

$$\psi_{22} = 0 \text{ cat. H coperture}$$

VERIFICHE DI RESISTENZA

■ FLESSIONE

$$\sigma_{max} = 18,4 \text{ MPa} \quad \text{tensione nel materiale}$$

$$f_{m,lim} = 3,4 \text{ MPa} \quad \text{tesione limite}$$

$$R_d/E_d = 0,18 \quad \text{Non verificato}$$

■ TAGLIO

$$\tau_{max} = 0,55 \text{ MPa} \quad \text{tensione nel materiale}$$

$$f_{v,lim} = 0,41 \text{ MPa} \quad \text{tesione limite}$$

$$R_d/E_d = 0,74 \quad \text{Non verificato}$$

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(q \cdot L^4)}{(E \cdot J)} + c \frac{(q \cdot L^2)}{(8 \cdot G \cdot A)}$$

$$c = 1,2 \quad \text{sezioni rettangolari}$$

$$Q_{\text{def_ist}} = 10,3 \quad \text{KN/m}$$

$$Q_{\text{def_dif}} = 7,6 \quad \text{KN/m}$$

$$f_{\text{istantanea}} = 57,0 \quad \text{mm} \quad \text{Non verificato}$$

$$L/300 = 22,2 \quad \text{mm}$$

$$f_{\text{viscosa}} = 40,5 \quad \text{mm}$$

$$f_{\text{lt}} = 97,6 \quad \text{mm} \quad \text{Non verificato}$$

$$L/250 = 26,6 \quad \text{mm}$$

■ stato di progetto

Si è scelto di consolidare il solaio mediante l'inserimento di un profilo in pultruso lasciando la struttura lignea principale esistente. Per i dettagli si rimanda nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto".

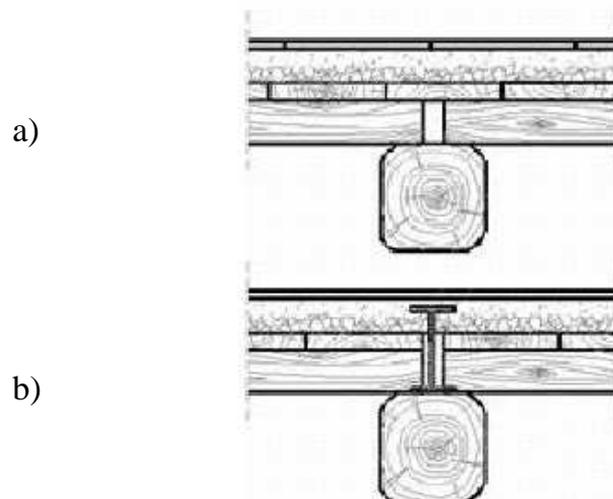


Figura 7.2.3.1 –Solaio in legno a) stato attuale b) rinforzato con pultruso.

Di seguito si riportano i valori modificati allo stato di progetto ed i relativi valori di verifica.

SOLAIO INTERPIANO IN LEGNO E PIANELLE 2s -ATT

		carico	
		[kg/m ²]	[kN/m ²]
Struttura lignea		30	0,30
Pultruso in FRP		27	0,27
Pianelle		60	0,60
Peso permanenti strutturali	$G_s=$	100,0	1,00
Peso permanenti portati	$G_{ns}=$	228,0	2,28
	$G_{tot}=$	328,0	3,28
Sovraccarico neve	$Q=$	200	2,0
luce orizzontale		6,65	m
interasse travi		1,0	m
distanza tra i ritegni flessio torsionali		6,65	m
angolo inclinazione		0,0	°
Struttura lignea rettangolare			
base		300	mm
altezza		300	mm
Area	$A=$	90000	mm ²
Modulo di resistenza	$W_{xx}=$	4,50E+06	mm ³
Momento d'inerzia	$J_{xx}=$	6,75E+08	mm ⁴
tipo di legno	EN C14		
classe di servizio (EN 1995-1-1:2004)	1	elementi protetti dalle intemperie	
classe di durata del carico accidentale	medio termine		

Resistenza. caratteristica a flessione	$f_{m,k} =$	14,0	MPa	verifiche di resistenza
	$f_{m,d} =$	9,3	MPa	
Resistenza. caratteristica a taglio	$f_{v,k} =$	1,7	MPa	
	$f_{v,d} =$	1,1	MPa	
Modulo di deformabilità medio	$E_{o,m} =$	7000	MPa	verifiche di deformabilità istantanea
	$E_{o,m}^* =$	4375	MPa	verifiche di deformabilità a lt
Modulo di deformabilità a taglio	$G_{o,m} =$	440	MPa	verifiche di deformabilità
	$G_{o,m}^* =$	270	MPa	verifiche di deformabilità a lt
Resistenza. caratteristica a trazione (// fibratura)	$f_{t0,k} =$	8,0	MPa	verifiche di resistenza
	$f_{t0,d} =$	3,2	MPa	
Resistenza. caratteristica a compressione (// fibratura)	$f_{c0,k} =$	16,0	MPa	
	$f_{o,d} =$	6,4	MPa	

La sezione per il pultruso in FRP , funzione dell'altezza del solaio, ha le caratteristiche e dimensioni riportate di seguito.

modulo elastico	$E_p =$	26800	Mpa
altezza	$H =$	152	mm
larghezza	$B =$	152	mm
area	$A =$	4460	mm ²
spessore	$t_1 = t_2 = t_3 =$	10	mm
momenti d'inerzia	$J_p =$	17266613	mm ⁴
peso	$p =$	7,64	kg/m
resistenza a trazione e a compressione	$f_{pt} = f_{pc} =$	226,0	Mpa
resistenza a taglio	$\tau_p =$	2,5	Mpa

Si calcolano le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata:

$$n = E_p / E_l \quad n = 3,8$$

$A_{om} =$	107075	mm ²
$S_{om} =$	19920361	mm ³
$y_g =$	186	mm
$x_g =$	150	mm

Si ipotizza che il profilo sia imbullonato alla trave in legno in maniera molto fitta in modo da poter assumere che il pultruso e la trave di legno non scorrano tra loro per cui il diagramma delle tensioni e delle deformazioni sono lineari e vale la conservazione delle sezioni piane. Le resistenze di calcolo a trazione e a compressione sono le seguenti.

$$\eta = 0,95 \quad \text{condizione di esposizione interna}$$

$$\gamma = 1,3 \quad \text{tipo fibra matrice carbonio/epossidica}$$

$$\gamma = 1,3 \quad \text{Fornito dal produttore del profilato}$$

$$f_{pt,d} = f_{pc,d} = 165,15 \text{ Mpa}$$

Si calcolano le deformazioni ultime nell'ipotesi di materiali a comportamento elastico – fragile, così da far lavorare i materiali in campo elastico, sia per il pultruso che per il legno, approssimando per quest'ultimo il reale comportamento in quanto possiede una certa duttilità.

$\epsilon_{LT} =$	0,001135	1,13	‰
$\epsilon_{LC} =$	0,002270	2,27	‰
$\epsilon_{PT} = \epsilon_{PC} =$	0,006162	6,2	‰

Ipotesi: crisi per raggiungimento della trazione nel legno

$\epsilon_{LT} =$	0,001135	1,13 ‰	
$\epsilon_{LC} =$	0,000695	0,70 ‰	Ipotesi verificata
$\epsilon_{PC} =$	0,001622	1,62 ‰	Ipotesi verificata

tensioni corrispondenti

$f_{LT} = \epsilon_{LT} \cdot E_L$	5,33	Mpa
$f_{LC} = \epsilon_{CT} \cdot E_L$	3,27	Mpa
$f_{PC} = \epsilon_{PC} \cdot E_P$	43,48	Mpa

forze corrispondenti dall'equilibrio

$C_P=$	1157	kN	compressione pultruso
$C_L=$	56	kN	compressione legno
$T_L=$	1213	kN	trazione legno
$M_{RD}=$	298	kNm	

schema statico: due appoggi

CARICO DI PROGETTO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA

$Q_{res}=$	13,0	KN/m	Combinazione allo SLU
$M_{max}=$	71,0	KN/m	mezzeria
$T_{max}=$	43,0	KN	appoggi

Verifica

$$M_{max} < M_{RD}$$

7.3 – Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari

Al § C8A.5.6 Circolare 617/2009 vengono descritte le caratteristiche e le modalità per gli interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari. Se eseguiti da soli non sono sufficienti, in generale, a ripristinare o a migliorare l'integrità strutturale complessiva della costruzione. Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Il tipo di intervento da applicare andrà valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme

e una continuità nella rigidezza, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti.

A seconda dei casi si procede a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate, oppure a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (nicchie, armadi a muro, scarichi e canne fumarie, ecc.) o, infine, a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

Gli interventi che si possono realizzare per il raggiungimento degli obiettivi sopraesposti sono:

- rigenerazione muraria con iniezioni consolidanti;
- ristilatura dei giunti;
- scuci e cucì;
- ricostruzione dei muri;
- chiusura vani;
- intonaco armato.

Di seguito saranno analizzati nel dettaglio i provvedimenti con cui si intende intervenire nell'edificio oggetto del presente lavoro di tesi.

7.3.1 – Scuci e cucì

L'intervento di scuci e cucì (figura 7.3.1.1 e 7.3.1.2) è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si effettua un consolidamento sostitutivo locale, denominato appunto “scuci e cucì”, che consiste in una demolizione locale di parti di tessitura muraria e successiva ricostruzione. Il campo d'impiego è tipicamente limitato a zone di muratura

in cui, per le condizioni di degrado o per l'esiguità dell'area interessata, non siano applicabili altre tecniche. E' un'operazione delicata da eseguire con la massima cautela evitando colpi e vibrazioni durante la fase di demolizione e provvedendo alle eventuali opere di presidio.

Il Castello di Sant'Apollinare presenta una notevole diffusione di lesioni lungo le strutture murarie, come si evince dalle tavole progettuali dello stato attuale nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto", per cui è ragionevole e necessario procedere ad un intervento diffuso ed esteso, come indicato nelle tavole dello stato di progetto nell'Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto".

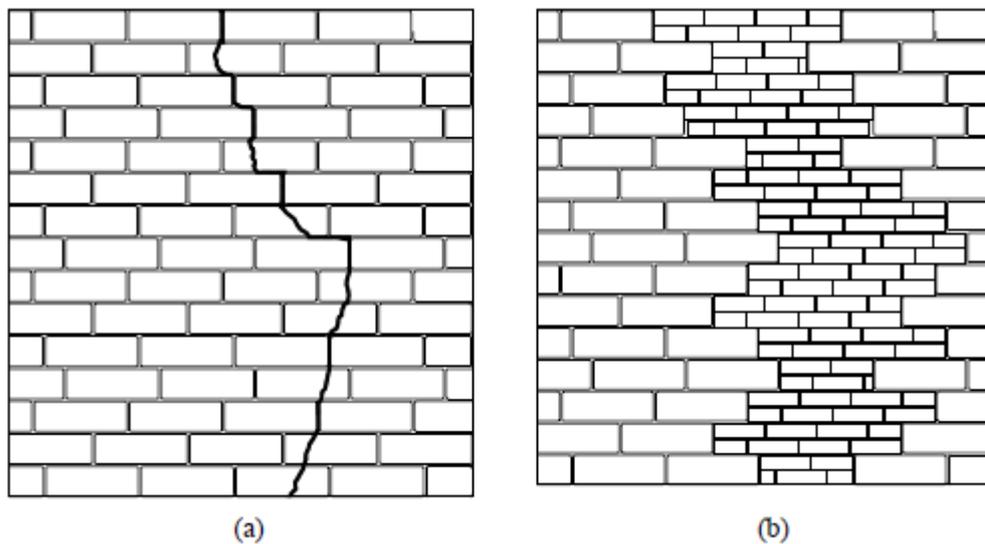


Figura 7.3.1.1 – Paramento murario oggetto di intervento di scuci e cuci:
a) prima dell'intervento; b) dopo l'intervento

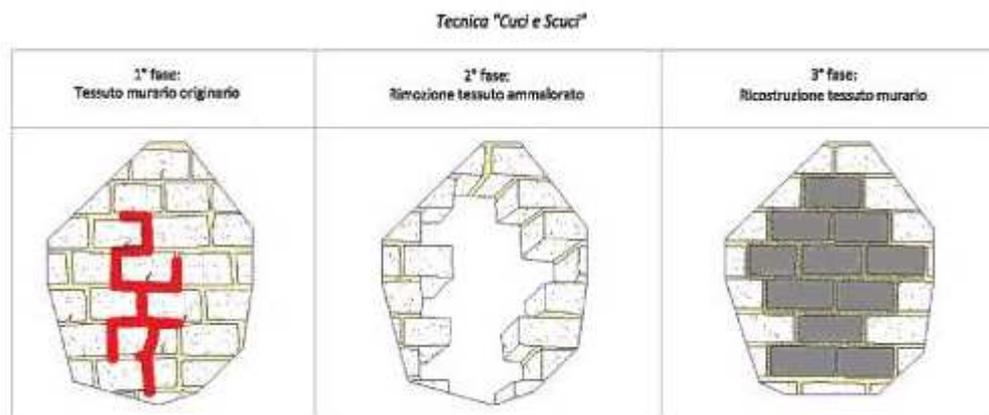


Figura 7.3.1.2 – Paramento murario oggetto di intervento di scuci e cuci:
fasi principali

Le lavorazioni esecutive per intervento di scuci e cuci sono le seguenti:

1) Operare la rimozione (scucitura) della parte di muratura (pietrame e/o laterizi) localmente degradata e/o lesionata, ivi compresa la malta di allettamento originaria e tutto quanto possa compromettere le successive lavorazioni, utilizzando mezzi esclusivamente manuali senza l'utilizzo di utensili meccanici. Generalmente si procede dal basso verso l'alto.

2) Procedere al lavaggio del paramento murario con utilizzo di acqua spruzzata a bassa pressione.

3) Ricostruzione (cucitura) dei conci murari precedentemente rimossi e sostituzione (sostruzione) degli stessi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisicomeccaniche simili alla preesistente, realizzata con un legante esente da cemento a base di eco pozzolana e inerti selezionati. Il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili. I mattoni pieni saranno ammorsati (da entrambi i lati) alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e la vecchia, lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei. Oggi

quest'ultima fase può essere ottenuta con l'uso di martinetti extra piatti e malta espansiva oppure con malte tradizionali e cunei di acciaio inox e bronzo.

Per contenere gli effetti delle deformazioni di riassetto, sia per il ritiro della malta che per l'entrata progressiva in carico, è opportuno seguire particolari accorgimenti nella ricostruzione a “scuci e cuci”:

- se l'intervento è dovuto alla presenza di lesioni passanti è opportuno sostituire la muratura per circa 50 cm a cavallo della lesione e iniziare le operazioni di sostituzione dal basso;

- se l'intervento è dovuto alla necessità di sostituire parte della muratura esistente si devono iniziare le operazioni dai lati esterni e proseguire per piccoli cantieri alternati (figura 7.3.1.3);

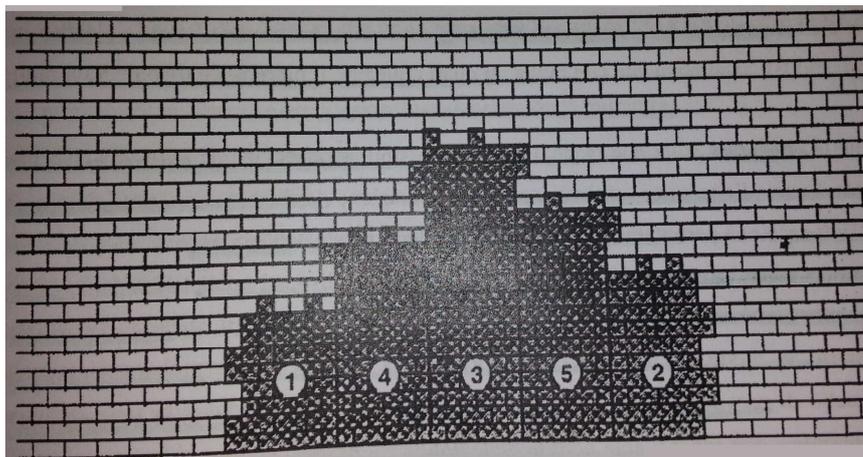


Figura 7.3.1.3 – Alternanza delle zone su cui effettuare la sostituzione delle murature.

- usare malta di piccolo spessore tra i mattoni, al fine di ridurre la diminuzione di volume per effetto del rassetto e del successivo ritiro della malta;

- mettere in forza progressivamente le parti già ricostruite del muro, con cunei o spezzoni di mattoni duri, i cosiddetti “biscotti”, in modo da

poter compensare in parte il rassetto dovuto al ritiro della malta ed alla compressione che gradualmente si induce;

- ove si ravvisi l'opportunità di impiegare opere provvisorie, si raccomanda un loro utilizzo in forma parzialmente attiva, mettendo, cioè, in forza le puntellature con dispositivi vari utilizzando i semplici cunei di legno martellati, elementi metallici filettati e martinetti meccanici o oleodinamici. In tal modo si garantisce il trasferimento alla puntellatura di parte del carico sopportato inizialmente dal cuneo; il carico verrà restituito al muro dopo la rimozione della puntellatura.

Si riportano, a titolo di esempio, alcune foto di lesioni per le quali dovrà essere ripristinata la continuità muraria (figura 7.3.1.4).



Figura 7.3.1.4 –Porzioni di muratura da consolidare con scuci e cuci.

7.3.2 – Chiusura delle nicchie

Si prevede la chiusura mediante mattoni pieni ben ammorsati nella muratura e malta cementizia compatibile, dell'armadio a muro al piano primo e della nicchia al piano terzo (Allegato 2 "Elaborati grafici: stato attuale e di progetto"). Si ottiene così un aumento della sezione di muratura resistente eliminando gli indebolimenti locali.



Figura 7.3.2.1 –Chiusura di nicchie nella muratura

L'intervento si articola nelle seguenti fasi:

- preparazione del vano, consistente nella spicconatura, pulizia e/o lavaggio delle superfici murarie;
- esecuzione delle ammorsature dei muri in mattoni pieni con la muratura esistente ogni 40/60 cm per una profondità di almeno 15 cm intercalate con ancoraggi con ferri inghisati, diametro 8-10.

7.4 – Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

Gli interventi descritti al § C8A.5.1 Circolare 617/2009 sono mirati alla costruzione di un buon comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti. Deve essere inoltre verificato che le

eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il malfunzionamento di tetti spingenti.

La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi delle azioni sismiche fuori dal piano.

Gli interventi che si possono realizzare per il raggiungimento degli obiettivi sopraesposti sono:

- inserimento di tiranti, metallici o di altri materiali;
- cerchiature esterne;
- idonea ammorsatura tra pareti adiacenti o tra murature che si intersecano;
- perforazioni armate;
- cordoli in sommità alla muratura;
- efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature.

Di seguito saranno analizzati nel dettaglio i provvedimenti con cui si intende intervenire nell'edificio oggetto del presente lavoro di tesi.

7.4.1 – Perfori armati

La tecnica dei perfori è armati è generalmente associata a quella delle iniezioni leganti ma con diverse finalità e trova impiego su pareti murarie, su archi murari e su colonne.

Gli obiettivi sono:

- incremento delle caratteristiche meccaniche della muratura (resistenza a compressione, a trazione e taglio), sia la realizzazione;
- ammorsatura tra le pareti murarie;
- realizzazione convenzionale di cordoli di piano (pseudo cordoli) qualora non sia possibile o consigliabile eseguirli in c.a.;
- sarcitura di lesioni significative.

L'efficacia, cioè la trasmissione delle forze tra barre e muratura, dipende da disposizione e sovrapposizione degli elementi di armatura (figura 7.4.1.1 e 7.4.1.2). Le barre dovranno essere opportunamente inclinate e sovrapposte realizzando un reticolo armato che riesca ad assorbire gli sforzi di trazione indotti dalle sollecitazioni esterne e a conferire un maggior grado di duttilità alla connessione.

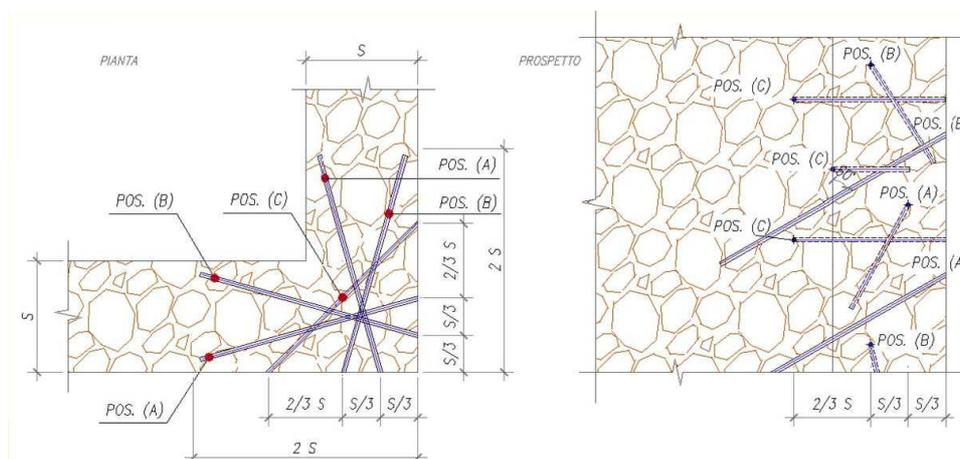


Figura 7.4.1.1 –Disposizione dei perfori armati: muri d'angolo.

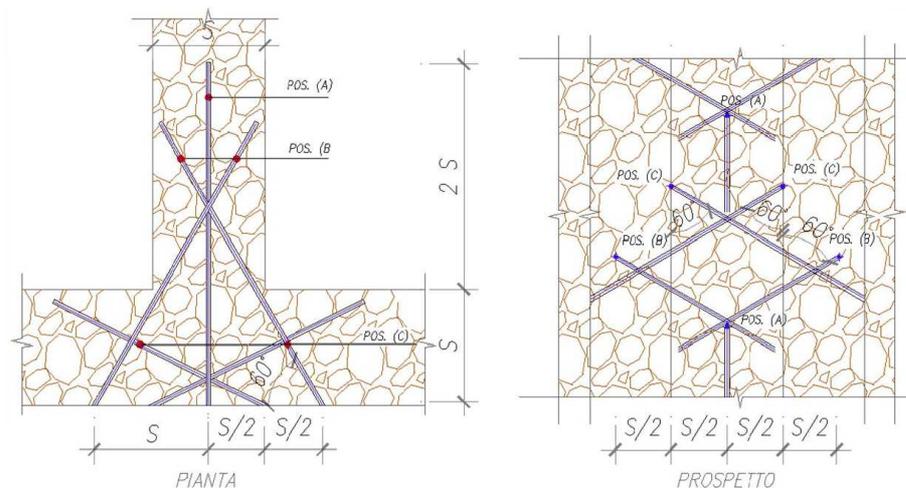


Figura 7.4.1.2 –Disposizione dei perfori armati: muri a T.

Particolare cura andrà posta nell'esecuzione, la buona riuscita dell'intervento è affidata all'aderenza degli elementi metallici con la miscela di iniezione e di questa insieme con la muratura. Un eventuale sfilamento sarà da attribuirsi più alla perdita di aderenza tra l'interfaccia muratura-sigillatura che tra l'interfaccia sigillatura-barra, di norma affidabile. Per migliorare l'aderenza nei punti critici si può fare ricorso a formulati epossidici eventualmente caricati con polvere di quarzo e, inoltre, si possono preparare le barre metalliche con uno spolvero di sabbia silicea su adesivo fresco.

Sono utilizzabili anche armature diverse dall'acciaio come acciai speciali, barre in vetroresina, barre in resine sintetiche, fibre di carbonio e fibre polimeriche. Poiché alcune fibre sintetiche hanno caratteristiche formative simili alla muratura possono essere evitate concentrazioni di tensioni quando la muratura è compressa (si ricorda che l'acciaio è da 20 a 100 volte più rigido della muratura).

L'intervento si articola nelle seguenti fasi:

- perforazione della muratura con sonde esclusivamente rotative per l'alloggiamento della barra;
- pulitura dei fori per mezzo di getto ad aria in pressione e lavaggio dei perfori con acqua immersa a modesta pressione fino a saturazione;
- immissione nei fori di barre d'acciaio ad aderenza migliorata munite di distanziatori perimetrali per evitare il contatto con la muratura;
- sigillatura delle imperniature con iniezioni a bassa pressione di legante;
- riempimento della testa del foro e copertura degli eventuali ancoraggi con malta cementizia e/o resina.

Tale intervento è consentito qualora sia inserito all'interno di in un ampio programma di interventi.

7.4.1.1 – Calcolo della lunghezza d'ancoraggio delle barre

Si procede, quindi, alla progettazione di un intervento esemplificativo di perforazioni armate per l'ammorsamento di una giunzione muraria a T, ovvero un nodo a martello. Nella seguente figura (figura 7.4.1.1.1) è riportata la posizione del nodo considerato (cerchio rosso) al livello del seminterrato tra gli ambienti 17, 18 e 19.

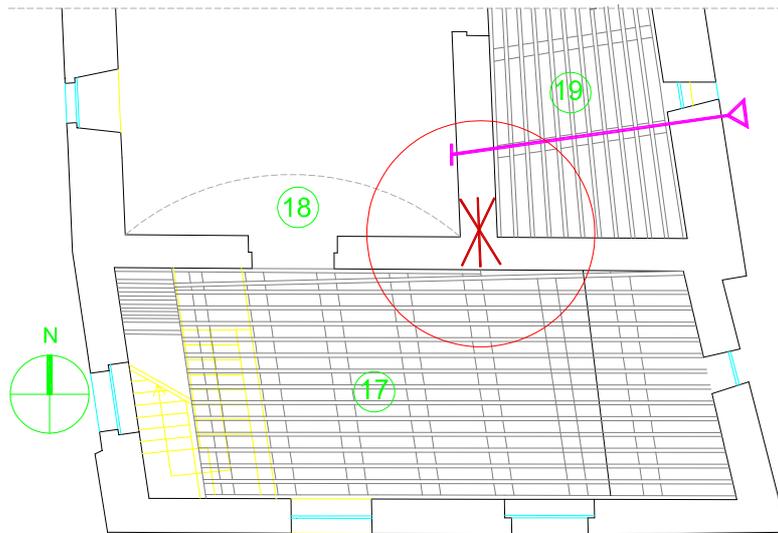


Figura 7.4.1.1.1 –Posizione nodo oggetto dei perfori armati.

Le caratteristiche della muratura, secondo quanto precedentemente definito, sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 f_{m,k} &= 100,00 \quad \text{N/cm}^2 \\
 \tau_0 &= 2,00 \quad \text{N/cm}^2 \\
 E &= 870,00 \quad \text{N/mm}^2 \\
 G &= 290,00 \quad \text{N/mm}^2 \\
 w &= 19,00 \quad \text{kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_m &= 3,00 \\
 FC &= 1,35
 \end{aligned}$$

$$f_{m,d} = 24,69 \quad \text{N/cm}^2$$

I pannelli murari interessati dall'intervento hanno le seguenti dimensioni:

$$\begin{aligned}
 H &= 4,05 \quad \text{m} \\
 s_{\text{esterno}} &= 0,90 \quad \text{m} \\
 s_{\text{orto}} &= 0,45 \quad \text{m} \\
 B &= 2,00 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

$$b = 1,5 \quad \text{rottura per taglio del maschi murario}$$

L'azione verticale sollecitante è estratta dal modello di calcolo realizzato in 3Muri.

$$Nd = 122386 \quad \text{daN} \quad 1224 \quad \text{kN}$$

Le tensioni che ne derivano nel paramento

$$\sigma_0 = 1360 \text{ N/mm}^2 \quad Nd/(B*s)$$

$$\tau_{rott} = 4,26 \text{ N/mm}^2 \quad 1,5 * \tau_0/b * (1 + \sigma_0/(1,5 * \tau_0)^{0,5})$$

Il taglio nella direzione delle barre è

$$Td = 3832 \quad \text{kN} \quad \tau_{rott} * B * s$$

Ipotizzando, quindi, una rottura a taglio del maschio e considerando di utilizzare tutti e tre gli ordini delle barre si considera un interasse per l'ammorsamento pari a 40 cm e un'inclinazione del primo ordine rispetto all'orizzontale di 45° si procede a calcolare la lunghezza d'ancoraggio necessaria per le barre in acciaio.

$$\begin{array}{l} i = 40 \quad \text{cm} \quad \text{interasse barre/perfori} \\ n^\circ \text{ barre} = 11 \quad \quad \quad H/i \end{array} \quad |$$

L'entità della sollecitazione tagliante presa da ogni barra è

$$vd = 348 \quad \text{kN} \quad Nd/n^\circ \text{barre}$$

Poiché il primo ordine di barre è inclinato rispetto all'orizzontale si avrà un conseguente aumento della sollecitazione tagliante su questo ordine di barre rendendosi, quindi, necessario il calcolo della lunghezza di ancoraggio solo in questo caso venendo soddisfatti automaticamente gli altri due.

Il materiale della barra è acciaio B450C e si sceglie di utilizzare una miscela a base cementizia per l'iniezione con cls C25/30. Secondo

prescrizioni di normativa il diametro del foro, se si utilizzano miscele cementizie, sarà pari a due volte il diametro della barra da inserire.

$$\begin{array}{llll}
 \varphi_{\text{barra}} = & 20 \text{ mm} & A_{\text{barra}} = & 314 \text{ mm}^2 \\
 & & P_{\text{barra}} = & 126 \text{ mm} \\
 \varphi_{\text{foro}} = & 40 \text{ mm} & A_{\text{foro}} = & 1257 \text{ mm}^2 \\
 & & P_{\text{foro}} = & 251 \text{ mm}
 \end{array}$$

Nel calcolo della lunghezza d'ancoraggio si devono distinguere due casi di rottura:

1. interfaccia barra – malta;
2. interfaccia malta – muratura.

- caso 1.

Le caratteristiche della miscela cementizia sono le seguenti:

$$\begin{array}{lll}
 R_{ck} = & 30,00 & \text{N/mm}^2 \\
 f_{ck} = & 24,90 & \text{N/mm}^2 \\
 f_{ctm} = & 2,56 & \text{N/mm}^2 \\
 f_{ctk} = & 1,79 & \text{N/mm}^2 \\
 \tau_{cls} = & 2,69 & \text{N/mm}^2
 \end{array}$$

In questo caso $\tau_{cls} = \tau_{od}$ e

$$\begin{array}{lll}
 \eta = & 1 & \text{se } < 32 \\
 \gamma_c = & 1,5 &
 \end{array}$$

Per cui la lunghezza d'ancoraggio risulta:

$$L_{b-1} = 1,46 \text{ m}$$

- caso 2.

$$\begin{array}{lll}
 \tau_{od} = & 10,65 & \text{N/mm}^2 \quad \beta * \tau_{rott} \\
 \beta = & 2,50 &
 \end{array}$$

Per cui la lunghezza d'ancoraggio risulta:

$$L_{b-2} = 0,73 \text{ m}$$

La lunghezza d'ancoraggio da utilizzare sarà il massimo tra i due valori appena trovati.

$$L_b = 1,46 \text{ m}$$

La normativa richiede inoltre di verificare che la lunghezza di ancoraggio sia compresa tra un valore minimo ($20 \cdot \varphi$) e un valore massimo pari a ($150 \cdot \varphi$) che, nel caso in esame, sono rispettivamente 0,4 m e 3,0 m; la prescrizione risulta soddisfatta.

7.4.2 – Tiranti

Le catene, realizzate con elementi metallici, ancorate alle murature mediante capichave a piastra o a paletto, disposte nelle due direzioni principali del fabbricato, sono elementi costitutivi tradizionalmente impiegati con funzioni strutturali di collegamento, contenimento e ritegno e sono quindi sottoposte a sforzo di trazione. L'utilizzo dei tiranti può infatti favorire il comportamento d'insieme del fabbricato, in quanto conferisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Una peculiarità dell'intervento è la possibilità di intervenire nel corso della vita della struttura alla ritesatura delle catene.

Generalmente sono realizzati con barre tonde di acciaio a bassa resistenza (preferibili), piatti o profilati metallici o trefoli armonici inguainati.

Nel campo del restauro esse sono utilizzate principalmente per:

- contrastare l'azione di ribaltamento di pareti fuori dal loro piano;

- contrastare la pressoflessione dei pannelli murari indotte da azioni ortogonali al piano;
- per assorbire spinte anomale (azione di contenimento);
- per conferire all'edificio un comportamento scatolare funzionando da collegamento tra le varie parti (azione di collegamento);
- migliora il comportamento nel piano di pareti con aperture, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nei traversi (sopra-porta e sotto-finestra).

Le parti componenti sono:

a) organi di ritegno o capo chiave del tipo:

- piastre circolari, ellittiche o quadrate solitamente nervate radialmente in modo da aumentare la rigidezza flessionale. Il diametro od il lato è solitamente variabile tra 30 e 50 cm;
- paletti, che dovrebbero essere posizionati inclinati a 45° rispetto all'orizzontale in modo che il semipaletto inferiore agisca sul muro ortogonale. La lunghezza del paletto varia da 80 a 120 cm, misure inferiori possono comportare tensioni unitarie di contatto paletto-muro molto elevate. Eccessive lunghezze possono favorire gli effetti flessionali e, pertanto, lo spessore del paletto deve essere proporzionato alla lunghezza.

b) giunti di connessione: vengono adottati quando non sono disponibili barre di lunghezza particolare e possono essere del tipo a forchetta con spinotto, a manicotto a vite, a gabbia;

c) giunti di tensione del tipo a gabbia e a manicotto, a dado e vite impiegato per tiranti con organi di ritegno a piastra;

d) tiranti.

L'inserimento delle catene in acciaio è consigliato prevalentemente per i solai di piano ma può essere esteso anche alle coperture. La posizione delle catene è pressoché obbligata; esse potranno essere inserite all'altezza della quota dei solai intermedi o entro le strutture lignee dei tetti. Si dovrà fare attenzione affinché gli ancoraggi siano in corrispondenza di muri trasversali.

Le catene hanno comune e diffuso impiego soprattutto nelle strutture arcuate e voltate spingenti, ove generalmente sono poste in opera alle reni degli elementi, ossia nella posizione staticamente più corretta ed efficace. La distanza tra due tiranti successivi dipende dalla tipologia muraria ma, in genere, è inferiore a 5 metri. I tiranti liberi, come quelli inseriti all'intradosso delle volte, sono invece soggetti a corrosione soprattutto per l'azione dell'umidità ambientale e risultano inoltre esposti a rischi d'incendio o ad altri urti e indebite sollecitazioni indotte da carichi aggiuntivi non previsti all'atto della progettazione e del dimensionamento.

Particolare attenzione va posta nel dimensionamento dell'elemento di ancoraggio in quanto, ad esempio, un paletto capo chiave di tipo tradizionale, troppo esile oppure di lunghezza troppo esigua, può cedere e deformarsi o spezzarsi, sotto l'azione del carico concentrato che gli trasmette la catena. E' necessario però anche verificare che l'elemento di contrasto trasmetta alla parete un carico di compressione che non determini il punzonamento della muratura. Gli elementi di contrasto devono essere posizionati non eccessivamente vicini agli spigoli della costruzione, alle sue aperture o a discontinuità e punti deboli di varia natura.

Le fasi esecutive dell'intervento sono:

- esecuzione dei fori passanti di diametro 25 – 30 mm. mediante carotiere a rotazione;

- scasso nella muratura per inserimento delle piastre d'ancoraggio. Il piano di posa di queste andrà preparato con malta a ritiro compensato;
- rinforzo della muratura retrostante la piastra di ancoraggio dei tiranti;
- taglio a preparazione dei tiranti filettati agli estremi;
- inserimento delle barre (o dei trefoli) in apposite scanalature effettuate lungo la muratura;
- messa in opera delle piastre dello spessore di circa 15 mm. con opportune nervature o adeguato rapporto tra larghezza e lunghezza del paletto;
- messa in tensione dei tiranti con chiavi dinamometriche;
- sigillatura delle scanalature con malta a ritiro compensato.

Le giunzioni saranno diverse a seconda se si tratti di tirante – tirante, preferibile con manicotto filettato a doppia vite, di tirante – capo chiave, preferibilmente bullonata, o di ancoraggio con capo chiave ,disponibile sia metallico che in c.a., da disporre su superficie muraria trattata (es. lisciata con malta di cemento).

Si consiglia di utilizzare capo chiave a paletto semplice, in quanto vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre; queste sono preferibili nel caso di murature particolarmente scadenti realizzate con elementi di piccola dimensione, con necessità di consolidamento locale della muratura nella zona d'ancoraggio. È sconsigliabile incassare il capo chiave nello spessore della parete, specie nel caso di muratura a più paramenti scollegata .

Nelle seguenti figure si riportano vari particolari costruttivi (figura 7.4.2.1, 7.4.2.2, 7.4.2.3 e 7.4.2.4).

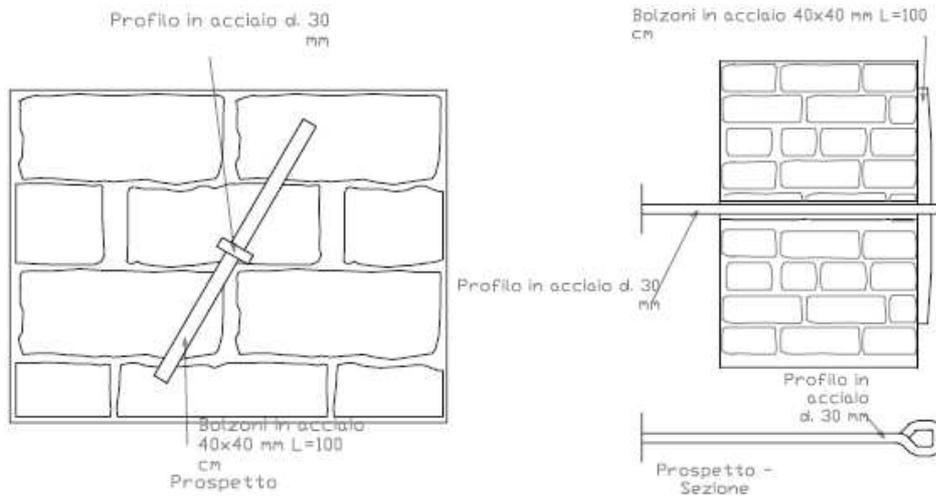


Figura 7.4.2.1 –Schematizzazione ancoraggio con paletto o bolzone.

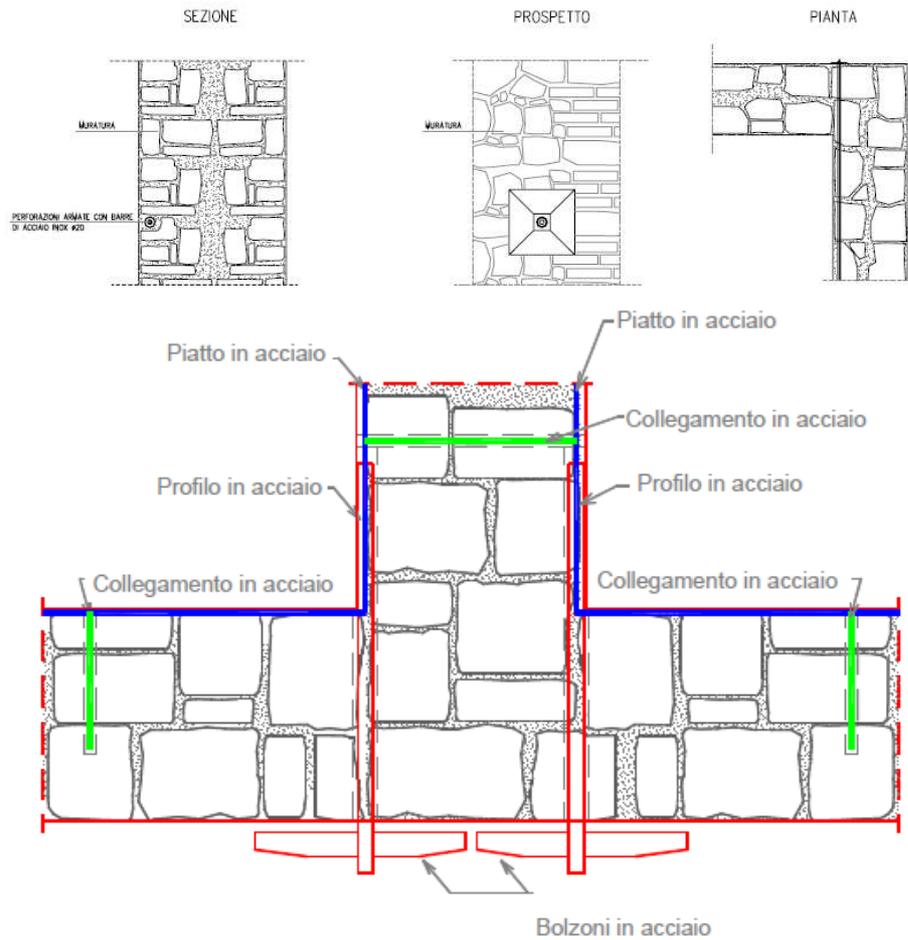


Figura 7.4.2.2 –Schematizzazione ancoraggio con piastra nervata.

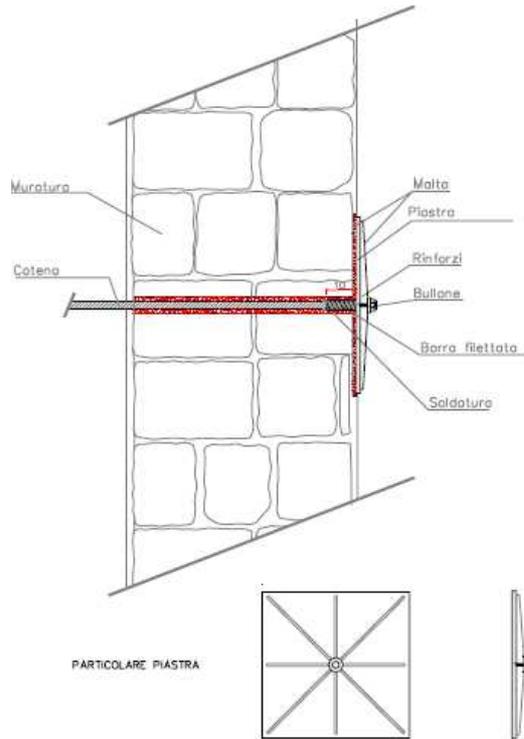


Figura 7.4.2.3 –Particolare ancoraggio catena.

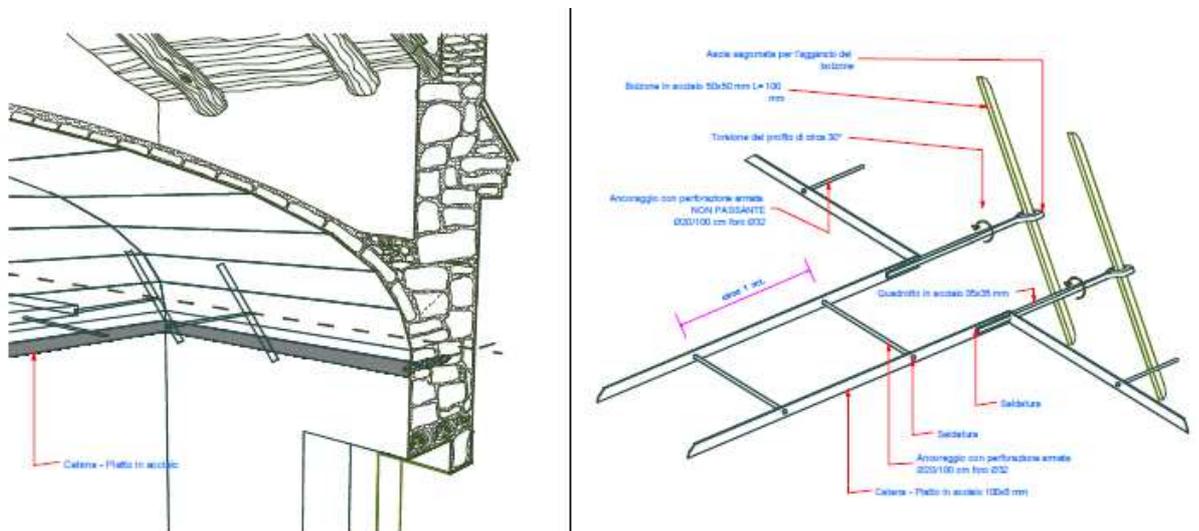


Figura 7.4.2.4 –Posizionamento catene all'imposta della volta

Si potrebbe rendere necessario applicare una pretensione in modo che i tiranti entrino in funzione all'atto della messa in opera, e non all'applicazione dei carichi, che contrastino dilatazioni termiche e cadute di tensione e che, infine, si abbia un miglioramento in termini di duttilità. È raccomandato predisporre dei tenditori ispezionabili.

Si ricorda, infine, che questo tipo di intervento non elimina le cause del dissesto ma ne frena gli effetti.

7.4.2.1 – Verifica degli incatenamenti di piano

Secondo quanto visto ai paragrafi § 6.3.1 e 6.3.2 del presente lavoro di tesi i meccanismi di ribaltamento considerati, seppur non avvenuti fisicamente, vengono attivati dal sisma che ha colpito la struttura rendendo necessario predisporre un intervento di incatenamento per contrastare l'eventuale movimento del maschio murario fuori dal piano. Il quadro fessurativo mostra come la necessità di questo intervento sia diffusa in tutto l'edificio per cui si rimanda nell'Allegato 2 “Elaborati grafici: stato attuale e di progetto” per il dettaglio degli incatenamenti in progetto.

Per collegare le pareti tra di loro si inseriscono, in corrispondenza degli incroci tra maschi murari, delle catene in barre di acciaio $\Phi 24$ S235JR con capichave a paletto e a piastra, a seconda della posizione prevista cioè in funzione delle caratteristiche della muratura.

Con riferimento ai tiranti definiti al § 6.3.1 si esegue la verifica del capo chiave a paletto (figura 7.4.2.1.1).

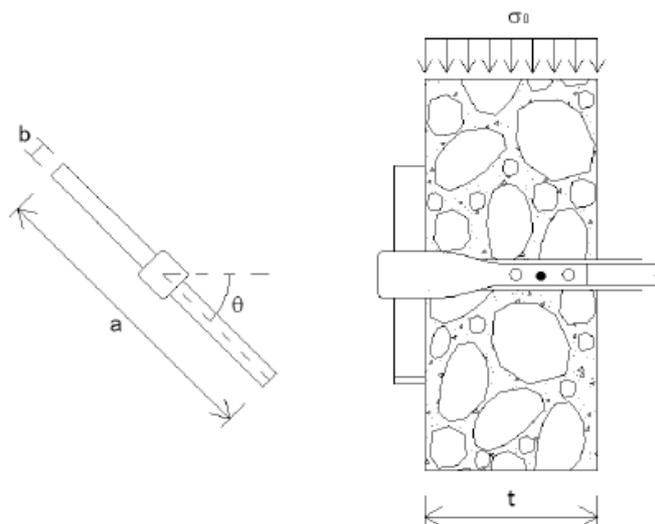


Figura 7.4.2.1.1 –Tirante con capo chiave a paletto.

Dati di progetto

livello di conoscenza		LC1	
fattore di confidenza		1,35	
coefficiente muratura	$\gamma_m =$	3,00	
spessore minimo muratura	$t =$	70,00	cm
larghezza paletto	$b =$	4,5	cm
lunghezza paletto	$a =$	80,00	cm
altezza paletto	$h =$	8,00	cm
angolo inclinazione paletto	$\alpha =$	45,00	°

tiro muratura	$T_{TOT} =$	10,00	kN
n° tiranti		1	
tiro singolo tirante	$T_{Ed} =$	10,00	kN

Caratteristiche meccaniche muratura

resistenza a compressione	$f_m =$	10,00	kg/cm ²
resistenza a taglio	$\tau_0 =$	0,20	kg/cm ²
resistenza a compressione - progetto	$f_{m,d} =$	5,13	kg/cm ²
resistenza a taglio - progetto	$f_{v0} =$	0,05	kg/cm ²

Tirante - S235JR

coefficiente acciaio – caso sismico	$\gamma_a =$	1,00	
resistenza a snervamento	$f_{yk} =$	235,00	N/mm ²

Paletto - S355

coefficiente acciaio	$\gamma_a =$	1,05	
resistenza a snervamento	$f_{yk} =$	355,00	N/mm ²

È necessario eseguire le tre seguenti verifiche:

1) meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti (T1);

area minima del tirante	$A_{min} =$	42,55	mm ²
diametro tirante	$\Phi =$	24,00	mm
sezione resistente tirante	$A_{res} =$	353,00	mm ²

$$T_{Rd} = T1 = 83 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} > T_{Ed} \quad \text{Verifica}$$

Generalmente questo meccanismo non è dimensionante.

2) meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone d'ancoraggio (T2);

La resistenza della muratura dipende dalla geometria del capo chiave e dallo spessore e dalle caratteristiche meccaniche della muratura. Lo sforzo normale di trazione T_{Ed} del tirante genera sulla muratura, attraverso il capo chiave, uno stato tensionale che tende a far staccare una porzione di muratura in corrispondenza del capo chiave stesso. Si fa l'ipotesi che la muratura che si stacca abbia una forma troncoconica con diffusione delle tensioni a 45° (figura 7.4.2.1.2).

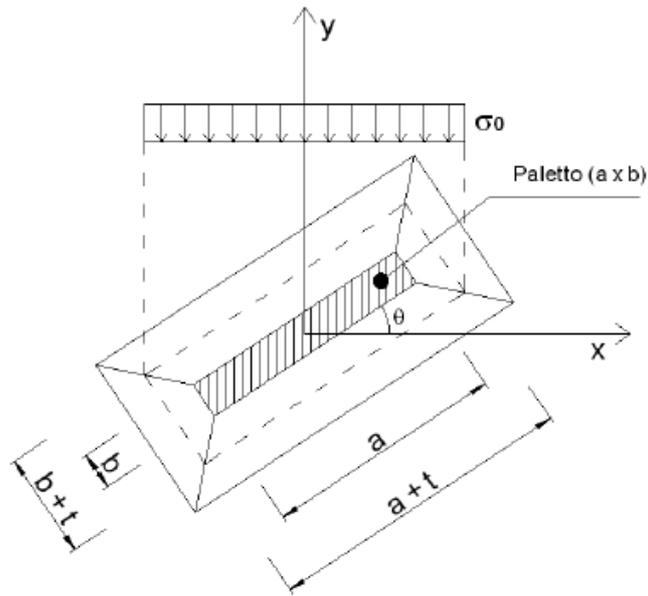


Figura 7.4.2.1.2 –Cuneo di distacco per capo chiave a paletto.

Verifica a punzonamento della muratura

Superficie laterale del tronco di piramide $S_{ly} = (p+P) \cdot h/2$

$$S_l = [2 \cdot (b+a) + 2(b+2t+a+2t)] \cdot h/2$$

$$T_{m,rd} = f_{v0} \cdot S_l$$

	$T2 = T_{m,rd} =$	$\frac{16}{16}$	kN
$T_{m,Rd} > T_{Ed}$		Verifica	

3) meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto (T3).

Verifica a schiacciamento della muratura

$$T_{m,rd} = f_{v0} \cdot a \cdot b$$

	$T3 = T_{m,rd} =$	$\frac{16}{16}$	kN
$T_{m,Rd} > T_{Ed}$		Verifica	

Si rende ora necessario verificare la resistenza del paletto per il quale si opta per uno schema statico di trave a sbalzo incastrata in corrispondenza dell'attacco del tirante e soggetta ad un carico distribuito. La sezione resistente è pari ai valori h e b precedentemente definiti.

Verifica resistenza del paletto

	$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / (3^{0,5} * \gamma_{M0})$	795,31	kN
Area resistente a taglio per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme	$A_v = 2 * A / \pi$	407,44	mm ²
	$V_{Ed} =$	10,00	kN
$V_{Rd} > V_{Ed}$		Verifica	
	$W_{el} = b * h^2 / 6$	48,00	cm ³
	$M_{Rd} = W_{el} * f_{yk} / \gamma_{M0}$	16,23	kNm
	$M_{Sd} = (V_{Ed} * a) * (a/2)^2 / 2$	0,64	kNm
$M_{Rd} > M_{Sd}$		Verifica	

Si osserva che il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo V_{Rd} per cui si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza flessionale.

7.5 – Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture

Gli architravi sono elementi strutturali orizzontali, costituiti da elementi monolitici (travi lignee o in acciaio o piattabande lapidee) o realizzati in muratura, (laterizio o pietra) posti al di sopra delle aperture, la cui funzione è quella di sostenere il peso della muratura sovrastante e di eventuali altri carichi su essa gravanti. I carichi agenti sull'architrave sono scaricati sugli elementi verticali portanti (piedritti o spalle) che, sono assimilabili agli appoggi di estremità. Il peso della muratura gravante su un architrave è definito dalla cosiddetta parabola di distacco, la cui freccia è di non banale valutazione, in quanto funzione della tessitura della muratura e della presenza di ulteriori aperture nella parete muraria. Nel caso in cui fossero ammalorati o insufficienti a sopportare i carichi su di essi gravanti,

la sostituzione deve essere eseguita con elementi preferibilmente metallici o singoli o accoppiati (legati da bullonature diffuse) in modo da garantire un'elevata indeformabilità flessionale e la circuitazione delle tensioni nei pressi delle forature (porte, nicchie, finestre, edicole, etc...) presenti nelle pareti.

L'intervento è costituito dai seguenti elementi (figura 7.5.1. e 7.5.2):

- a) profilati metallici: affiancati o in sostituzione degli architravi esistenti;
- b) barre filettate in acciaio inox per collegare tra loro i profilati in acciaio;
- c) piatto in acciaio S275 dello spessore di 10 mm ;
- d) cuscinetto in mattoni pieni, necessario a trasferire i carichi concentrati derivanti dai profilati in acciaio sulla muratura esistente.

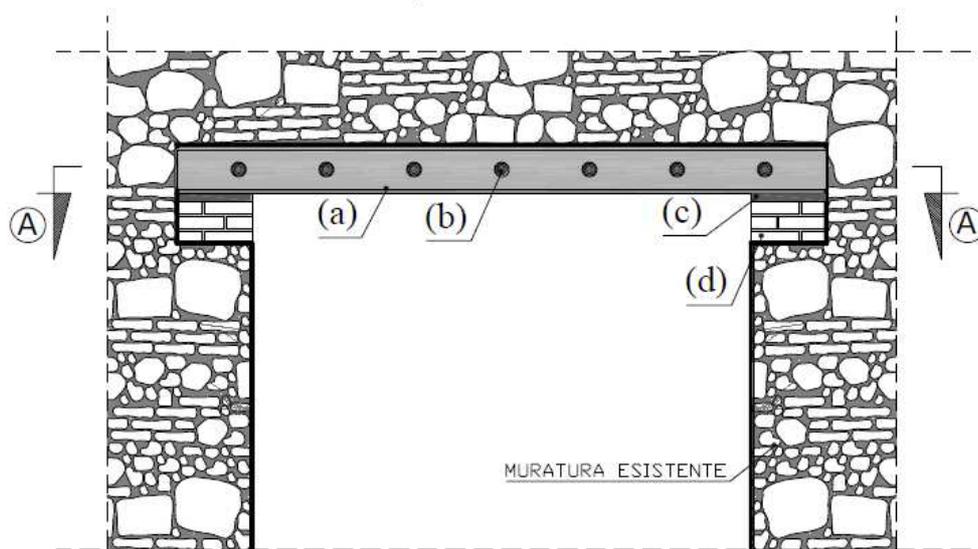


Figura 7.5.1 –Intervento di rinforzo dell'architrave – vista frontale.

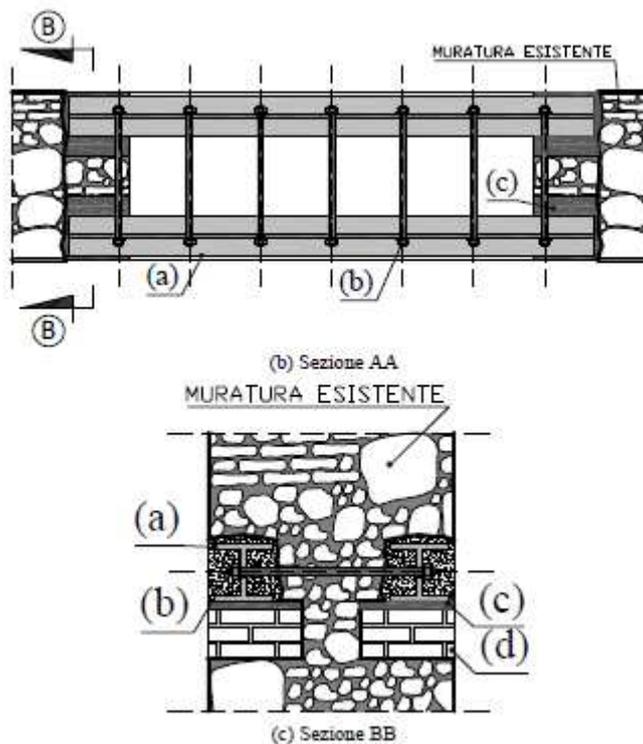


Figura 7.5.2 –Intervento di rinforzo dell’architrave – particolari.

Il calcolo degli architravi viene realizzato effettuando le verifiche imposte dalla normativa vigente e dimensionando gli elementi strutturali in modo che la sollecitazione massima di progetto sia inferiore alla resistenza offerta. Le verifiche condotte riguardano:

7.5.1 - Verifica dell’architrave

■ Verifica a flessione

La verifica flessione permette il dimensionamento dell’elemento strutturale. Per la valutazione dei carichi che gravano sull’architrave, il problema presenta un certo grado di indeterminazione dipende dalla non bene definibile linea di distacco della muratura conseguente al cedimento elastico o plastico dell’architrave. La parte in muratura compresa tra detta linea di distacco fittizia, che in realtà ha un andamento parabolico, e

l'architrave è quella che grava sullo stesso. La parte in muratura sovrastante la linea di distacco si comporta come un arco che scarica la spinta direttamente sulle spalle. Il problema viene semplificato (figura 7.5.1.1) assumendo come carico soltanto il peso della parte di muratura che è racchiusa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso. I carichi uniformemente distribuiti al di sopra del triangolo dovuti ad eventuali solai sono trascurati mentre si considerano quelli interni al triangolo per la sola parte intercettata. Si calcola dunque il peso del prisma triangolare murario, la cui base è data dalla luce teorica, ottenuta incrementando la luce del vano del 5%. Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del foglio di calcolo elettronico "Excel".

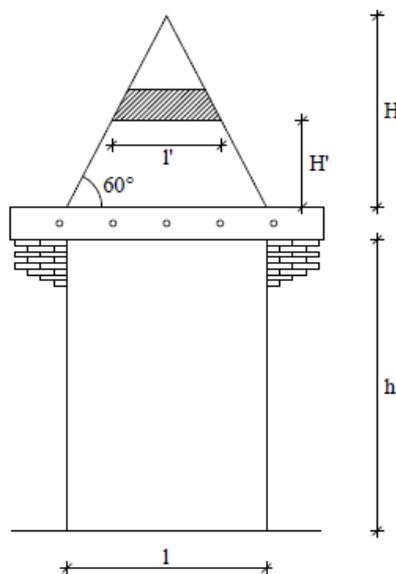


Figura 7.5.1.1 –Schema semplificato calcolo carico su architrave.

Analisi dei carichi

luce netta architrave	$l_a =$	1800,0	mm
luce di calcolo architrave	$l_0 = l_a * 1,05$	1890,0	mm
altezza triangolo di carico	$H = l_0 / (2 * \text{tg}30)$	1636,8	mm
spessore della muratura sopra l'architrave	$t =$	800,0	mm
carico trasmesso dalla muratura	$q_m =$	29,39	kN/m
peso muratura	$w =$	19,00	kN/m ³

Caratteristiche architrave in acciaio

tipo profilato	HEA120		
altezza sezione trasversale	h=	114	mm
larghezza sezione trasversale	b=	120	mm
spessore anima	t _w =	5	mm
spessore ali	t _f =	8	mm
altezza tra le ali	h _i =	98	mm
area sezione trasversale	A	25,3	cm ²
momento inerzia attorno asse forte	I _{yy} =	606	cm ⁴
momento di resistenza elastico attorno asse forte	W _{el,yy} =	106,3	cm ³
momento di resistenza plastico attorno asse debole	W _{pl,zz} =	58,9	cm ³
peso a metro lineare	p=	0,2	kN/m
Tipo acciaio	S235JR		
	f _{yk} =	235	MPa
	γ _a =	1,05	
	f _{yk} =	224	MPa
	τ _{amm} =	180,95	MPa

La verifica viene effettuata controllando che la σ_{\max} del profilato sia inferiore di quella ammissibile, dove W_x , è il modulo di resistenza del profilo metallico scelto in fase di predimensionamento.

Verifica a flessione

2 profili accoppiati

$$M_{\max} = q_m \cdot l_t^2 / 12 \quad 8,84 \quad \text{kNm}$$

$$\sigma_{\max} = M_x / (2 \cdot W_x) \quad 73,95 \quad \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\max} < f_{yd} \quad \text{Verifica}$$

■ verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta imponendo che lo stato tensionale indotto dai carichi agenti, sia inferiore alla resistenza offerta dai profili ipotizzati in fase di calcolo. Lo schema di calcolo ipotizzato è di trave appoggiata soggetta ad un carico distribuito triangolare dovuto alla muratura sovrastante. Il valore del taglio sarà dato dalle reazioni agli appoggi.

$$R_a=R_b= q_m * l_t / 4$$

L'azione di taglio agente sul singolo profilato (avendo ipotizzato l'utilizzo di due accoppiate e collegate a mezzo di barre filettate) è pari alla metà del valore appena considerato $T_{max} = R_a / 2$.

$$\begin{array}{rcl} R_a = R_b & 13,89 & \text{kN} \\ T_{max} & 6,94 & \text{kN} \\ \tau_{max} = T_{max} / (t_w h_i) & 14,17 & \text{MPa} \end{array}$$

$$\tau_{max} < \tau_{amm} \quad \text{Verifica}$$

■ verifica a deformabilità

La verifica di deformabilità assume un ruolo importante nella scelta del profilo da adottare per la realizzazione della piattabanda, in modo da poter evitare eccessive deformazioni che potrebbero provocare problemi di carattere funzionale e statico.

$$f_{max} = 1/120 * (q_m * 10^4) / (EJ) \quad 2,46 \quad \text{mm}$$

$$Ea = 210000 \quad \text{MPa}$$

$$f_{amm} = 10/500 \quad 3,78 \quad \text{mm}$$

$$f_{max} < f_{amm} \quad \text{Verifica}$$

■ verifica tensione massima muratura

L'ammorsamento all'interno della muratura del profilo metallico adottato è stato ipotizzato pari a 25 cm; il profilo è poggiante su una piastra in acciaio per una migliore ripartizione dei carichi che, diversamente da quanto considerato sino ad ora, saranno dovuti anche alle porzioni pertinenti delle sovrastanti murature e solaio.

La tensione sulla superficie di appoggio del profilo sulla piastra:

$$\begin{aligned}L_{app} &= 250 && \text{mm} \\ b &= 120 && \text{mm} \\ A_{pp} &= 30000 && \text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= 0,46 && \text{MPa} \\ \sigma_{max} &< \sigma_{amm} && \text{Verifica}\end{aligned}$$

La tensione finale sul pilastro (porzione di muratura interessato dallo scarico dell'architrave) in muratura è:

$$\begin{aligned}A &= 100 && \text{mm} \\ B &= 200 && \text{mm} \\ A_{pm} &= 20000 && \text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= 8,62 && \text{MPa} \\ \sigma_{max} &< \sigma_{amm} && \text{Verifica}\end{aligned}$$

dove A e B sono le dimensioni della piastra in acciaio che distribuiscono il peso dell'architrave sulla muratura esistente.

Le fasi operative di messa in opera sono:

- taglio della muratura per consentire l'inserimento delle travi in acciaio;
- inserimento dei profili in acciaio nella muratura ;
- allettamento dei mattoni pieni tra i profili con malta idraulica;

- malta per iniezioni per chiusura finale a saturare gli eventuali spazi tra i vari materiali;
- collegamento dei profili in acciaio tra di loro con barre filettate e bulloni in testa;
- intonaco traspirante a chiusura dell'intervento.

7.6 – Interventi su archi e volte

7.6.1 - Introduzione

Le NTC prevedono che le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti, per cui eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali. Qualora le strutture mostrino delle patologie e/o dissesti sia di origine statica sia dovute all'azione del sisma è quindi opportuno intervenire al risanamento delle strutture.

Si riportano di seguito i quadri fessurativi tipici per le strutture voltate con riferimento alla tipologie esistenti nel Castello di Sant'Apollinare, oggetto del presente lavoro di tesi (figura 7.6.1.1, 7.6.1.2 e 7.6.1.3).

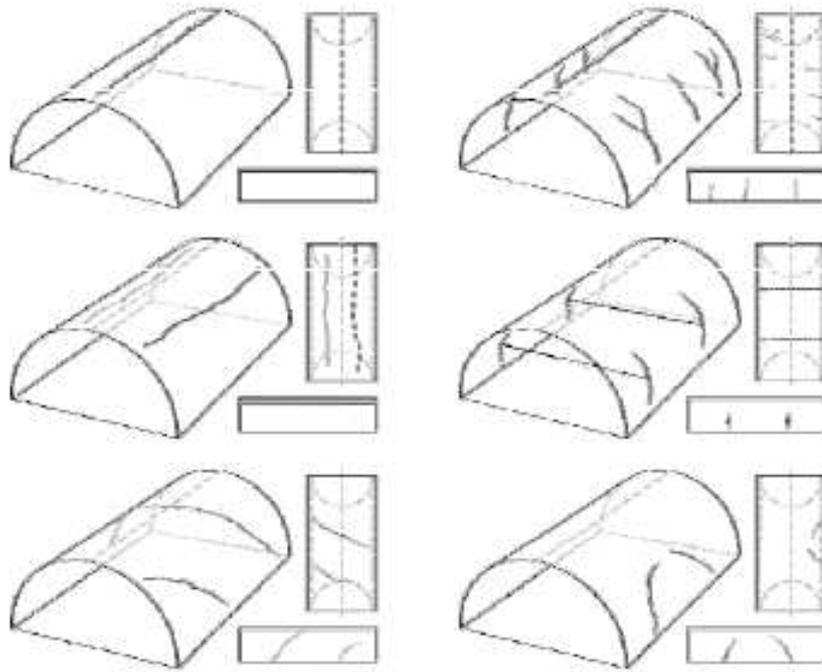


Figura 7.6.1.1 –Volte a botte: quadri fessurativi tipici.



Figura 7.6.1.2 –Volte a botte: lesioni in chiave e diagonale.

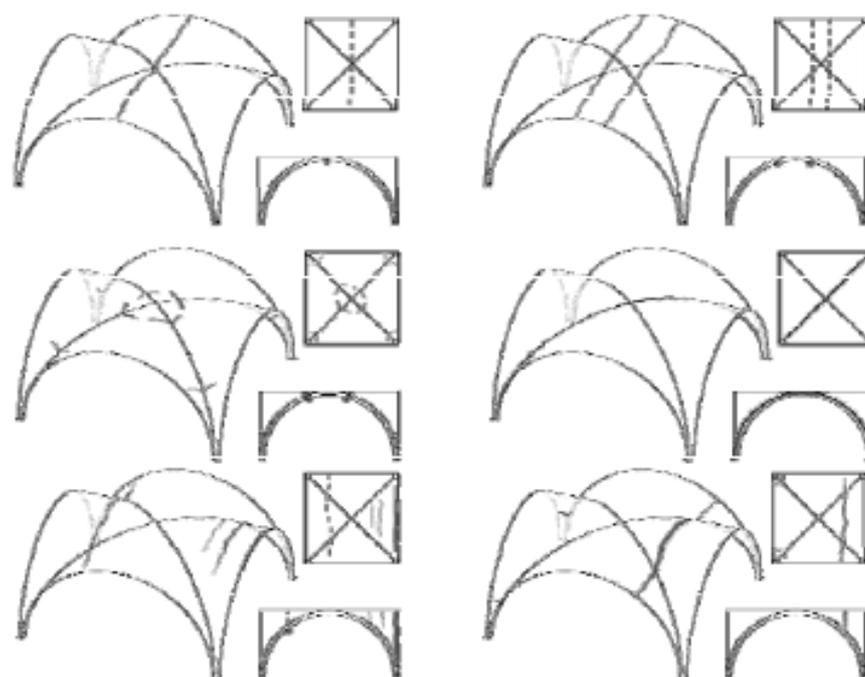


Figura 7.6.1.3 –Volte a crociera: quadri fessurativi tipici.



Figura 7.6.1.4 –Volte a crociera: lesioni in chiave.

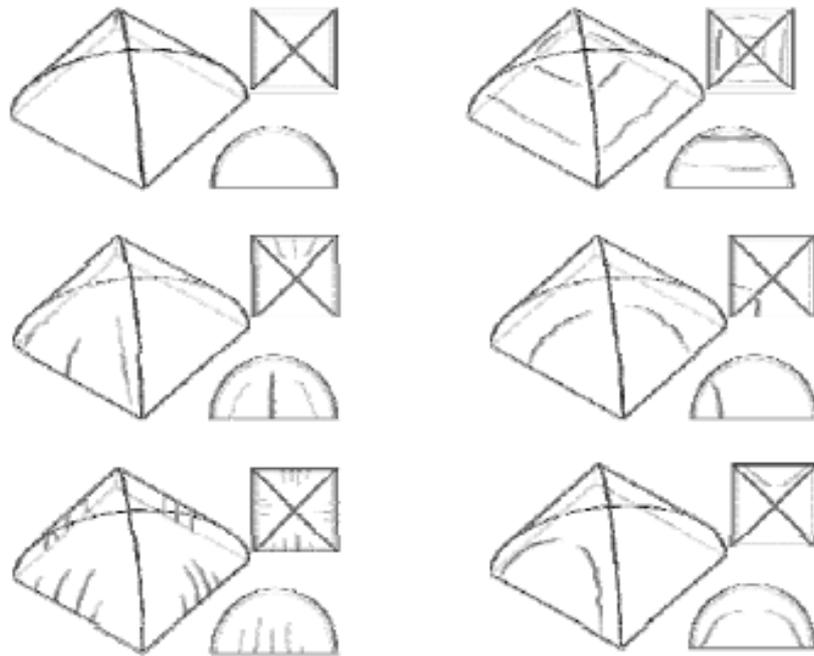


Figura 7.6.1.5 –Volte a padiglione: quadri fessurativi tipici.



Figura 7.6.1.6 –Volte a padiglione: lesioni parallele alle pareti.

Le finalità degli interventi sono principalmente due:

- 1) contrastare (ridurre o annullare le spinte) tramite catene o cerchiature;
- 2) incrementare la resistenza o risanare archi, volte e cupole lesionati tramite ad esempio iniezioni di miscele leganti o con iniezioni armate.

Sono ipotizzabili come interventi:

- realizzazione di un irrigidimento o di un guscio di aderenza, solettina curva, usualmente all'estradosso ed in calcestruzzo o malta antiritiro, miscele di resine o come una nuova struttura in acciaio o legno;
- interventi basati sull'incollaggio di materiali composti;
- interventi che mirano alla modifica dell'assetto statico mediante nuovi elementi strutturali o mediante sospensione.

Gli interventi sulle strutture ad arco e sulle volte, secondo quanto illustrato al § C8A.5.2 Circolare 617/2009, sono i seguenti:

- catene;
- contrafforti o ringrossi murari;
- controvolte di calcestruzzo (sconsigliato);
- placcaggio all'estradosso con fasce di materiale composito.

7.6.2 - Catene

La tradizionale tecnica di intervento di inserimento delle catene, ha la finalità di compensare le spinte indotte sulle murature di appoggio e impedirne l'allontanamento reciproco (figura 7.6.2.1). Le catene andranno poste di norma alle reni di archi e volte (figura 7.6.2.2). Qualora non sia possibile, si potranno collocare le catene a livelli diversi purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta.

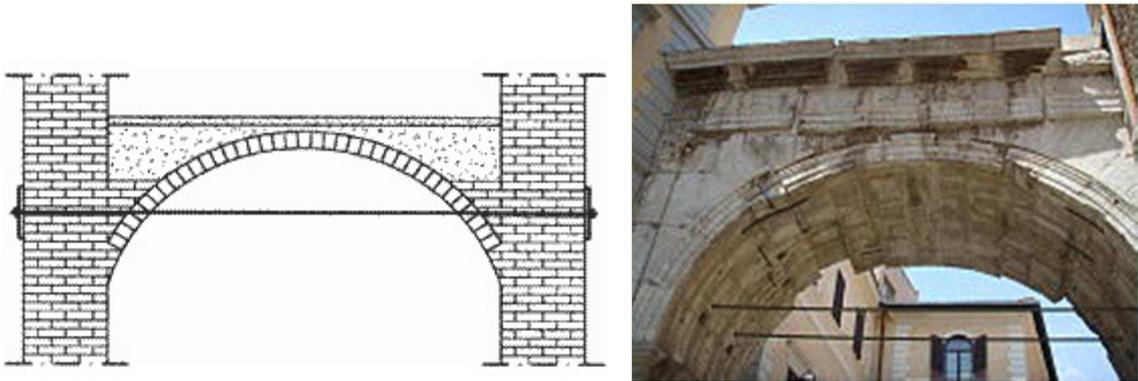


Figura 7.6.2.1 –Intervento di inserimento catena.

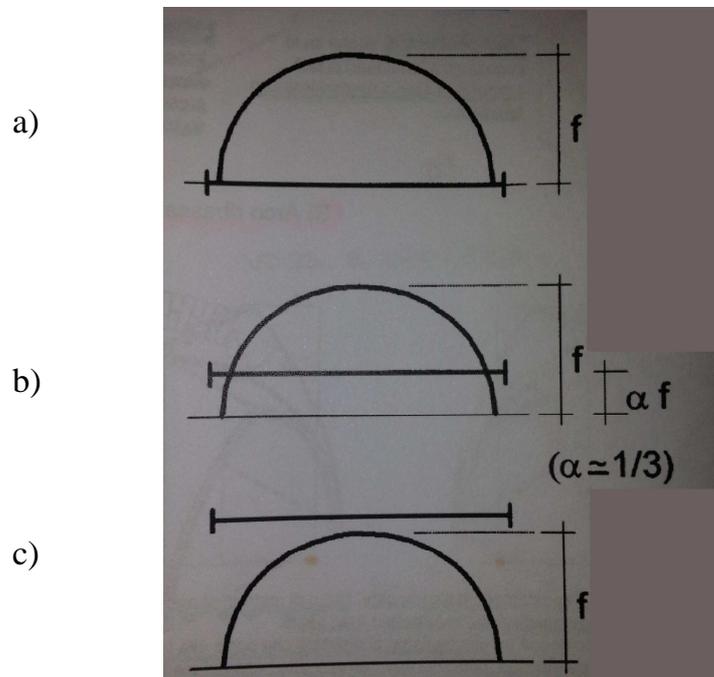


Figura 7.6.2.2 –Posizioni catena per archi e volte a botte: a) tradizionale, b) ottimale, c) estetica.

Tali elementi devono essere dotati di adeguata rigidezza (sono da preferirsi barre di grosso diametro e lunghezza, per quanto possibile, limitata). Le catene devono essere poste in opera con un'adeguata presollecitazione, in modo da assorbire parte dell'azione spingente valutata tramite il calcolo (valori eccessivi del tiro potrebbero indurre danneggiamenti localizzati).

In caso di lesioni e/o deformazioni, la riparazione deve ricostituire i contatti tra le pareti separate, onde garantire che il trasferimento delle sollecitazioni interessi un'adeguata superficie e consentire un'idonea configurazione resistente.

Nelle cupole i tiranti sono sostituiti dalle cerchiature.

7.6.3 - Contrafforti o ringrossi murari

Per assorbire le spinte di volte ed archi ed impedire l'allontanamento reciproco deve essere anche considerata la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari (figura 7.6.3.1). Questi presentano, peraltro, un certo impatto visivo sulla costruzione e la loro efficacia è subordinata alla creazione di un buon ammorsamento con la parete esistente, da eseguirsi tramite connessioni discrete con elementi lapidei o in laterizio, ed alla possibilità di realizzare una fondazione adeguata. Si sottolinea, tuttavia, come esso sia reversibile e coerente i criteri di conservazione e quindi, in linea di principio, adottabile anche come opera non definitiva.

L'utilizzo del calcestruzzo è però sconsigliato per problemi d'incompatibilità chimico-fisica e strutturale con la struttura esistente. Se viene impiegata la muratura di mattoni si sottolinea l'esigenza, al fine di limitare i fenomeni di ritiro che potrebbero limitare l'efficacia dell'intervento, di formare giunti con poca malta.

La costruzione dello sperone segue le fasi e il metodo costruttivo proprio di una qualsiasi struttura muraria e può eventualmente essere associata ad altri sistemi e dispositivi di contenimento delle spinte, quali tiranti, catene o cerchiature. La fase di realizzazione delle fondazioni deve tenere conto delle inevitabili interferenze che i relativi scavi avranno con le strutture di fondazioni dell'edificio esistente e quindi, dovrà osservare particolari cautele per evitare di indurre danni indesiderati o di peggiorare la situazione di equilibrio esistente.

Un limite implicito nella tecnica è costituito dalla realizzazione stessa dello sperone, che richiede l'esistenza di spazi liberi limitrofi la cui entità è proporzionale all'altezza dello sperone stesso. Inoltre questi rappresentano un presidio che diventa efficace solo al progredire del dissesto o in occasione di un evento sismico.

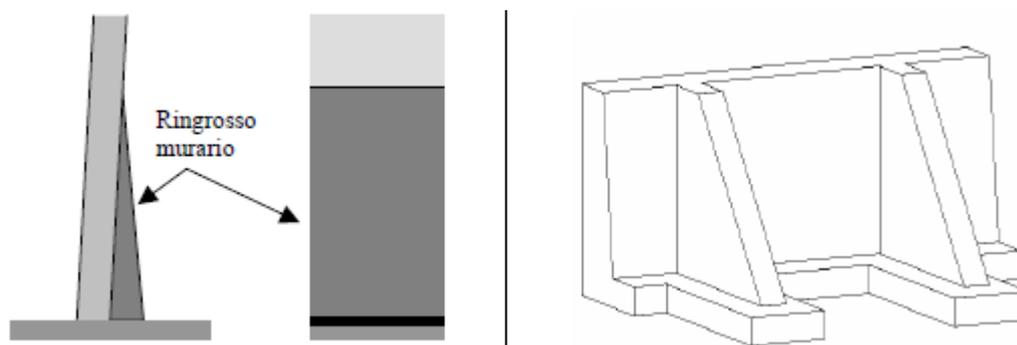


Figura 7.6.3.1 –Ringrossi e contrafforti murari.

7.6.4 - Controvolte in calcestruzzo

La realizzazione all'estradosso di controvolte in calcestruzzo, armate o no, è da evitarsi, per la riduzione dello stato di compressione nella volta in muratura e l'aumento delle masse sismiche, oltre che per l'impovertimento che induce, in termini di valori culturali e testimoniali, nel manufatto storico.

Questo intervento, frequentemente adottato negli ultimi decenni, consiste nel collegare la volta esistente ad una controvolta estradosale in calcestruzzo armato. Si viene a creare in questo modo una nuova struttura resistente che collabora con quella sottostante comportandosi come una nuova volta di spessore maggiorato (figura 7.6.4.1).

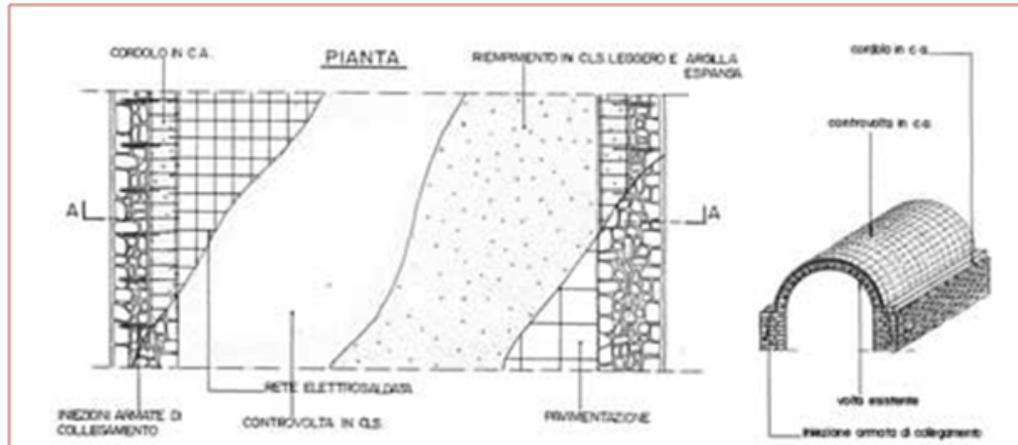


Figura 7.6.4.1 –Controvolta estradosale in calcestruzzo armato.

Queste due strutture, quella antica e quella nuova, vengono così a lavorare in parallelo, ma la differente rigidità della cappa in calcestruzzo armato la porta usualmente ad assumersi una percentuale maggiore del carico accidentale agente sulla struttura. Tra i vantaggi del metodo va ricordato il fatto che l'estradosso della volta riesce, nella fase di parzializzazione precollasso della sezione, ad assorbire anche sforzi di trazione, grazie all'armatura metallica della cappa. Ancora tra i vantaggi la funzione di cucitura della muratura in direzione trasversale, soprattutto se l'accoppiamento muratura-calcestruzzo viene favorito da connettori metallici. Tra gli svantaggi, oltre alla menzionata invasività che rende irraggiungibile l'estradosso a future ispezioni, l'incremento non trascurabile delle masse in gioco, cui va posta attenzione in zona sismica, e le potenziali interazioni negative tra muratura calcestruzzo in termini di percolazioni, filtrazione di sali e di accumulo di umidità.

Tra gli errori più praticati in passato va annoverato sicuramente l'eccessivo spessore della cappa in cemento armato che porta ad una rigidità eccessiva della stessa con conseguente scarico della volta in laterizio. Un altro errore ricorrente è l'aumento delle masse in gioco con conseguente stravolgimento della situazione di carico. Oggi invece si tendono a realizzare cappe in cemento molto sottili (4-8 cm) che collaborano con la vecchia struttura senza sostituirsi ad essa. Spesso si utilizzavano dei connettori per collegare la cappa in cemento alla vecchia volta, questo metodo è troppo invasivo, e può portare ad accumuli locali di tensione che possono portare a rotture locali.

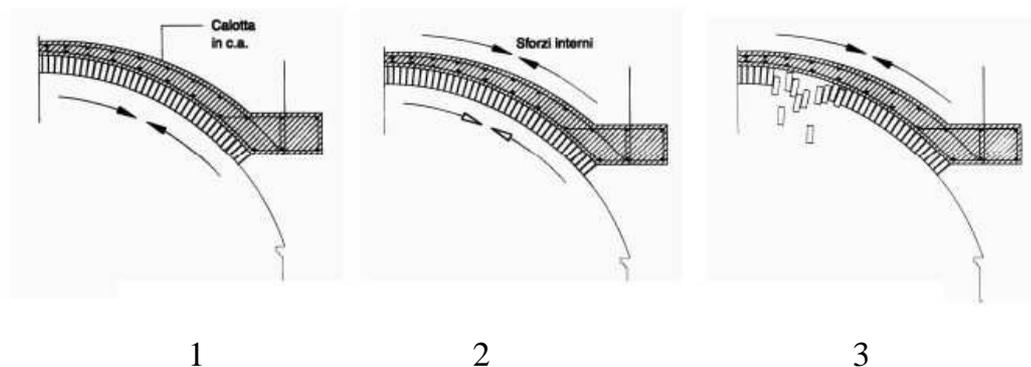


Figura 7.6.4.2 –Controvolta estradossale in calcestruzzo armato – problemi nelle varie fasi.

Nell'immagine 1 in figura 7.6.4.2 con la realizzazione della calotta e del cordolo perimetrale in c.a. la volta si trova in “configurazione iperstatica”, nella 2 si ha una migrazione degli sforzi interni dalla volta in mattoni alla soletta in c.a. privando i mattoni della compressione necessaria per il loro corretto funzionamento e, infine, nella 3 si ha il rilassamento della struttura laterizia con conseguente distacco dei mattoni.

Le fasi dell'intervento son le seguenti:

- puntellamento con base di appoggio di tutto il sistema dal quale si dipartono dei ritti che sostengono la centina, cioè un sistema reticolare il cui profilo ha la forma della volta da sostenere;

- rimozione dei pavimenti, del sottostante massetto e dei rinfianchi, quest'ultimi in modo uniforme ed a mano, evitando le vibrazioni provocate dai martelli pneumatici. La rimozione uniforme del rinfianco evita l'effetto negativo che si verrebbe a generare con un'asportazione asimmetrica dei materiali. Una volta asportato tutto il materiale si procede ad un'accurata pulitura mediante soffiatura e ad un lavaggio dell'estradosso della volte sino alla completa messa a nudo dei conci;

- realizzazione cappa con formazione di idonei fori nelle murature perimetrali, armate con tondini di acciaio debitamente ancorati mediante colla epossidica. Formazione dell'armatura della cappa con rete elettrosaldata in acciaio zincato, opportunamente fissata ai collegamenti con i muri perimetrali mediante legatura con filo di ferro o mediante saldature, stesa dello strato di colla epossidica di interfaccia tra la volta in laterizio ed il nuovo getto (preferita ai connettori per evitare concentrazioni di tensioni sulla volta), e getto della cappa di cemento strutturale;

- ripristino dei rinfianchi una volta terminata la fase di indurimento della cappa in materiale cellulare alleggerito. I prodotti in argilla espansa grazie alla loro leggerezza sono i più idonei per questo tipo di applicazioni;

- soletta (eventuale) con formazione di idonei fori nelle murature perimetrali, per l'ancoraggio alle murature perimetrali, e getto della soletta della stessa.

7.6.5- Consolidamento con materiali compositi

La tecnica consiste nell'incollare alla struttura, mediante resine epossidiche, delle fasce ad alta resistenza, composte da tessuti di fibre di materiale composito (carbonio, vetro, basalto) immerso in una matrice polimerica. La tecnologia di tali sistemi composti, denominati FRP, è indicata per rinforzi flessionali e di confinamento a compressione per elementi in calcestruzzo, legno e acciaio e per il rinforzo di pannelli e volte murarie. Questa tecnica è efficacemente utilizzata da alcuni anni per la conservazione e il recupero delle strutture di interesse storico – artistico in muratura. Le caratteristiche principali del sistema sono la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, la facilità e la duttilità di applicazione nei riguardi dell'adattamento a forme complesse e non perfettamente piane. I compositi, a parità di peso, forniscono prestazioni migliori dell'acciaio, adesione perfetta alle superfici e spessori ridotti che fanno sì che l'impatto visivo sia trascurabile. L'intervento, in ogni caso, è completamente reversibile in quanto le fasce sono semplicemente incollate alla superficie e possono essere rimosse in qualsiasi momento mediante un adeguato trattamento termico.

Gli elementi strutturali a singola o a doppia curvatura collassano per la formazione di cerniere che nascono a causa della limitata resistenza a trazione della muratura. Il rinforzo di FRP deve essere applicato sulla struttura in modo da contrastare le formazioni delle cerniere responsabili di possibili meccanismi di collasso (CNR-DT 200 R1/2013). In prima approssimazione tali cerniere possono ritenersi ubicate all'intradosso o all'estradosso dell'elemento strutturale. Conseguentemente, lo sforzo normale trasmesso da tali cerniere è eccentrico rispetto alla superficie media della struttura e la sua eccentricità è pari alla metà dello spessore di quest'ultima. Un sistema di rinforzo FRP, adeguatamente ancorato, contrasta il meccanismo di rotazione e quindi l'apertura dei cigli fessurativi.

Pertanto, è possibile ricorrere all'impiego di compositi fibro-rinforzati per interdire la formazione di cerniere in corrispondenza della superficie opposta a quella di applicazione.

Per quanto riguarda gli interventi sugli archi o volte, il composito può essere applicato sull'intera superficie oppure in corrispondenza dei punti critici che si evidenziano attraverso il rilievo o la previsione del quadro fessurativo associato al meccanismo di collasso esaminato. In tali elementi strutturali, le fibre posizionate all'intradosso, manifestano una limitata efficacia garantita solo dall'aderenza tra lo stato di resina e la superficie dell'elemento; si vengono a creare degli sforzi di trazione perpendicolari alle fibre (tiro a vuoto). Se invece l'applicazione viene effettuata all'estradosso, la tensione di trazione delle fibre, provoca invece una tensione di compressione sulla volta. Per questo motivo è consigliata l'applicazione delle fibre all'estradosso degli archi e delle volte.

In situazioni frequenti, lo studio di volte a botte, realizzate con mattoni disposti lungo la generatrice o ad essa ortogonali, è riconducibile a quello di un arco di profondità unitaria il cui profilo corrisponde alla curva direttrice della volta. Ne consegue che le volte a botte possono essere rinforzate mediante compositi FRP applicati lungo la direttrice su tutto lo sviluppo longitudinale della volta (figura 7.6.5.1). L'interasse dei rinforzi, funzione sia dallo spessore che dalla luce della volta, deve ostacolare la formazione di cinematismi anche in tale direzione. Rinforzi longitudinali, disposti lungo le generatrici, hanno una funzione di cucitura tra gli archi ideali formanti la volta a botte e possono contribuire, se adeguatamente posizionati, ad impedire la formazione di meccanismi lungo lo sviluppo longitudinale della volta. Tale azione può risultare rilevante in presenza di azioni orizzontali. Si consiglia di disporre lungo le generatrici della volta una quantità di rinforzo per unità di area pari al 10% di quella disposta

lungo la direttrice. La predetta percentuale deve essere innalzata fino al 25% in zona sismica.



Figura 7.6.5.1 –Rinforzo materiali compositi – volta a botte.

Sulle volte a crociera i nastri di materiale composito possono essere posizionati all'estradosso degli archi di imposta della volta e eventualmente anche sulle nervature diagonali (figura 7.6.5.2). In alcuni casi il semplice intervento di placcaggio con fibre, pur essendo poco invasivo e facilmente removibile, può essere tuttavia di scarsa efficacia. La fasciatura con fibre può quindi essere associata alla costruzione di un arco di rinforzo all'estradosso dell'esistente, posizionando le fibre tra la volta e il nuovo arco di rinforzo.

La presenza dell'arco, oltre ad aumentare lo spessore in chiave, ha lo scopo di confinare la fibra obbligandola ad aderire all'estradosso della volta. L'intervento con le fibre sulle volte può essere associato alla sostituzione del rinfianco con frenelli di laterizio che, diminuiscono il peso gravante sulla volta. Se all'intervento con i frenelli si aggiungono le fibre di composito con un sistema di ancoraggio, si limitano le possibilità di attivazione dei meccanismi di collasso più probabili. Le fibre vengono disposte lungo le linee di massima tensione.



Figura 7.6.5.2 –Rinforzo materiali compositi – volta a crociera.

Nel caso di volte a padiglione, la procedura è simile a quella precedente; ci sono però degli accorgimenti sul posizionamento dei rinforzi (figura 7.6.5.3). I nastri FRP, in questo tipo di volte, sono collocati seguendo le indicazioni fornite dalle deformazioni e dai dissesti, pertanto vengono posizionati sia lungo il perimetro della volta (per confinare la base del padiglione), sia trasversalmente a questa, per incrementare la resistenza dell'arco. Inoltre si possono prevedere fasciature più modeste, a cavallo delle nervature delle unghie di testata, per evitare l'eventuale allargamento delle stesse.

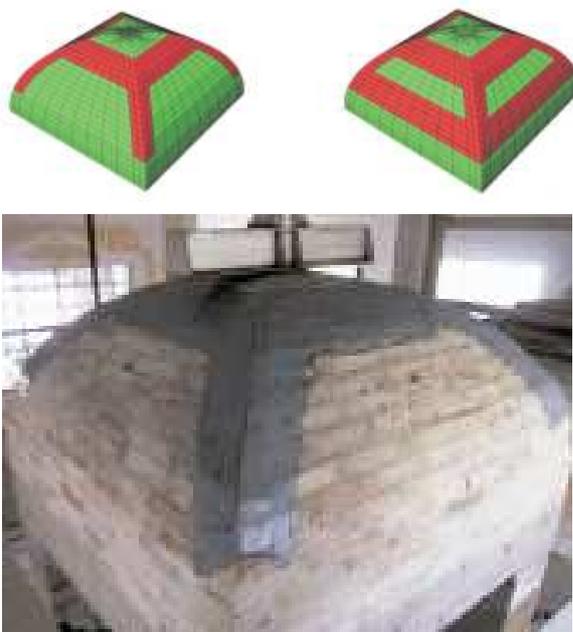


Figura 7.6.5.3 –Rinforzo materiali compositi – volta a padiglione.

Il rinforzo strutturale tramite fasciature all'estradosso (figura 7.6.5.4) seguirà le seguenti fasi di lavorazione:

- stuccatura accurata di eventuali lesioni o microlesioni all'intradosso della volta da effettuare con idonee malte e successivo puntellamento delle strutture oggetto dell'intervento. Pulizia dell'estradosso, con eliminazione totale di parti inconsistenti e di qualsiasi materiale che possa pregiudicare il buon aggrappo delle lavorazioni seguenti;

- eliminazione totale della polvere dall'intera superficie da trattare da effettuare con aspirapolvere. Nel caso in cui la superficie di applicazione del rinforzo si presenti molto irregolare, si provvederà a regolarizzarla con opportune malte idrauliche.

- consolidamento di eventuali fessurazioni mediante intasamento con resina epossidica fluida a due componenti esente da solventi e che non presenti ritiri all'atto dell'indurimento. Se le lesioni superano i 4 mm si provvederà a miscelare la resina epossidica nelle giuste proporzioni con sabbia di quarzo di opportuna granulometria. La resina epossidica sarà preparata ed applicata seguendo le indicazioni della casa produttrice.

- stesura a spatola di adesivo epossidico tixotropico a due componenti esente da solventi con un consumo minimo di 4 kg/mq. Il prodotto avrà la funzione di livellare la superficie da rinforzare e di realizzare uno strato adesivo per la successiva applicazione del rinforzo;

- spolvero di quarzo in granulometria fine sull'adesivo epossidico ancora fresco verrà effettuato per rendere la superficie idonea per l'ancoraggio del successivo strato di malta. L'adesivo epossidico tixotropico sarà preparato ed applicato seguendo scrupolosamente le indicazioni riportate nelle schede tecniche fornite dalla casa produttrice;

- applicazione a fresco di tessuto di armatura unidirezionale o bidirezionale in fibra. Il tessuto dovrà essere steso con rullo o spatola nella direzione di progetto ed incorporato nella massa resinosa facendo attenzione alla formazione di bolle d'aria.



Figura 7.6.5.4 –Particolare rinforzo strutturale estradossale con materiali compositi.

Conclusioni

«La strada da percorrere è presto indicata: bisogna innanzitutto conoscere “cosa” conservare, e da tale conoscenza far scaturire il “come” conservare con sicurezza» (Antonino Giuffrè, 1993).

Il percorso svolto nel presente lavoro di tesi ha avuto come primo obiettivo quello di rilevare le caratteristiche strutturali della costruzione ed il suo comportamento in presenza di azioni sismiche sia a livello locale che globale, in accordo a quanto prescritto al § C.8 Cir. Min. LL.PP. 02.02.2009 n.617.

Partendo dalla consapevolezza che le costruzioni murarie sono caratterizzate da una notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, da cui deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili, si è proceduto alla modellazione del Castello di San'Apollinare cercando di creare un modello di calcolo che cogliesse gli elementi fondamentali che determinano il comportamento della costruzione. Ciò ha portato alla semplificazione della struttura costruita in 3Muri sia per quanto riguarda gli elementi strutturali effettivamente considerati significativi ai fini dell'analisi globale, sia per le ipotesi di comportamento degli elementi strutturali esistenti dedotte dal rilievo strutturale e dal quadro fessurativo. Vengono svolte entrambe le analisi, globale e locale, in accordo con le richieste da § C8.7.1.1 “Requisiti di sicurezza”.

Alla luce delle verifiche svolte la tesi si conclude con la proposta di alcuni interventi di ricostruzione e consolidamento, che rientrano nella tipologia al §C8.4.2 Cir. Min. LL.PP. 02.02.2009 n.617 “Interventi di miglioramento”; e hanno come obiettivo il ripristino, in primo luogo, della condizione di agibilità della struttura oltre al conseguimento di un migliore comportamento sismico del complesso strutturale nel suo insieme, oltre che nei confronti dei meccanismi locali.

Bibliografia

- Cir. Min. LL.PP. 02.02.2009 n.617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.
- CNR-DT 205/2007 – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)”.
- CNR-DT 206/2007 – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”.
- CNR-DT 200 R1/2013 – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie”.
- D.M. Min. Inf. 14.01.2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- D.I.C.A Università degli Studi di Perugia “Corso di aggiornamento diagnosi, analisi e progettazione degli interventi per gli edifici in muratura delle zone colpite dal sisma”.
- Foraboschi P., Landolfo R., Portioli F. “Comportamento strutturale di volte a padiglione con e senza rinforzi in FRP”.
- Galassi F. Università degli Studi Guglielmo Marconi “Dispense del corso di Riabilitazione Strutturale”.
- Giuffré A., 1993. Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia. Laterza, Bari.

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – “Quaderni di Geofisica 82”.

Jurina Lorenzo - Ordine degli Ingegneri di Treviso, Politecnico di Milano
“Patologie di consolidamento si archi, volte e cupole”.

Ord. P.C.M 20.03.2003 n. 3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

Ord. P.C.M. 20.03.2003 Allegato 3 “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”.

Ord. P.C.M 03.05.2005 n. 3431- Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ord. P.C.M. 20.03.2003 n. 3274, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

Ord. P.C.M. 12.11.2009 n. 3820 “Ulteriori interventi urgenti diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile”.

Protocollo di Progettazione per gli Interventi su Immobili Privati per la Ricostruzione Post-Sisma redatti in attuazione della Direttiva Tecnica del C.T.S. approvata con Decreto Commissariale n. 35/2005” – “3B2 - Analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità parte prima Ottobre 2008”.

Regione Molise D. Presidente Regione 03.08.2005 n.76 Allegato 3B-1 Rev.01 “Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati –Parte I – Edifici in muratura - Analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità - Parte prima Marzo 2006”.

Regione Molise D. Presidente Regione 03.08.2005 n.76 Allegato 3B-2
Rev.02 “Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli
Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati – Parte I
– Edifici in muratura - Analisi delle principali tecniche di intervento
e limiti della loro applicabilità - Parte seconda Marzo 2006”.

ReLUIS, Dipartimento Protezione civile “Linee guida per il rilievo, l’analisi
ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico
di edifici in muratura in aggregato”.

ReLUIS, Dipartimento Protezione civile – Allegato alle Linee Guida per la
Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali Tamponature e
Partizioni “ Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso
locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli
cinematici di analisi”.

ReLUIS, Dipartimento Protezione civile – Allegato alle Linee Guida per la
Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali Tamponature e
Partizioni “Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in
muratura con tiranti”.

S.T.A. DATA s.r.l. “Verifiche sismiche di edifici in muratura”.

S.T.A. DATA s.r.l. “3Muri”.

Università IUAV di Venezia “Corso di consolidamento degli edifici
storici”.

Sitografia

www.edilportale.com/csmartnews/download/2021_03.pdf

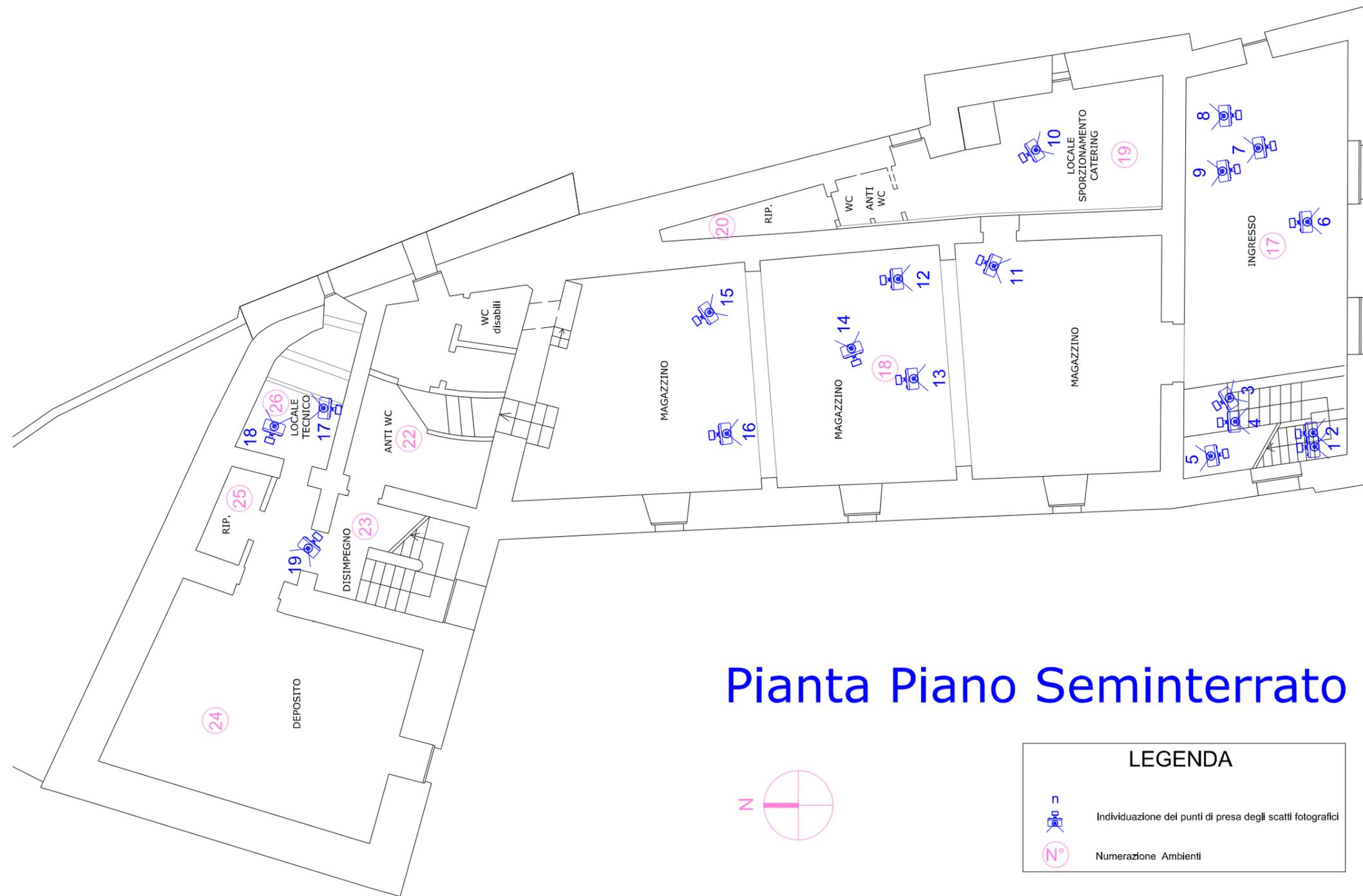
www.ingv.it

www.protezionecivile.it

www.vigilfuoco.it/allegati/biblioteca/costruzioni2.pdf

ALLEGATO 1

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA STATO DI FATTO POST-SISMA



Pianta Piano Seminterrato

LEGENDA

-  Individuazione dei punti di presa degli scatti fotografici
-  Numerazione Ambienti



Foto n° 1



Foto n° 2



Foto n° 3



Foto n° 4



Foto n° 5



Foto n° 6



Foto n° 7



Foto n° 8



Foto n° 9



Foto n° 10



Foto n° 11

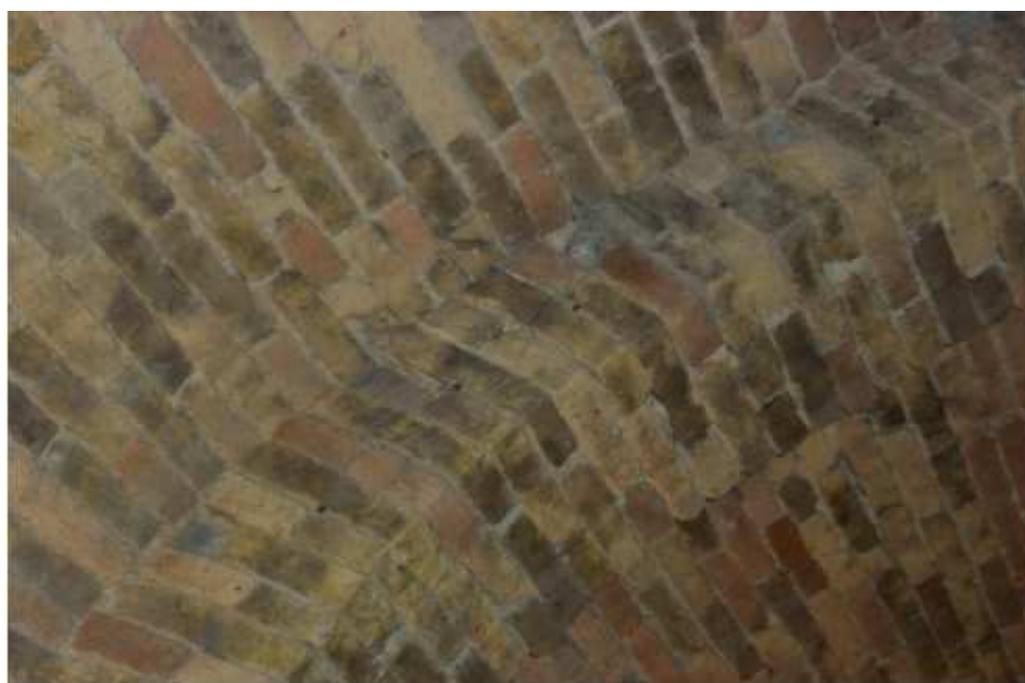


Foto n° 12



Foto n° 13



Foto n° 14



Foto n° 15



Foto n° 16



Foto n° 17



Foto n° 18



Foto n° 19



Pianta Piano Terra



LEGENDA	
	Individuazione dei punti di presa degli scatti fotografici
	Numerazione Ambienti



Foto n° 20



Foto n° 21



Foto n° 22



Foto n° 23



Foto n° 24



Foto n° 25



Foto n° 26



Foto n° 27



Foto n° 28



Foto n° 29



Foto n° 30



Foto n° 31



Foto n° 32



Foto n° 33



Foto n° 34



Foto n° 35



Foto n° 36



Foto n° 37



Foto n° 38



Foto n° 39



Foto n° 40



Foto n° 41



Foto n° 42



Foto n° 43



Foto n° 44

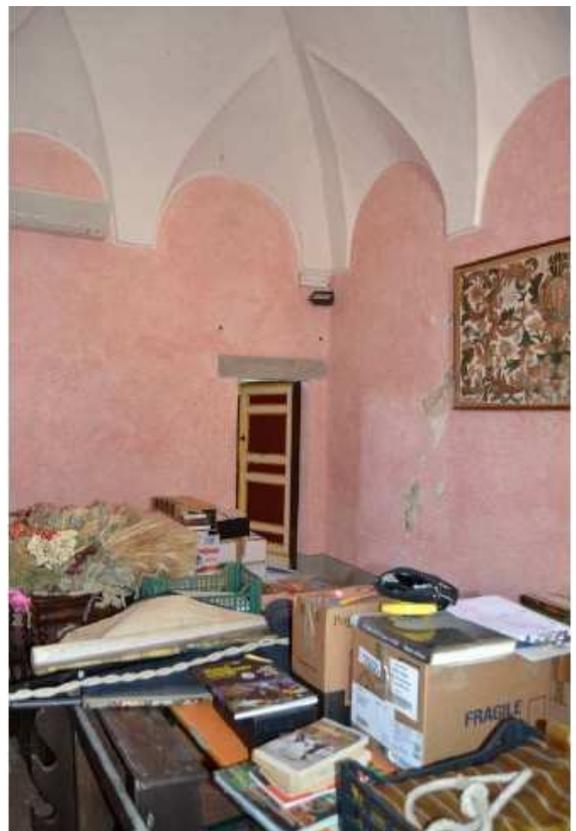


Foto n° 45



Foto n° 46



Foto n° 47



Foto n° 48



Foto n° 49



Foto n° 50



Foto n° 51



Foto n° 52



Foto n° 53



Foto n° 54



Foto n° 55



Foto n° 56



Foto n° 57



Foto n° 58



Foto n° 59



Foto n° 60



Foto n° 61



Foto n° 62



Foto n° 63



Foto n° 64

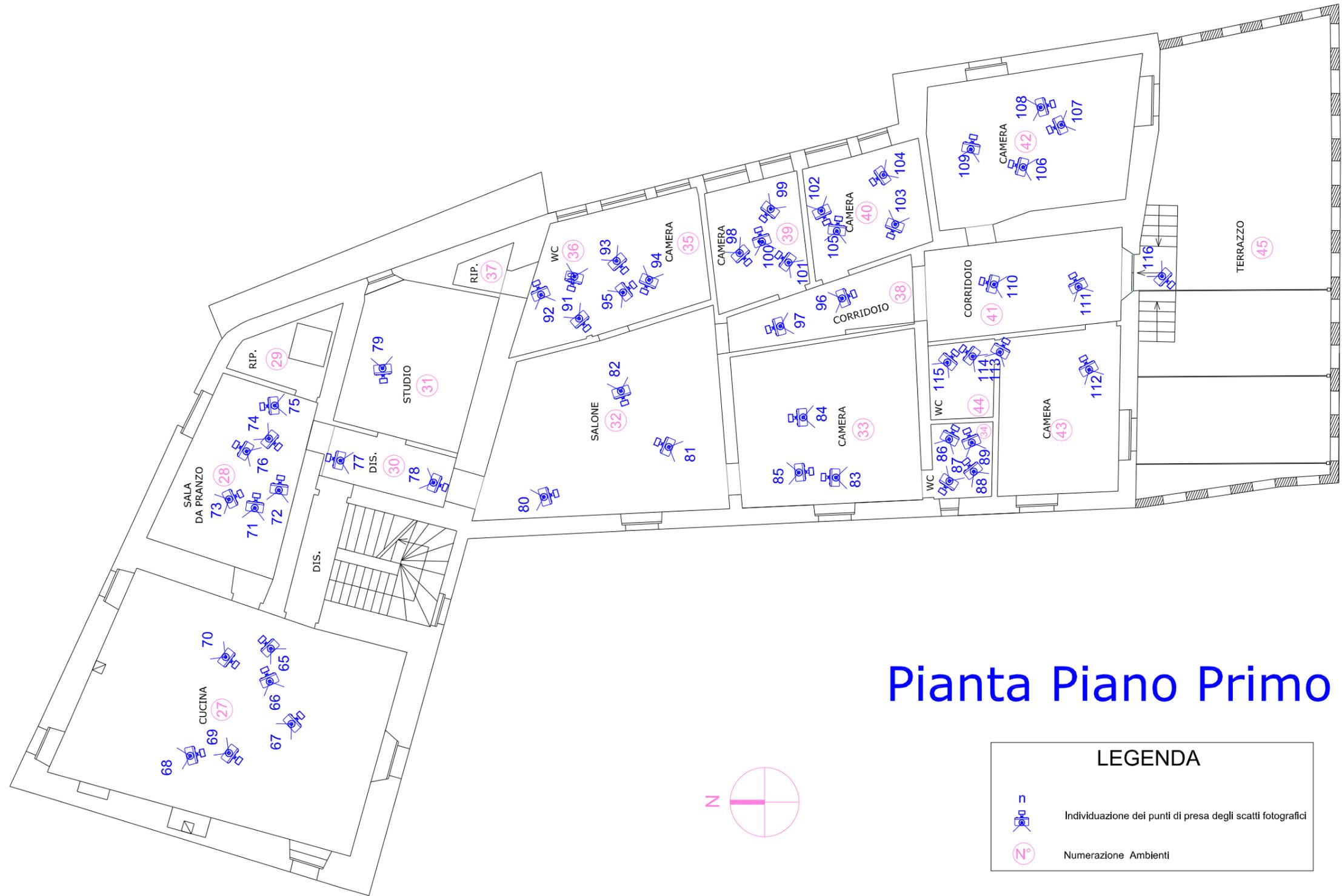




Foto n° 65



Foto n° 66



Foto n° 67



Foto n° 68



Foto n° 69



Foto n° 70



Foto n° 71



Foto n° 72



Foto n° 73



Foto n° 74



Foto n° 75



Foto n° 76



Foto n° 77



Foto n° 78



Foto n° 79



Foto n° 80



Foto n° 81

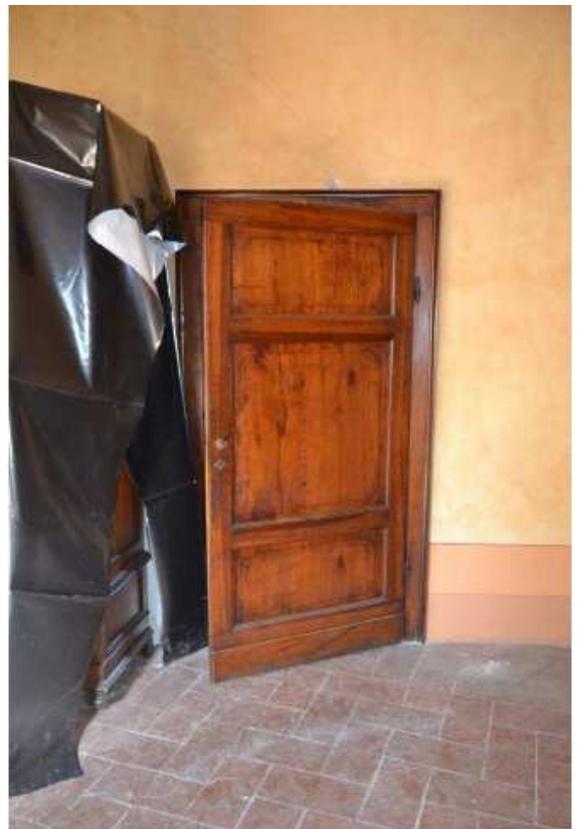


Foto n° 82



Foto n° 83



Foto n° 84



Foto n° 85



Foto n° 86



Foto n° 87

Foto n° 88





Foto n° 89



Foto n° 90



Foto n° 91



Foto n° 92



Foto n° 93



Foto n° 94



Foto n° 95



Foto n° 96



Foto n° 97

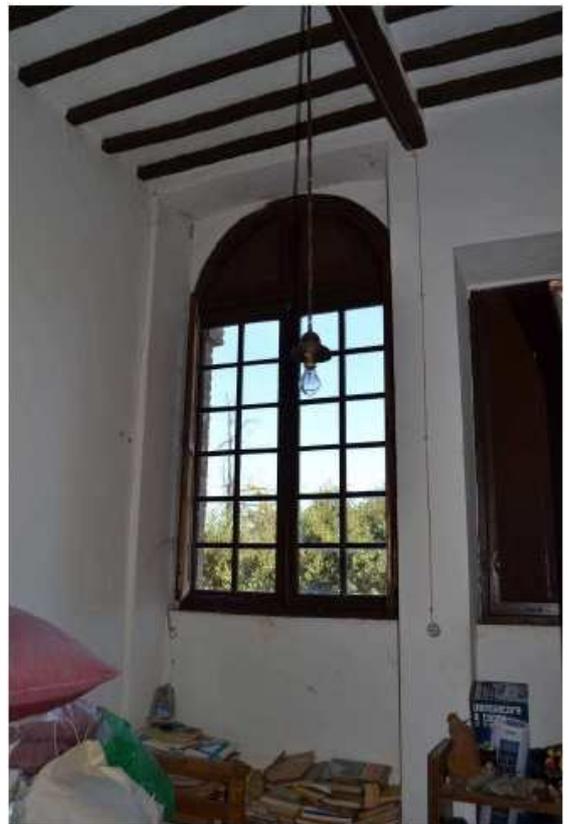


Foto n° 98



Foto n° 99



Foto n° 100



Foto n° 101



Foto n° 102



Foto n° 103



Foto n° 104



Foto n° 105



Foto n° 106



Foto n° 107



Foto n° 108



Foto n° 109



Foto n° 110



Foto n° 111



Foto n° 112



Foto n° 113



Foto n° 114



Foto n° 115



Foto n° 116



Pianta Piano Secondo

LEGENDA	
	Individuazione dei punti di presa degli scatti fotografici
	Numerazione Ambienti



Foto n° 117



Foto n° 118



Foto n° 119



Foto n° 120



Foto n° 121



Foto n° 122



Foto n° 123



Foto n° 124



Foto n° 125



Foto n° 126



Foto n° 127



Foto n° 128



Foto n° 129



Foto n° 130



Foto n° 131



Foto n° 132



Foto n° 133



Foto n° 134



Foto n° 135



Foto n° 136



Foto n° 137



Foto n° 138



Foto n° 139



Foto n° 140



Foto n° 141



Foto n° 142



Foto n° 143



Foto n° 144



Foto n° 145



Foto n° 146



Foto n° 147



Foto n° 148



Foto n° 149



Foto n° 150



Foto n° 151



Foto n° 152



Foto n° 153

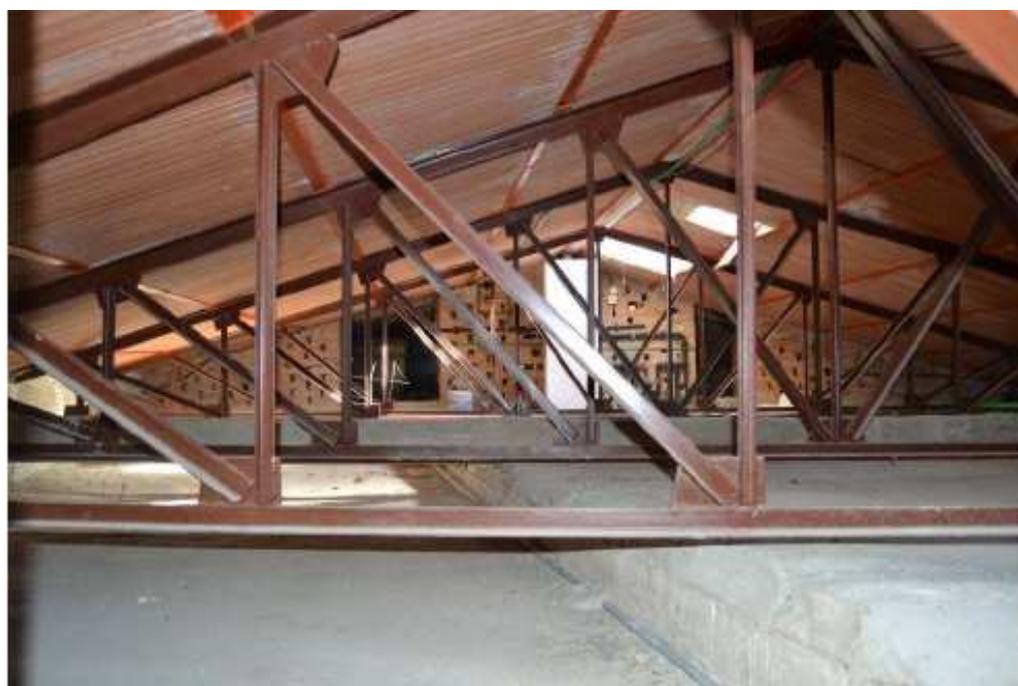
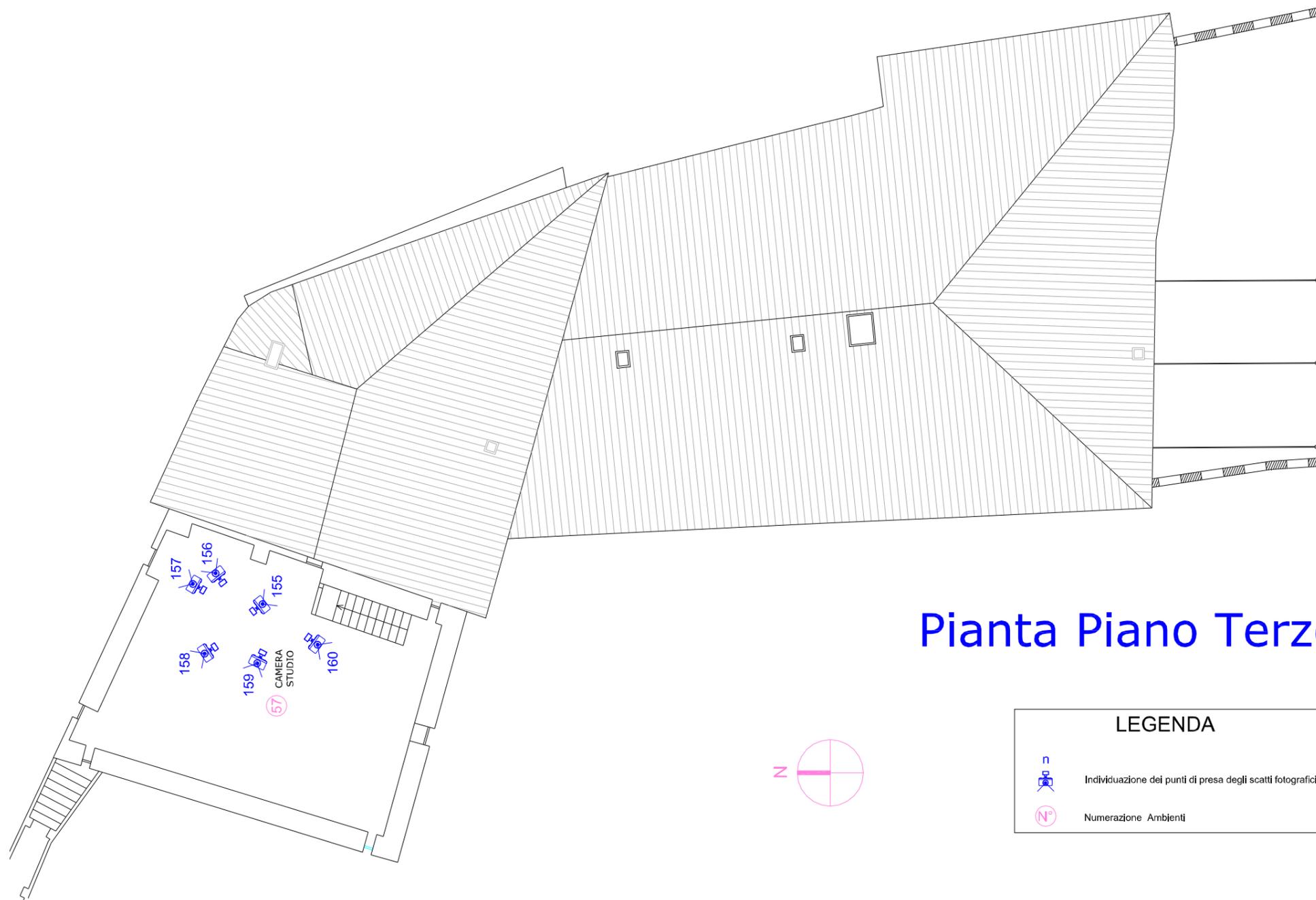


Foto n° 154



Pianta Piano Terzo

LEGENDA	
	Individuazione dei punti di presa degli scatti fotografici
	Numerazione Ambienti



Foto n° 155



Foto n° 156



Foto n° 157



Foto n° 158



Foto n° 159



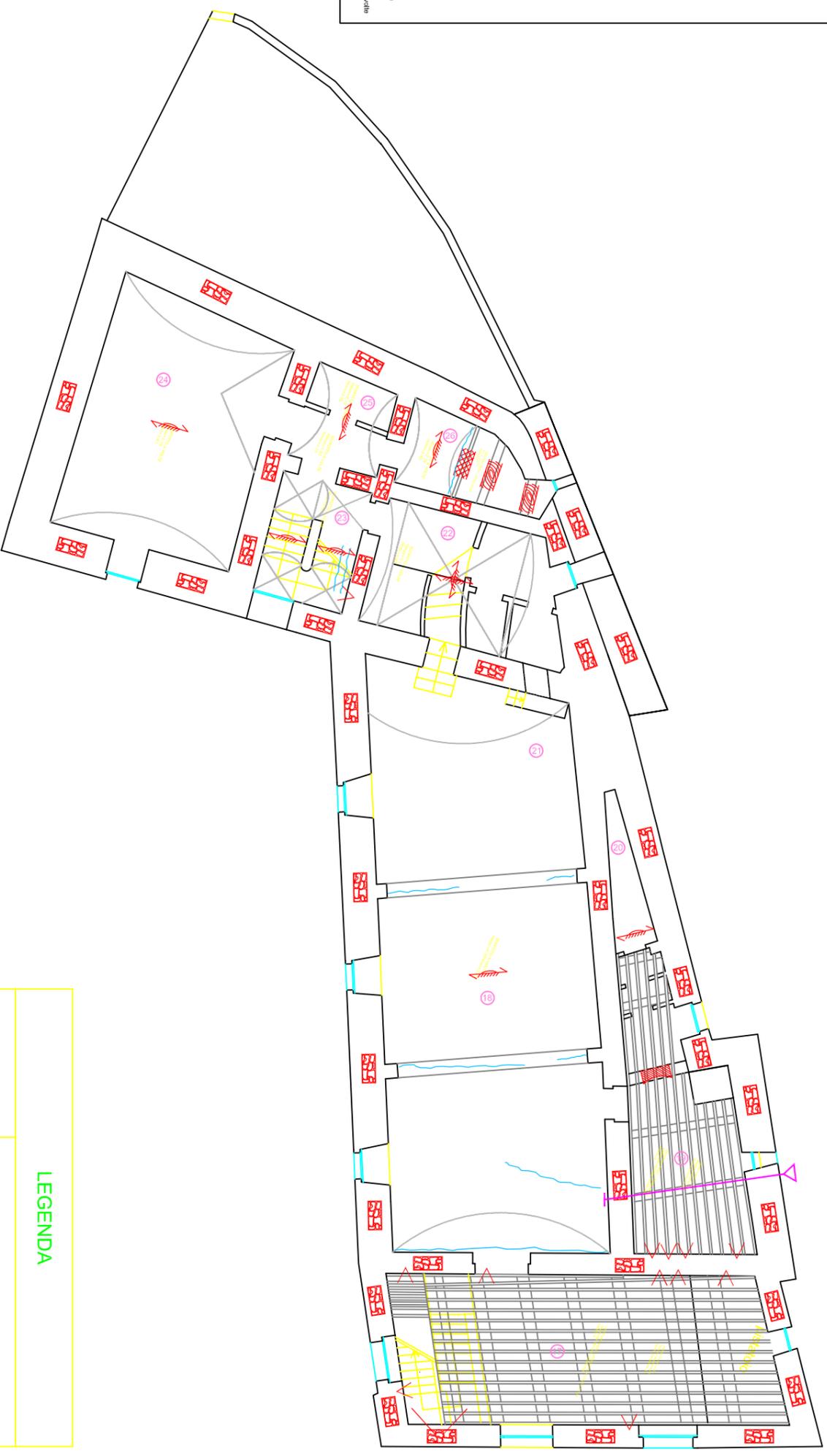
Foto n° 160

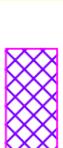
ALLEGATO 2

ELABORATI GRAFICI: STATO ATTUALE E DI PROGETTO

Scala 1:150

PARETI IN FERMALE	ORIZZONTAMENTI SOLAI E COPERTURE	LESIONI
controlli o altre scossaline con eventuale lamierato	legno	spacchimento
pietra squadri	legno-lamierato	lesione isolata
a sacco	acciaio	lesione diffusa
tutto	acciaio-lamierato	lesione a croce
PARETI IN MANIPOLATA MISTRA	Solito pannelli sandwich	angustia in espulsione (stanco)
pietra-filata	vetro	angustia in espulsione (proprio)
pietra-lamierato	lamierato c.a.	lesione al canale
pietra-cda	c.a.	resaltello
lamierato-cda	Volta in pietra	incroci
PARETI IN BLOCCHI C.L.S.	Volta in lamierato	verticali
pieno	Volta in legno e incombustibile	lesione su pavimento
forato	TRAVI	lesione su soffitto
PARETI IN CALCESTRUZZO	legno	presenza di tranti
semp, armato	ferro	abbandonamento stadi
PARETI IN LATIZIENO	pietra	locali con controsoffitto
lamierato pieno	c.a.	cedito di intonaco
lamierato semipieno	ARCHITRAVI	cedito del controsoffitto
lamierato forato	pietra	cedito localizzato di muratura
PARETI IN LEGNO	lit. armato	cedito localizzato di scudo e volte
In legno	c.a.	
	legno	

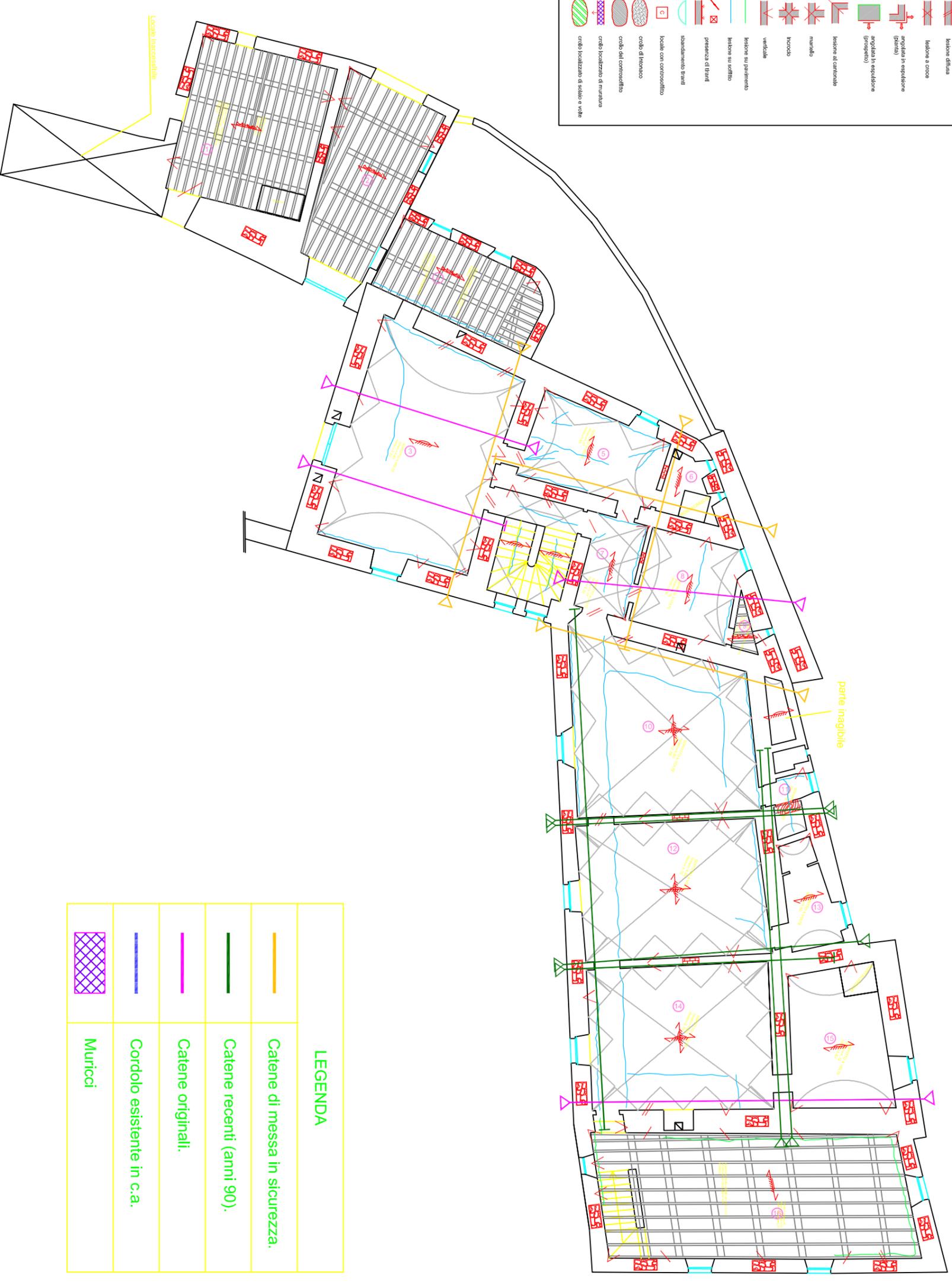


LEGENDA	
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Cordolo esistente in c.a.
	Muricci

Pianta Piano Seminterato

Scala 1:150

PARETI IN PERTRAME	ORIZZONTAMENTI/SOLAI COPERTURE	LESIONI
<ul style="list-style-type: none"> diagonali o perpendicolarmente alla parete presenza di elementi in laterizio pietra squad a sacco tubo 	<ul style="list-style-type: none"> legno laminato acciaio acciaio-laterizio saldo acciaio e vetri in planelle Solai panelati sandwich vetro laterizio c.a. c.a. Volta in pietra Volta in laterizio Volta in legno e fiammucelato 	<ul style="list-style-type: none"> spandimento lesione isolata lesione diffusa lesione a croce angolata in espulsione (fessura) angolata in espulsione (irregolare) lesione al cornicione manubio incrodo verticale lesione su pavimento lesione su soffitto presenza di travi abbandonamento travi locale con controsoffitto cedo di fessure cedo del controsoffitto cedo localizzato di muratura cedo localizzato di soletta e volte
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN CALCESTRUZZO PARETI IN LATERIZIO PARETI IN LEGNO 	<ul style="list-style-type: none"> SCALE TRAVI ASCIUTTRAVI legno ferro c.a. legno ferro c.a. legno ferro c.a. legno 	

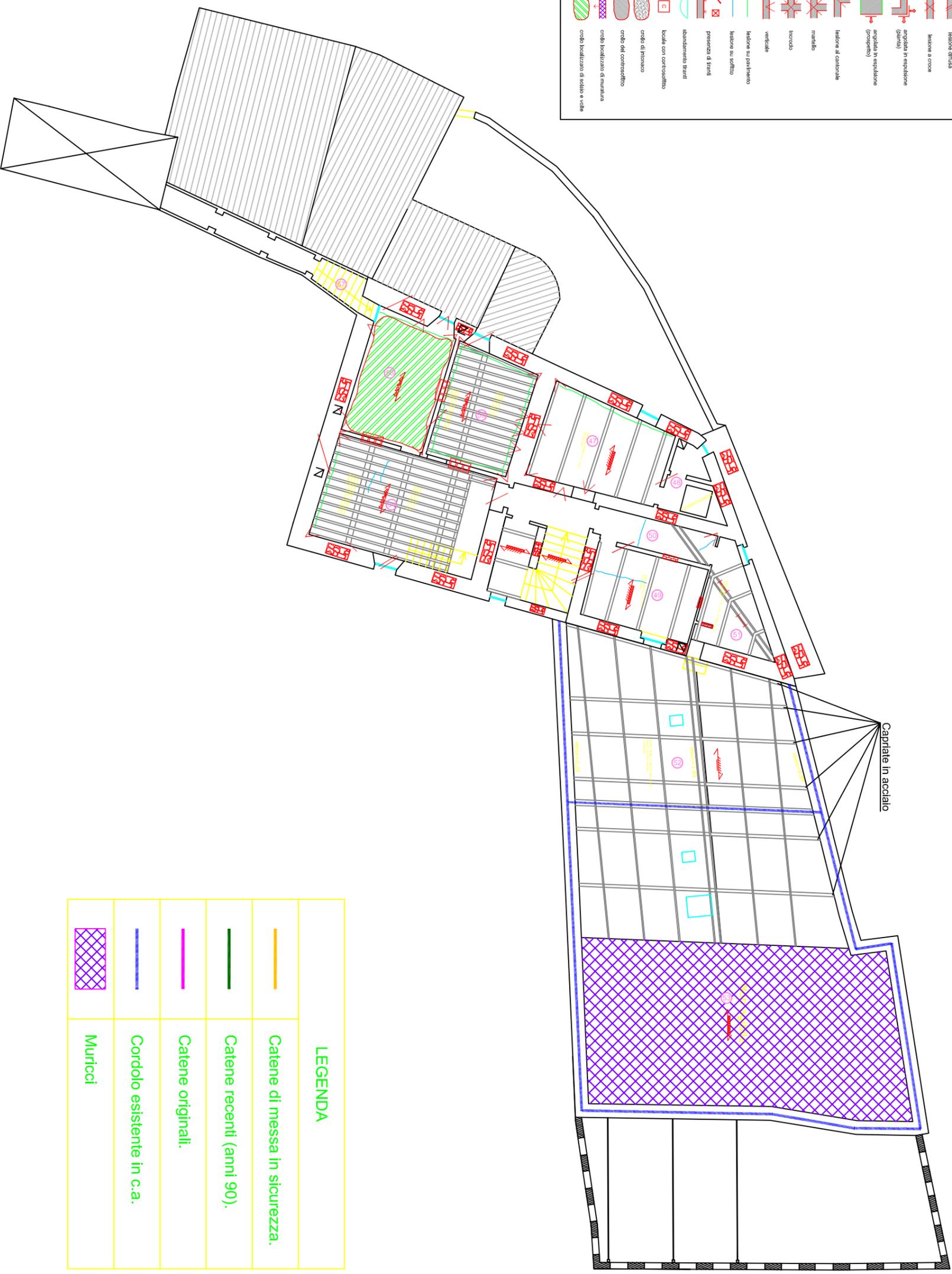


LEGENDA	
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Cordolo esistente in c.a.
	Muricci

Pianta Piano Terra

Scala 1:150

PARETI INERZIE	ORIZZONTAMENTI SOLAI E COPERTURE	LESIONI
<ul style="list-style-type: none"> capelli o pietra scassata con eventuale presenza di elementi in ferro pietra squadr. a sacco tutto 	<ul style="list-style-type: none"> legno legno-laterizio acciaio acciaio-laterizio acciaio-acciaio a volte in ghisa Solito pannelli sandwich vetro laterizio c.a. c.a. Volte in pietra Volte in laterizio Volte in legno e incombustibile TRAVI legno ferro c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> spandimento lesione isolata lesione diffusa lesione a croce angolata in espulsione (pavimento) angolata in espulsione (proprietà) lesione al cantonale manifello incendio verficale lesione su pavimento lesione su soffitto presenza di travi abbandonamento travi locali con cortocircuito cribble di fionaccio cribble del controsoffitto cribble localizzato di muratura cribble localizzato di scala e volte
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN CALCESTRUZZO semp. armato 	<ul style="list-style-type: none"> SCALE legno ferro pietra c.a. 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN VALENZIO laterizio pieno laterizio semipieno laterizio forato 	<ul style="list-style-type: none"> ARCHITRAVI pietra bit armato c.a. legno 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN LEGNO in legno 		

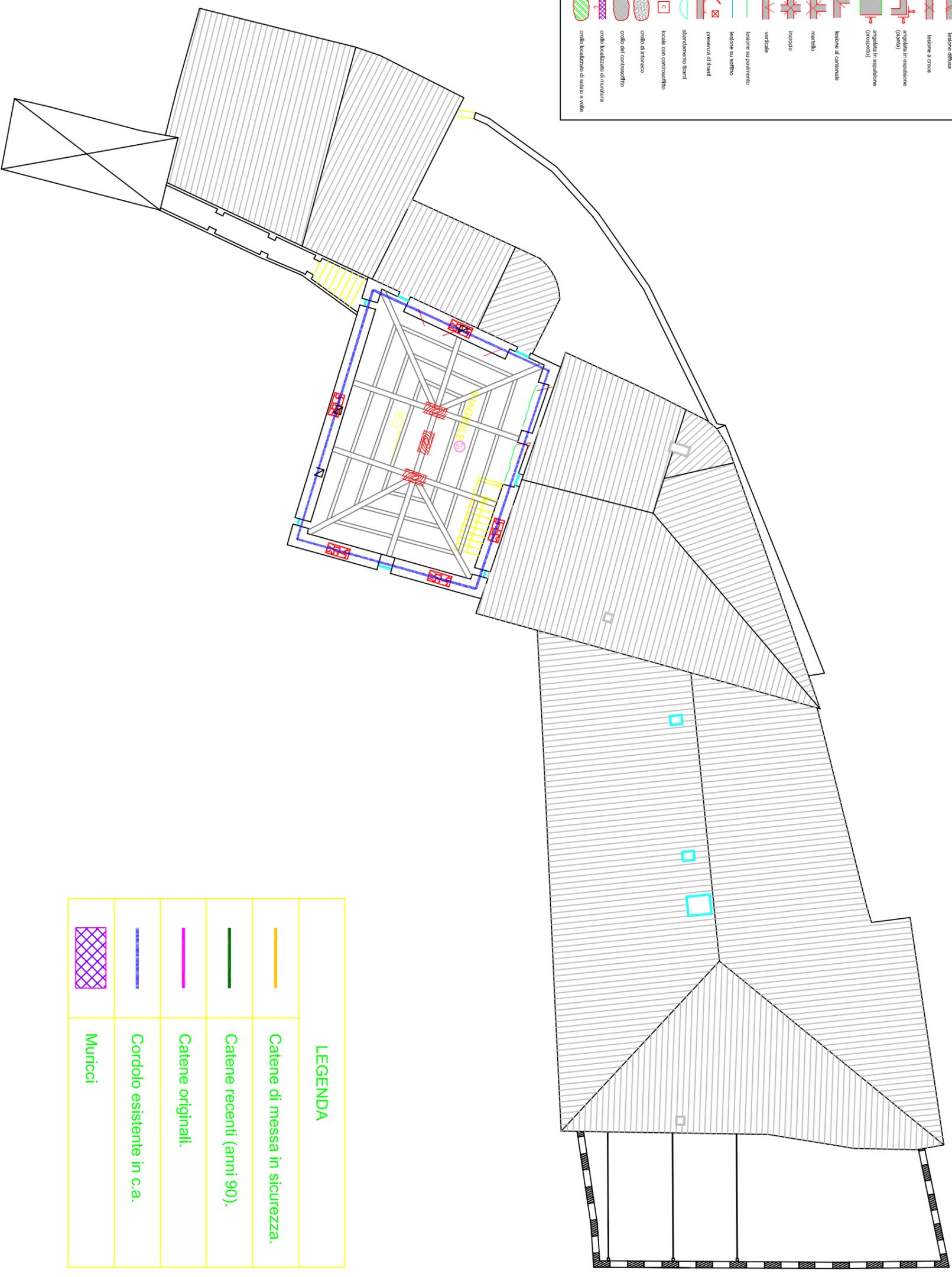


LEGENDA	
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Cordolo esistente in c.a.
	Muricci

Pianta Piano Secondo

Scala 1:150

PARETI IN PIETRAE	ORIZZONTAMENTI SOLAI E COPERTURE	LESIONI
<ul style="list-style-type: none"> gialli in pietra sovrapposizione di elementi in pietra pietra squadrata a sacco tulo 	<ul style="list-style-type: none"> legno legno-bianco acciaio acciaio-bianco solai acciaio e volte in ghisa Solai prefabbricati sandwich vetro laterizio c.a. c.a. Volte in pietra Volte in laterizio Volte in legno e rammeccato 	<ul style="list-style-type: none"> spaccamento lesione isolata lesione diffusa lesione a croce angolatura in espulsione (piedi) angolatura in espulsione (pronipoli) lesione al cantonale manifello incordo verticale lesione sul pavimento lesione su soffitto presenza di fessure spaccamento laterali locali con controsoffitto cedimento di intonaco cedimento del controsoffitto cedimento localizzato di muratura cedimento localizzato di solette e volte
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN CALCESTRUZZO semo, armato 	<ul style="list-style-type: none"> SCALE legno ferro pietra c.a. c.a. legno 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN LATITURCO laterizio pieno laterizio semipieno laterizio forato 	<ul style="list-style-type: none"> ARCHITRAVI pietra lat. armato c.a. legno 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN LEGNO in legno 		

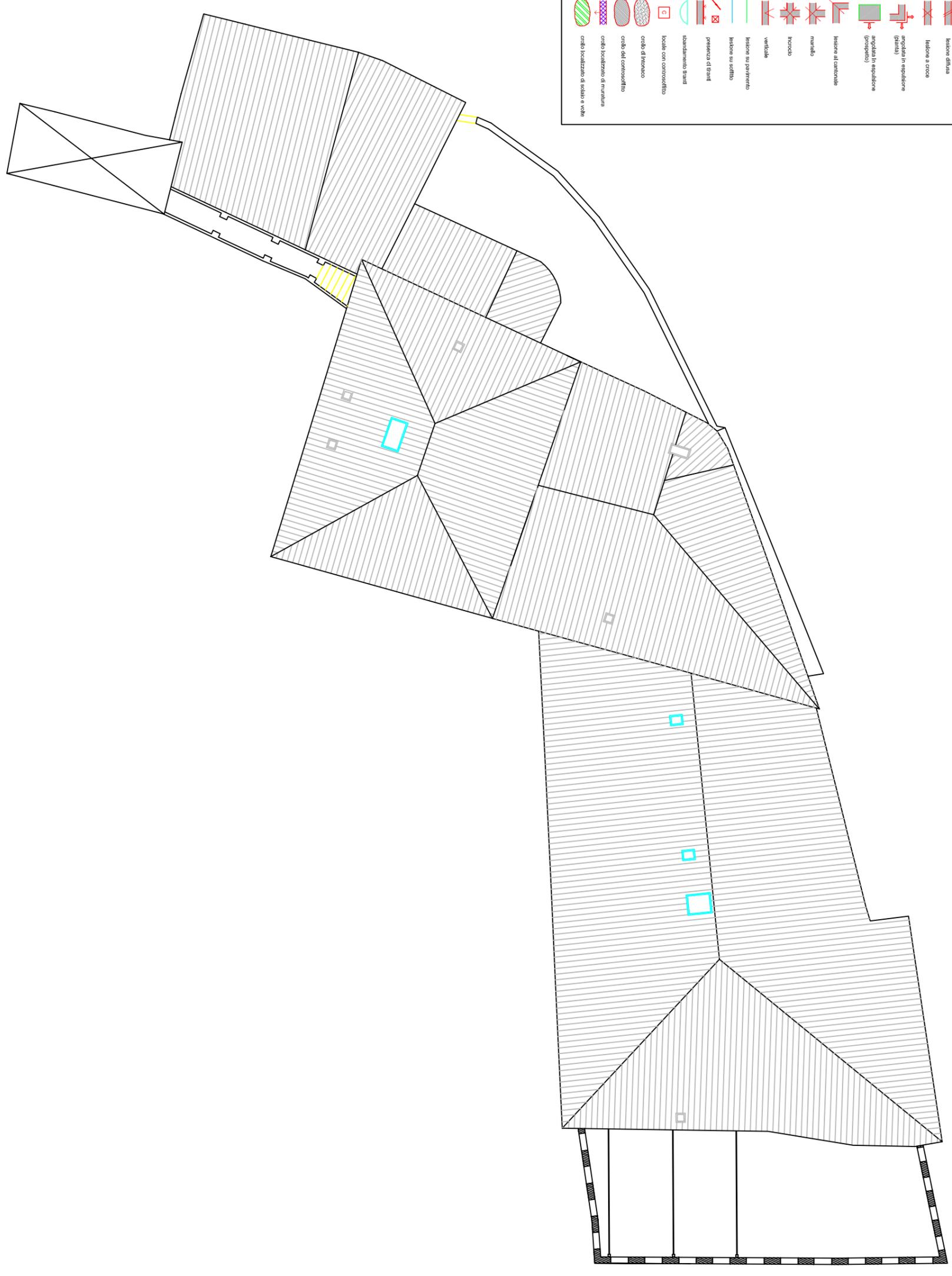


LEGENDA	
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Cordolo esistente in c.a.
	Muricci

Pianta Piano Terzo

PARETI IN PERTRAME	ORIZZONTAMENTI/SQALE COPERTURE	LESIONI
adobe o pietra presenza di elementi in laterizio	legno	spaccamento
a sacco	legno-laterizio	lesione isolata
tufo	acciaio	lesione diffusa
PARETI IN ALGUVANA MISTA	acciaio-laterizio	lesione a croce
pietra-laterizio	laterizio c.a.	angolata in espulsione (ferma)
pietra-ds	c.a.	angolata in espulsione (proprio)
laterizio-ds	laterizio in pietra	lesione al campione
PARETI IN BLOCCHI C.L.S.	Volta in laterizio	lesione al campione
ferro	Volta in legno e fiammucchio	murale
PARETI IN CALCESTRUZZO	TRAVI	incendio
semp. armato	legno	verticale
PARETI IN LATERIZIO	SCALE	lesione su pavimento
laterizio pieno	legno	lesione su soffitto
laterizio semipieno	ferro	presenza di travi
laterizio forato	piena	abbandono travi
PARETI IN LEGNO	c.a.	locale con controsoffitto
in legno	ASCITRAVI	occhio di fenicio
	laterizio	occhio del controsoffitto
	c.a.	occhio localizzato di muratura
	legno	occhio localizzato di solaio e volte

Scala 1:150

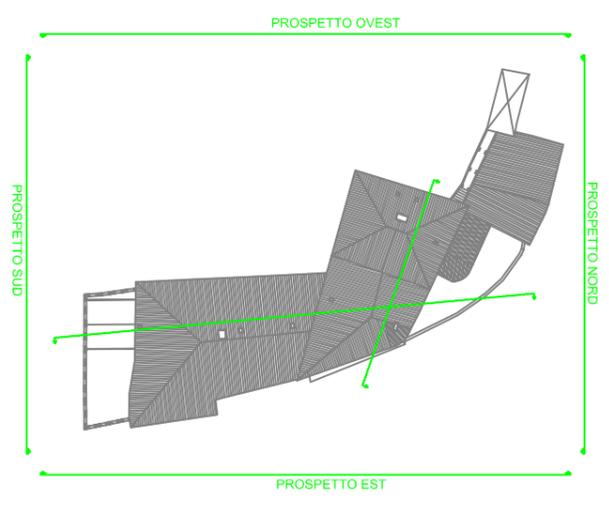


Pianta Coperture

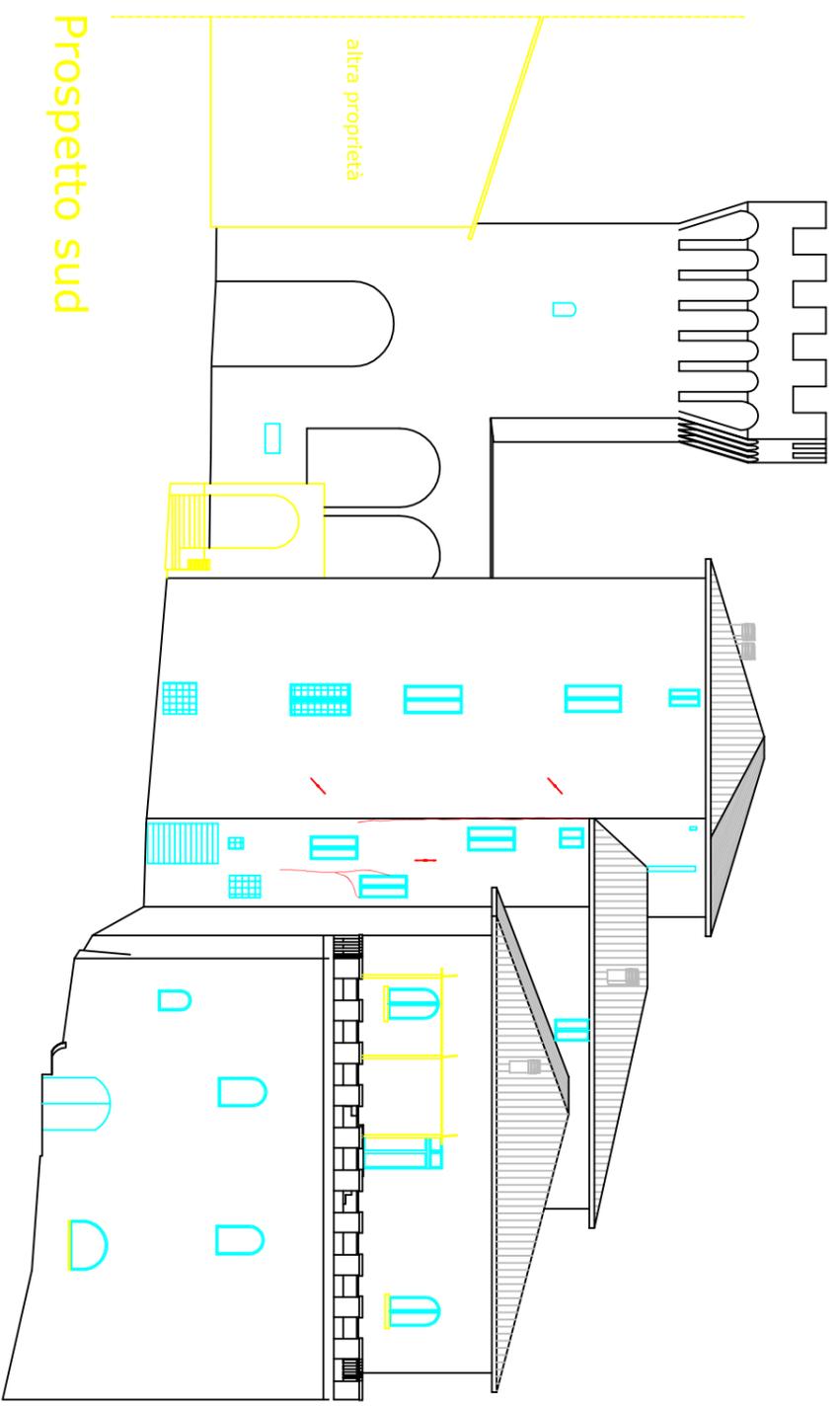
RILEVIO DEL DANNO E DEI DISSESTI

PARETTI IN PERTRAME	ORIZZONTAMENTI SOLI E COPERTURE	LESIONI
<ul style="list-style-type: none"> calcestruzzo o pietra presenza di elementi in laterizio pietra squadrata a sacco tubo 	<ul style="list-style-type: none"> legno legno-cemento acciaio acciaio-laterizio saldo acciaio e volte in laterizio Solito pannelli sandwich verro laterizio c.a. c.a. Volata in pietra Volata in laterizio Volata in legno e incamiciato 	<ul style="list-style-type: none"> spandimento lesione isolata lesione diffusa lesione a croce angolatura in espulsione (pietra) angolatura in espulsione (prospetto) lesione al cornicione manifello incrodo verticale lesione su pavimento lesione su soffitto presenza di larvi abbandono fronti locale con controfornello cedo di muretto cedo del controsoffitto cedo localizzato di muratura cedo localizzato di solaio e volte
<ul style="list-style-type: none"> PIRETTI IN CALCESTRUZZO PIRETTI IN LATERIZIO PIRETTI IN LEGNO 	<ul style="list-style-type: none"> SCALE ARCHITRAVI lat. armato c.a. legno 	
<ul style="list-style-type: none"> PIRETTI IN BLOCCHI C.A.S. PIRETTI IN BLOCCHI C.A.S. 	<ul style="list-style-type: none"> TRAVI legno legno legno c.a. legno 	

SCHEMA INDIVIDUAZIONE PROSPETTI



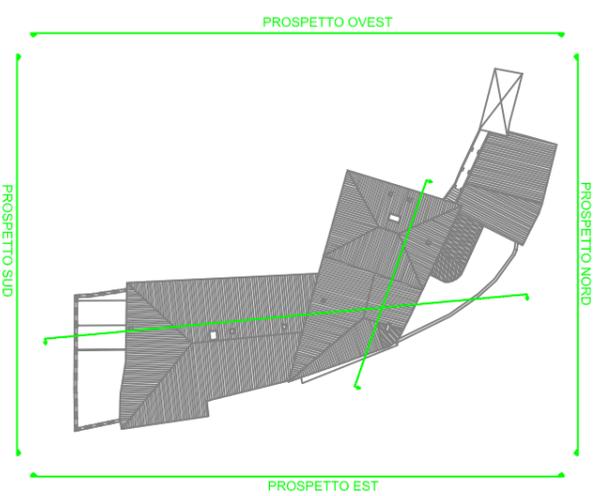
Scala 1:200



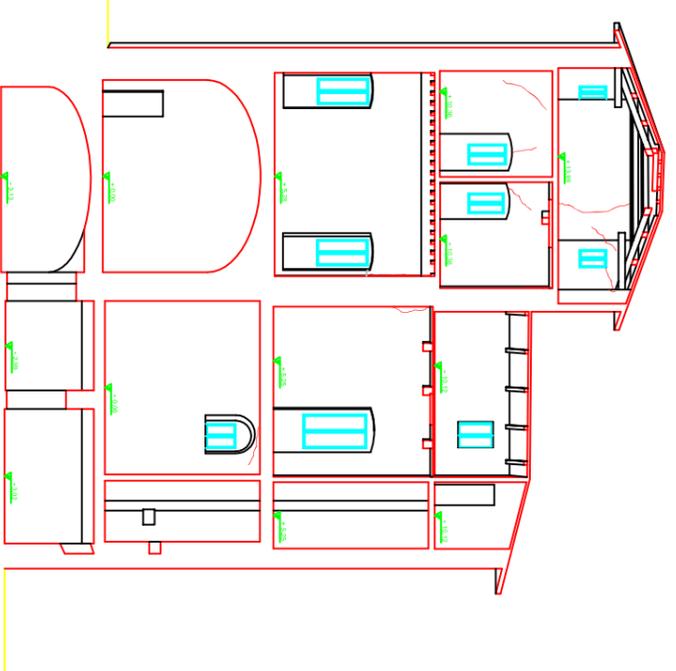
RILIEVO DEL DANNO E DEI DISSESTI

PARETI IN PIETRA	ORIZZONTAMENTI SOLAI E COPERTURE	LESIONI
<ul style="list-style-type: none"> cellali o pietra scassata con eventuale presenza di elementi in laterizio pietra squadr. a sacco tulo 	<ul style="list-style-type: none"> legno legno-laterizio acciaio acciaio-laterizio acciaio acciaio a volte in ghisa Solito pannelli sandwich vetro laterizio c.a. c.a. Volte in pietra Volte in laterizio Volte in legno e incombustibile TRAVI legno ferro ferro c.a. SCALE legno ferro pietra c.a. ARCHITRAVI pietra bit armato c.a. legno 	<ul style="list-style-type: none"> squadrimento lesione bolata lesione effilata lesione a croce angolata in espulsione (pavimento) angolata in espulsione (prospetto) lesione al cantonale manifello incendio verficato lesione su pavimento lesione su soffitto presenza di travi abbandonamento travi locale con controsoffitto criollo di finiscono criollo del controsoffitto criollo localizzato di muratura criollo localizzato di suolo e volte
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN CALCESTRUZZO semp. armato 	<ul style="list-style-type: none"> legno ferro ferro c.a. 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN LATERIZIO laterizio pieno laterizio semipieno laterizio forato 	<ul style="list-style-type: none"> pietra c.a. pietra bit armato c.a. legno 	
<ul style="list-style-type: none"> PARETI IN LEGNO in legno 		

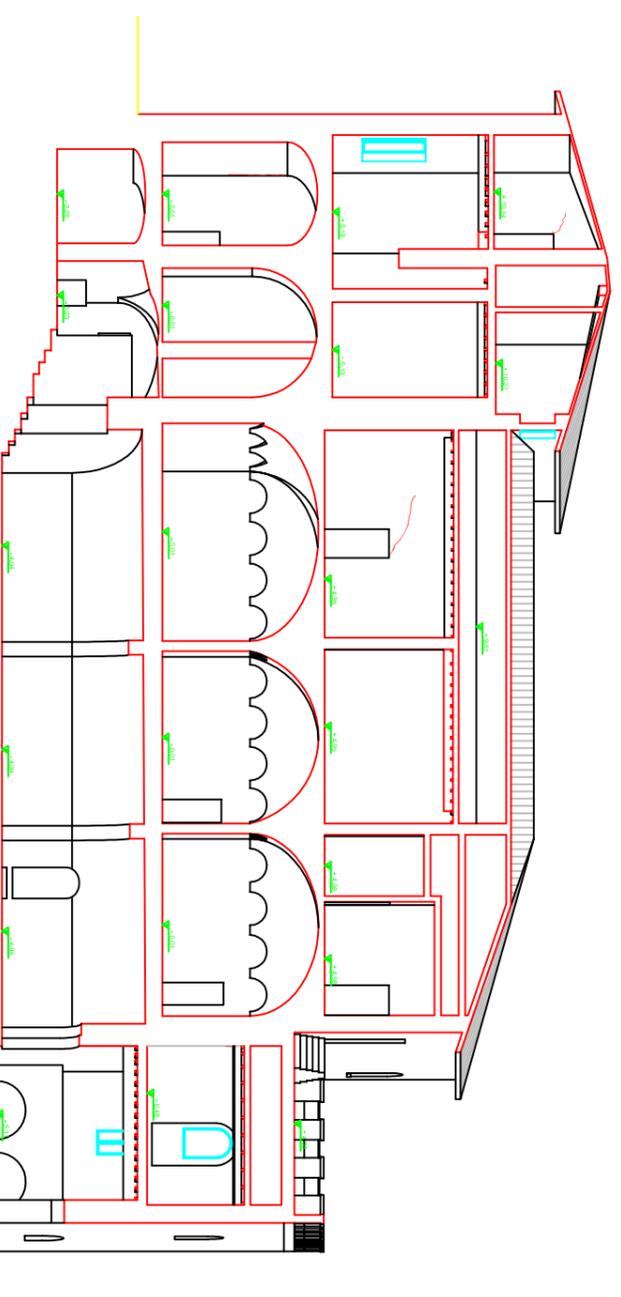
SCHEMA INDIVIDUAZIONE PROSPETTI



Scala 1:200



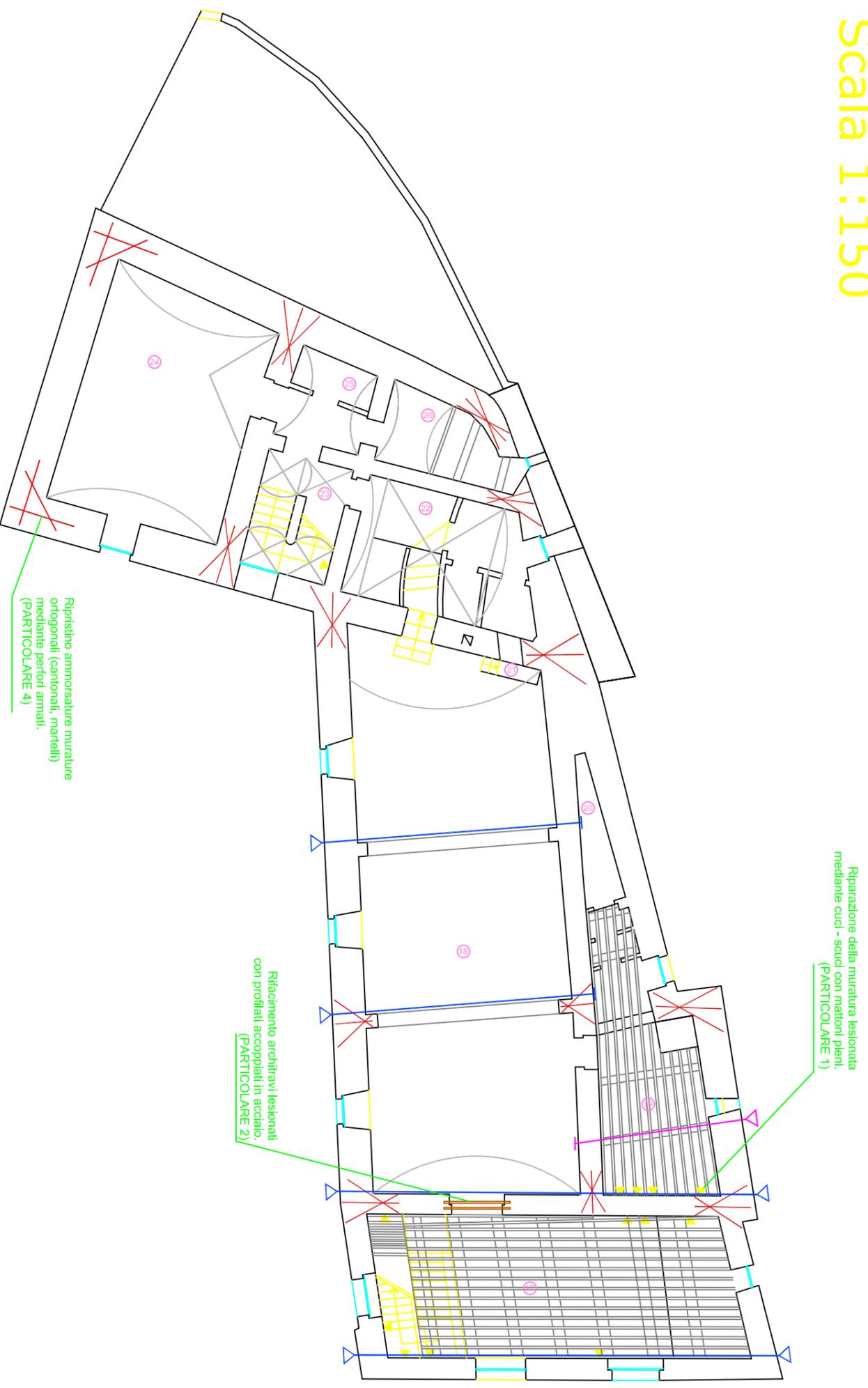
Sezione X-X



Sezione Y-Y

Scala 1:150

STATO DI PROGETTO STRUTTURALE	
	Riparazione della muratura lesionata mediante cucù - scudi con mattoni pieni. (PARTICOLARE 1)
	Rifacimento architravi lesionati con profilati accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)
	Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura e malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)
	Catene di progetto.
	Capochave a palette.
	Capochave a piastra incassata nella muratura.
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Perfori armati di ancoraggio della nuova soletta alla muratura esistente.
	Consolidamento solaio in legno e planelle.
	Nuovo solaio in legno massiccio e planelle.
	Disposizione di profilati in acciaio.
	Ripristino ammorsature murature ortogonali (cantonali, marfelli) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)



Riparazione della muratura lesionata mediante cucù - scudi con mattoni pieni. (PARTICOLARE 1)

Rifacimento architravi lesionati con profilati accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)

Ripristino ammorsature murature ortogonali (cantonali, marfelli) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)

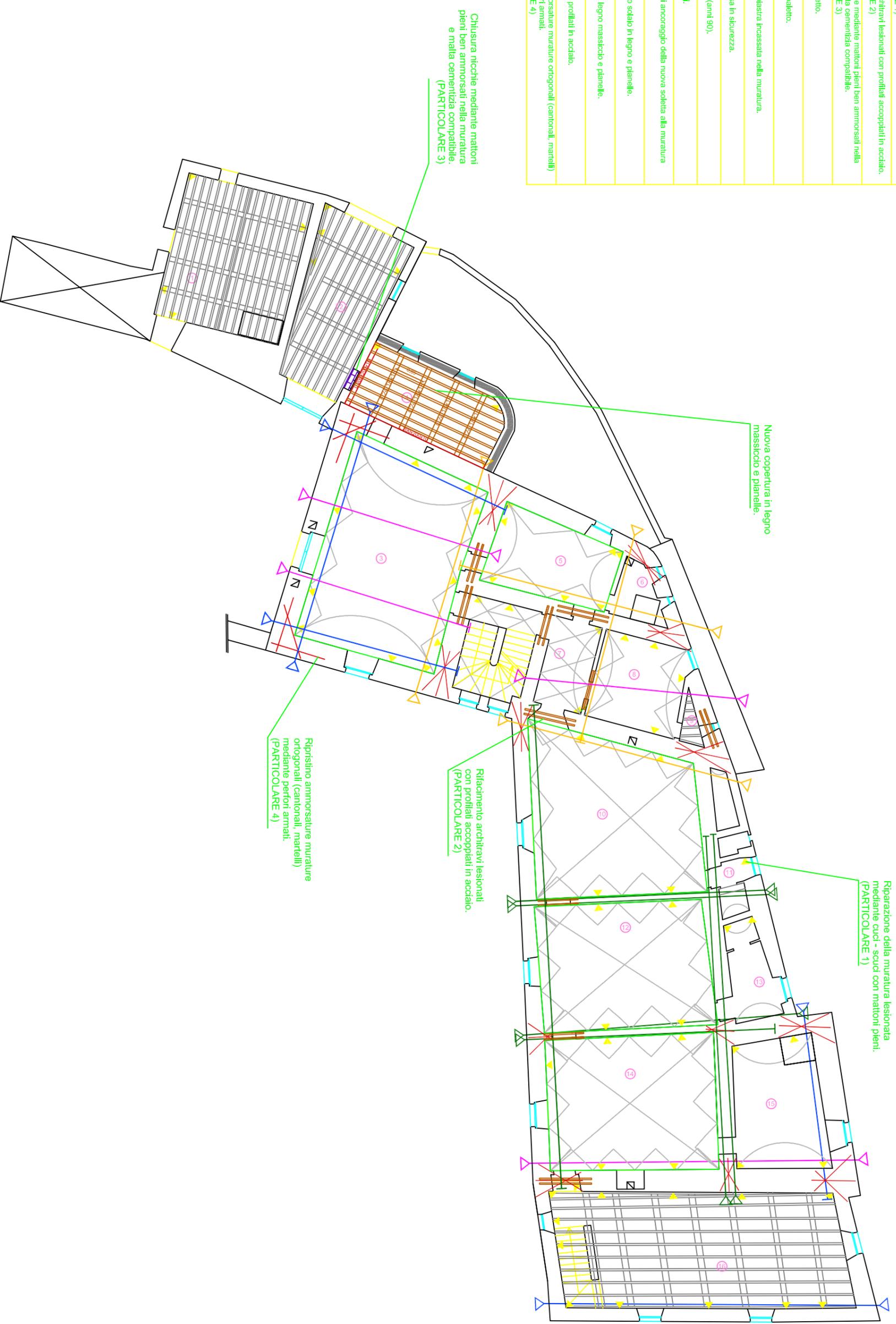
Pianta Piano Seminterrato

Scala 1:150

STATO DI PROGETTO STRUTTURALE

Simbologia

	Riparazione della muratura lesionata mediante cucù - scuci con mattoni pieni (PARTICOLARE 1)
	Ritacimento architravi lesionati con profili accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)
	Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura a malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)
	Calene di progetto.
	Capochave a palette.
	Capochave a piastra inossidata nella muratura.
	Calene di messa in sicurezza.
	Calene recenti (anni 90).
	Calene originali.
	Perfori armati di ancoraggio della nuova soletta alla muratura esistente.
	Consolidamento solette in legno e planelle.
	Nuovo soletto in legno massiccio e planelle.
	Disposizione di profili in acciaio.
	Ripristino ammassature murature ortogonali (cantonali, marcell) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)



Riparazione della muratura lesionata mediante cucù - scuci con mattoni pieni. (PARTICOLARE 1)

Nuova copertura in legno massiccio e planelle.

Ritacimento architravi lesionati con profili accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)

Ripristino ammassature murature ortogonali (cantonali, marcell) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)

Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura e malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)

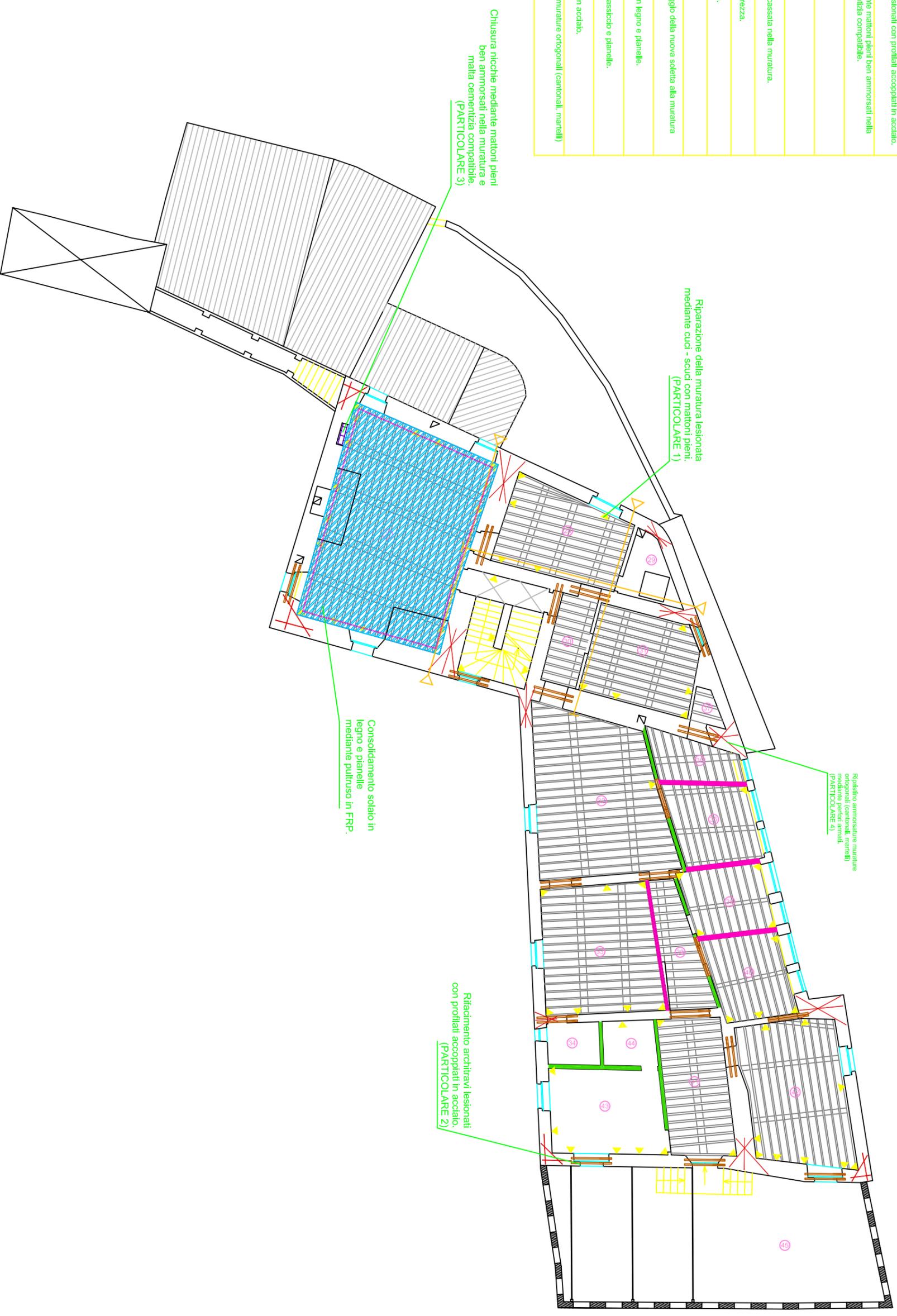
Pianta Piano Terra

Scala 1:150

STATO DI PROGETTO STRUTTURALE

Simbologia

	Riparazione della muratura lesionata mediante cucì - scuci con mattoni pieni (PARTICOLARE 1)
	Rifacimento architravi lesionati con profili accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)
	Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura a malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)
	Calene di progetto.
	Capochave a palette.
	Capochave a piastra inossidata nella muratura.
	Calene di messa in sicurezza.
	Calene recenti (anni 90).
	Calene originali.
	Perfori armati di ancoraggio della nuova soletta alla muratura esistente.
	Consolidamento soletta in legno e pannello.
	Nuovo soletta in legno massiccio e pannello.
	Disposizione di profili in acciaio.
	Ripristino ammassature murature ortogonali (cannonali, manelli) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)



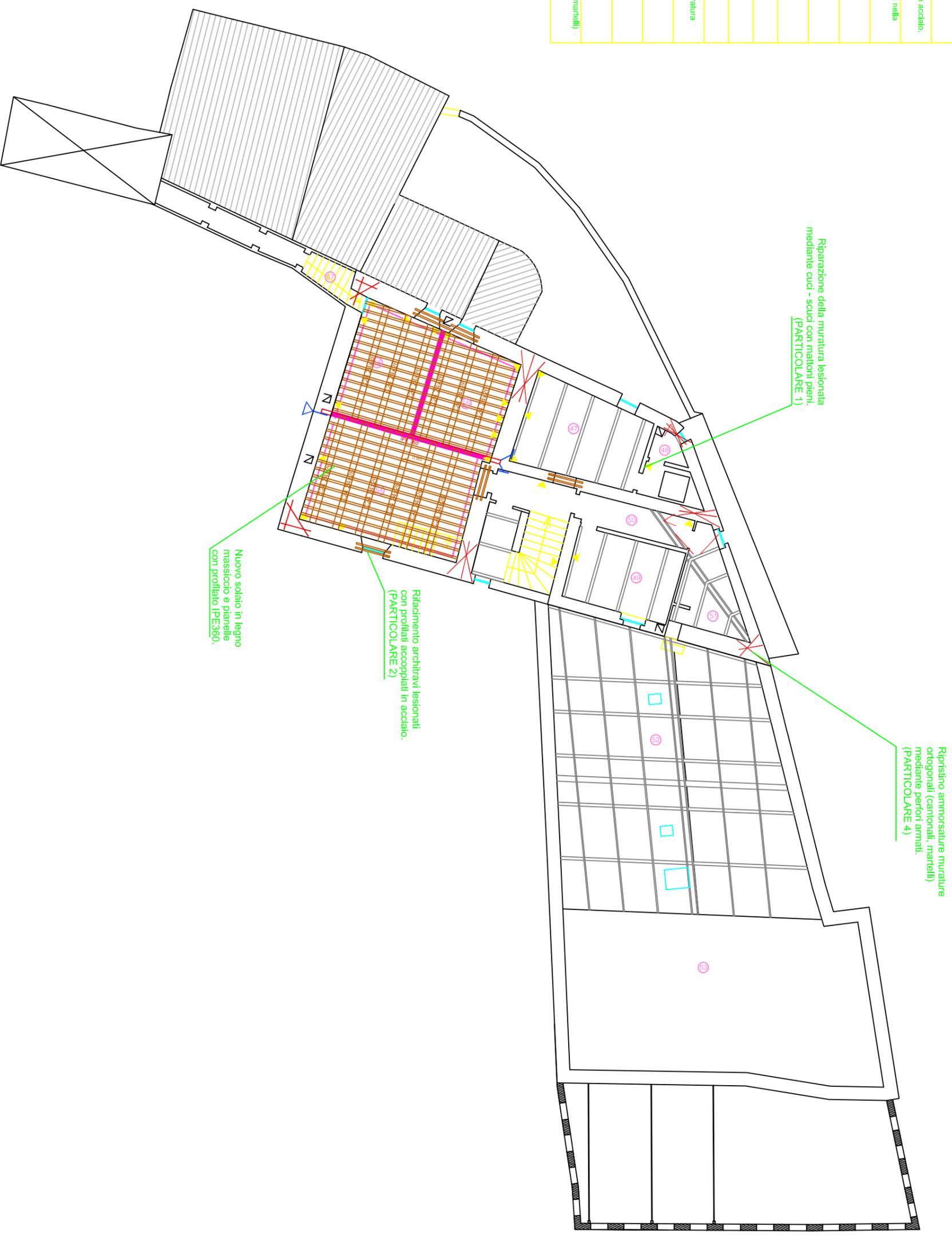
Pianta Piano Primo

Scala 1:150

STATO DI PROGETTO STRUTTURALE

Simbologia

	Riparazione della muratura lesionata mediante curi - scuci con mattoni pieni. (PARTICOLARE 1)
	Rifacimento architravi lesionati con profili accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)
	Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura e malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)
	Catene di progetto.
	Capochiave a palette.
	Capochiave a piastra incassata nella muratura.
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Perfori armati di ancoraggio della nuova soletta alla muratura esistente.
	Consolidamento soletta in legno e pannello.
	Nuovo soletta in legno massiccio e pannello.
	Disposizione di profili in acciaio.
	Ripristino ammorsature murature ortogonali (cantonali, martelli) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)



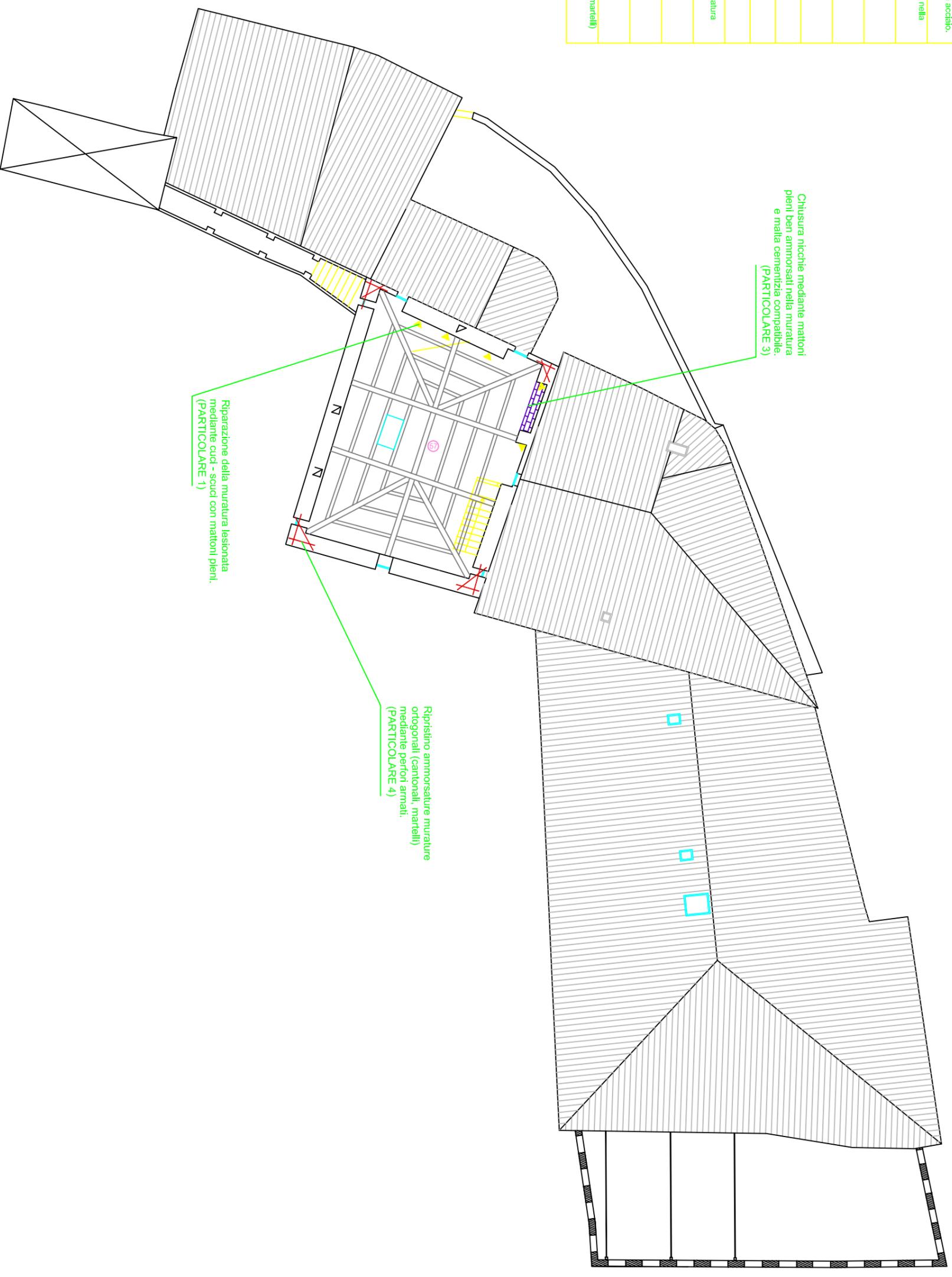
Pianta Piano Secondo

Scala 1:150

STATO DI PROGETTO STRUTTURALE

Simbologia

	Riparazione della muratura lesionata mediante cuoi - scuci con mattoni pieni. (PARTICOLARE 1)
	Rifacimento architravi lesionati con profili accoppiati in acciaio. (PARTICOLARE 2)
	Chiusura nicchie mediante mattoni pieni ben ammassati nella muratura e malta cementizia compatibile. (PARTICOLARE 3)
	Catene di progetto.
	Capochiave a palette.
	Capochiave a piastra incassata nella muratura.
	Catene di messa in sicurezza.
	Catene recenti (anni 90).
	Catene originali.
	Perfori armati di ancoraggio della nuova soletta alla muratura esistente.
	Consolidamento soletta in legno e planelle.
	Nuovo soletta in legno massiccio e planelle.
	Disposizione di profili in acciaio.
	Ripristino ammorsature murature ortogonali (cantonali, martelli) mediante perfori armati. (PARTICOLARE 4)

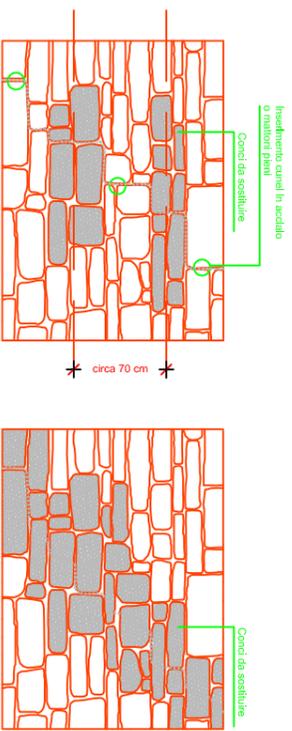


Pianta Piano Terzo

PARTICOLARE 1 RIPARAZIONE DELLA MURATURA LESIONATA MEDIANTE CUCISCUCI CON MATTONI PIENI.

ESTENSIONE DELLA ZONA DI INTERVENTO DI RIPARAZIONE LOCALIZZATA

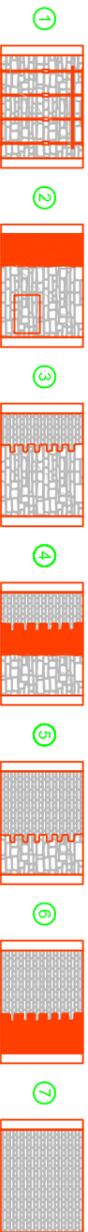
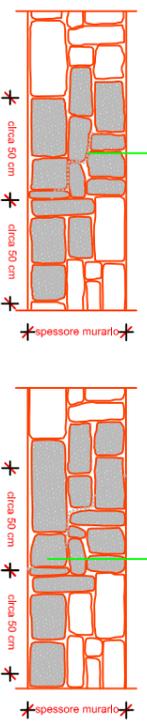
PROSPETTO STATO ATTUALE



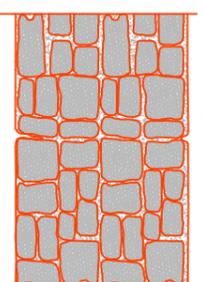
LESIONE CHE INTERESSA SOLO I GIUNTI DI MALTA

LESIONE CHE INTERESSA DIRETTAMENTE I CUCCI LATERALI

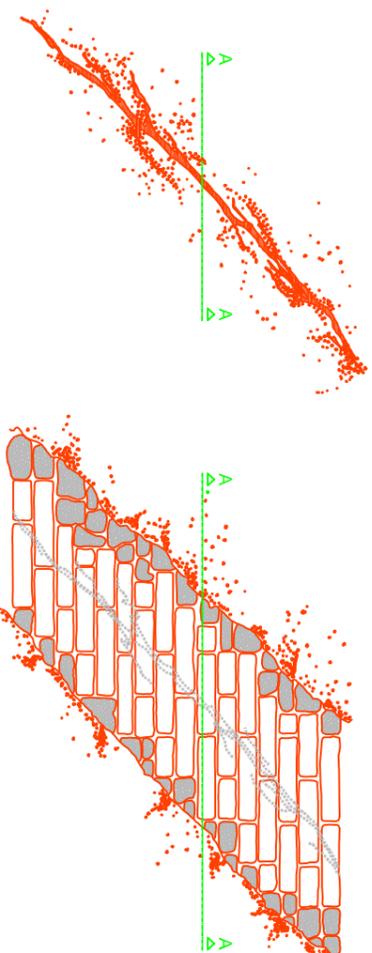
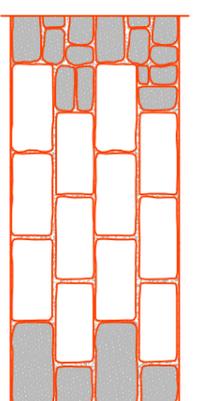
PIANTA STATO ATTUALE



SEZIONE AA



SEZIONE AA



LESIONE ISOLATA - METODOLOGIA DI RIPARAZIONE PER "APERTURA"

SOSTITUZIONE COMPLETA MURATURE

FASI ESECUTIVE:

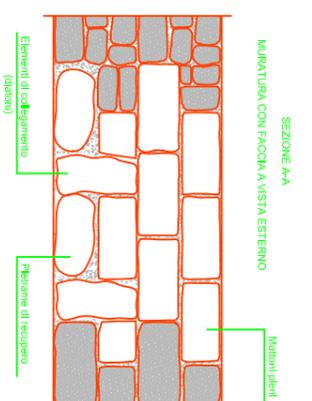
- 1) Pulverizzazione da cielo a terra dei solai adiacenti alla parete con punteili certificati (UNI EN 1095) utilizzando murati e tavole in legno di rifinitone FIG. 1
- 2) Demolizione di una porzione di muratura di spessore pari a quello della parete e lunghezza corrispondente allo stato di danneggiamento presente e allo svuotamento in sicurezza delle successive file con il forapiani. 2) muratura demolita mediante la botola del carico - scudi utilizzando mattoni pieni e malta idraulica a ritiro nullo compatibile con la muratura esistente lasciando le opportune ammorsature per il successivo tratto da ricostruire - FIG. 3
- 3) Ricostruzione e così in successione fino a giungere alla ricostruzione del manico (manico ed estremo residuo) - FIG. 4-5-6-7
- 5) Pulverizzare dalle punteili

NOTA:

In presenza di lesioni passanti di ampiezza elevata e diffuse su gran parte del massico murario o in presenza di solai adiacenti ai pezzi di muratura, procedere alla demolizione di una porzione di muratura di spessore pari a quello della parete e lunghezza corrispondente allo stato di danneggiamento presente e allo svuotamento in sicurezza delle successive file con il forapiani. 2) muratura demolita mediante la botola del carico - scudi utilizzando mattoni pieni e malta idraulica a ritiro nullo compatibile con la muratura esistente lasciando le opportune ammorsature per il successivo tratto da ricostruire - FIG. 3

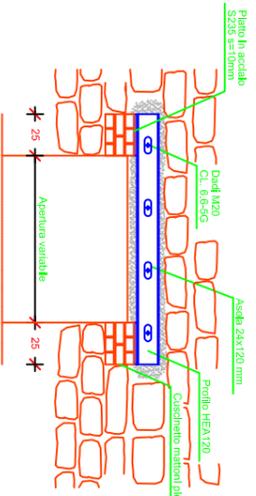
FASI ESECUTIVE:

- 1) Togliere il vecchio intonaco mettendo a nudo la muratura.
- 2) Asportare gli elementi di muratura interessati dalla lesione ed alcuni adiacenti a ripulire i nuovi elementi murari, ponendo cura nel formare un andamento periferiale del vano atto a realizzare buoni ammorsamenti fra nuova e vecchia muratura.
- 3) Demolire i cucci laterali (mattoni pieni) e dare il riscontro nel caso di paramento esterno (faccia a vista), previa pulizia e lavaggio del vano, ponendo particolare cura nella realizzazione dei giunti ammorsature: - il filo nullo o leggermente espansivo, confezionato comunque con inerti simili a quelli che costituiscono la malta esistente.

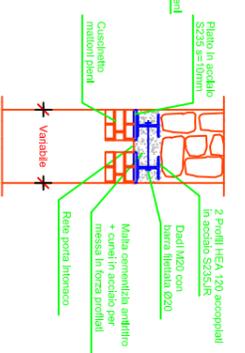


PARTICOLARE 2 RIFACIMENTO ARCHITRAVVI LESIONATI CON PROFILATI ACCOPIATI IN ACCIAIO.

PROSPETTO



SEZIONE

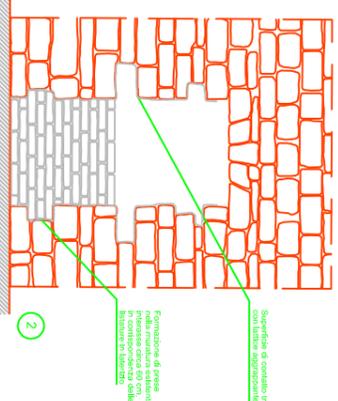
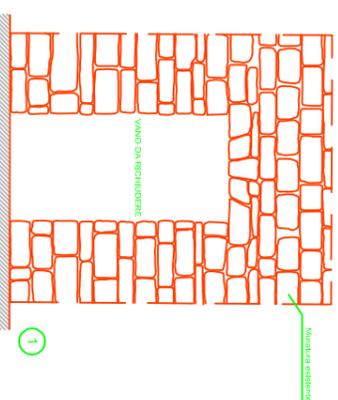


FASI ESECUTIVE:

- Demolizione in breccia da un lato per posizionamento del primo profilato;
- Massa in forza;
- Demolizione in breccia dall'altro lato per posizionamento dell'altro profilato;
- Massa in forza;
- Realizzazione del collegamento tra i due profili;
- Sigillatura con malta cementizia antifilo;
- Eventuale realizzazione del rivestimento in laterale.

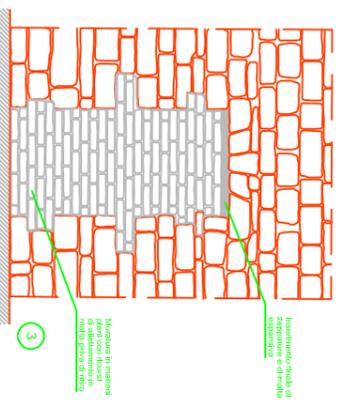
NOTA ARCHITRAVVI:
- Il numero di profilati da accoppiare è in funzione dello spessore della muratura. Il particolare si riferisce ad una parete di spessore pari a 50 cm.

PARTICOLARE 3 CHIUSURA NICCHIE MEDIANTE MATTONI PIENI BEN AMMORSATI NELLA MURATURA E MALTA CEMENTIZIA COMPATIBILE.



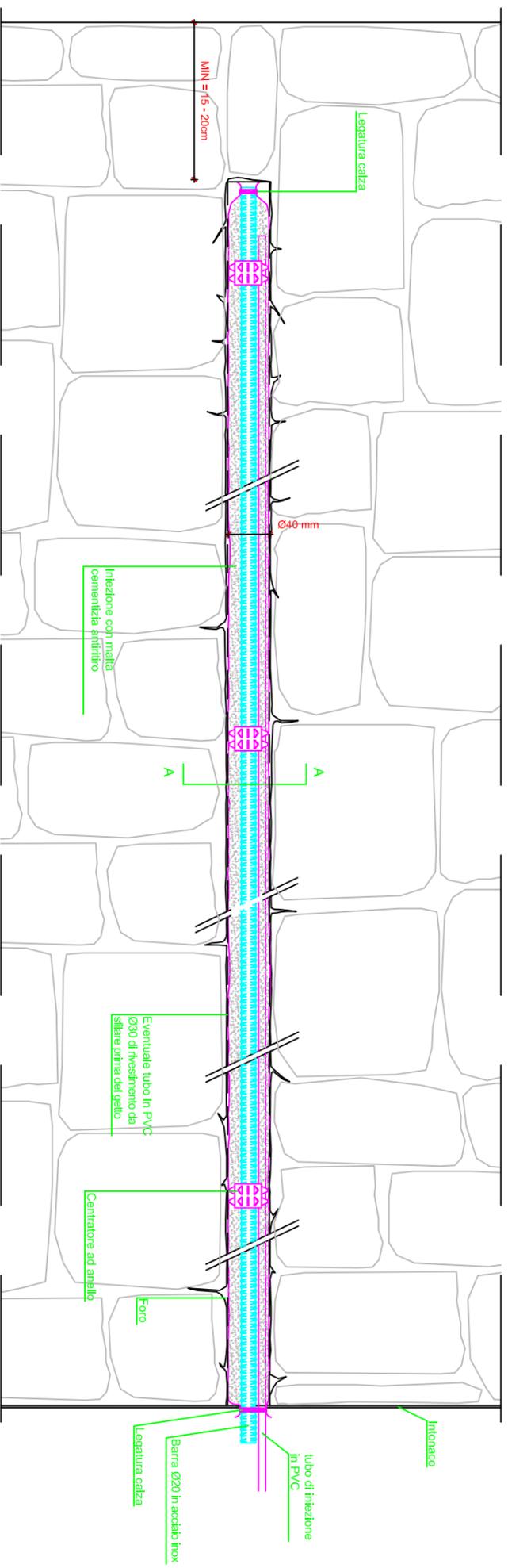
FASI ESECUTIVE:

- Demolire la vecchia apertura se presente;
- Rimuovere i nuovi elementi murari previo scalfato e lavaggio del vano;
- Imporsi i giunti con malta cementizia compatibile.

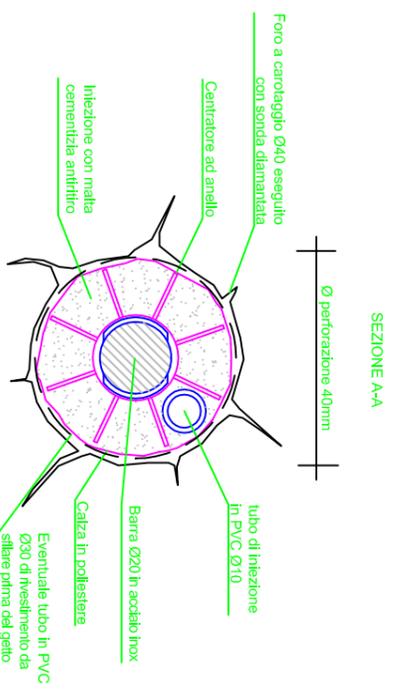


Scala: varie

PARTICOLARE 4 PERFORI ARMATI PER AMMORSATURA PARETI



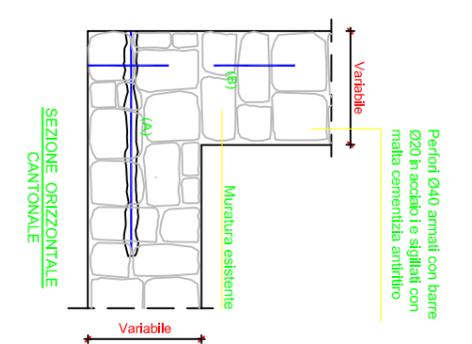
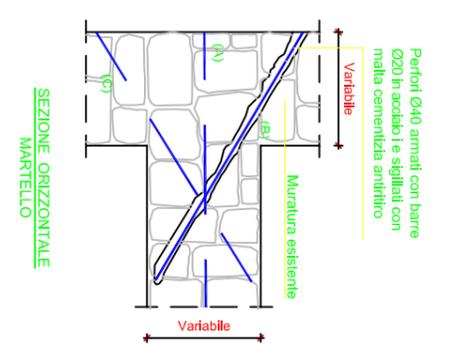
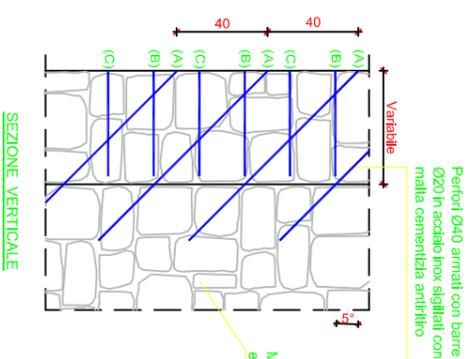
DISPOSIZIONE IN PIANTA E IN PROSPETTO DEI PERFORI



SEZIONE A-A

FASI ESECUTIVE:

- 1) Esecuzione perforo Ø 40 con sonda a corona diamantata a sola rotazione con eventuale inserimento di rivestimento con tubo in PVC Ø 30 per evitare il frangimento del materiale scabro
- 2) Pulizia del foro ed inserimento della barra Ø 20 in acciaio inox, dei centroni e del tubo di iniezione
- 3) Estrazione dell'eventuale tubo di rivestimento e iniezione di malta cementizia
- 4) Taglio della barra Ø 20 e del tubo di iniezione in eccesso e chiusura del foro con ripristino della finitura preesistente



Scala: varie