

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

In

TECNICA DELLE COSTRUZIONI

**ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA  
DELL' EDIFICIO EX-GEOGRAFIA SITO IN  
VIA SAN GIACOMO 3, BOLOGNA**

Candidato:  
MIRCO CECCHINI

Relatore:  
Chiar.ma Prof. GIADA GASPARINI

Correlatore:  
Dott.ssa Ing. ILARIA RICCI

Sessione III

---

Anno accademico 2013/2014



*Ai miei genitori..*



# **INDICE**

<i>INDICE</i> .....	5
1. INTRODUZIONE.....	9
1.1 LE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE MEMBRATURE STRUTTURALI .....	10
1.2 LE AZIONI SISMICHE E LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	11
1.3 LO STATO LIMITE CONSIDERATO .....	11
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	12
3. CONOSCENZA DELL'EDIFICIO .....	13
3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	14
3.2 ANALISI STORICO CRITICA .....	18
3.3 ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE E RILIEVO.....	23
3.4 PROVE IN SITU .....	28
3.4.1 Saggi demolitivi .....	29
3.4.2 Prove di scorrimento su giunti di malta .....	30
3.4.3 Indagini endoscopiche nei solai .....	32
3.4.4 Prelievo di campioni di muratura .....	33
3.5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI .....	35
3.6 SINTESI DELLA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO .....	36
3.7 INDIVIDUAZIONE TIPOLOGIE DI SOLAI NELLE PIANTE .....	37
4. ANALISI DEI CARICHI .....	39
4.1 TIPOLOGIA DEI SOLAI.....	39
4.1.1. Solaio in latero-cemento di piano .....	39
4.1.2. Solaio ligneo di piano con finta volta .....	40
4.1.3. Solaio ligneo di copertura con volta finta.....	41
4.2 ALTRI CARICHI.....	42
4.2.1 Volte finte .....	42
4.2.2 Scale .....	43
4.3 CARICO DELLA NEVE.....	44
4.4 RIASSUNTO DEI CARICHI.....	46
5. LA PERICOLOSITÀ SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI.....	47
5.1 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO .....	47

5.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI.....	50
5.3 SPETTRO DI PROGETTO CONSIDERATO.....	54
6. COMBINAZIONI DI CARICO .....	56
6.1 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLE .....	56
6.2 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLU.....	57
6.3 COMBINAZIONE PER LA VALUTAZIONE DELLE MASSE SISMICHE .....	58
6.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI.....	59
6.5 MODELLI DI CARICO (LOAD PATTERNS) .....	60
6.6 CASI DI CARICO (LOAD CASES).....	61
6.7 COMBINAZIONI DI CARICO (LOAD COMBINATIONS) .....	62
7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELLA STRUTTURA A LIVELLO GLOBALE.....	64
7.1 PROBLEMATICHE GENERALI NELLA MODELLAZIONE FEM DI ELEMENTI IN MURATURA .....	64
7.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MODELLI.....	72
8. CRITERI DI VERIFICA .....	74
8.1 CRITERI DI VERIFICA STATICA.....	75
8.1.1 SLE .....	75
8.1.2 SLU.....	75
8.2 CRITERI DI VERIFICA A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE .....	76
8.2.1 Meccanismi di collasso globale della struttura .....	76
8.2.2 Valutazione della capacità della struttura .....	77
8.2.3 Pressoflessione nel piano della parete: Momento Ultimo.....	78
8.2.4 Fessurazione diagonale nel piano della parete: Taglio Ultimo .....	82
8.2.5 Pressoflessione fuori dal piano della parete: Momento ed Eccentricità Ultimi .....	87
8.2.6 Fattore di sicurezza.....	88
8.2.7 PGA di collasso.....	89
8.2.8 Verifiche .....	89
8.2.9 Valutazione della deformazione ultima nel piano .....	89
8.3 CRITERI DI VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI.....	91
8.3.1 Analisi cinematica per la valutazione del moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso .....	92

8.3.2 Ribaltamento semplice di parete .....	98
8.3.3 Ribaltamento semplice di parete – parte alta .....	100
8.3.4 Ribaltamento composto di parete.....	101
8.3.5 Ribaltamento del cantonale.....	103
8.3.6 Sfondamento della parete del timpano.....	105
8.3.7 Flessione Verticale di parete .....	107
8.3.8 Meccanismi considerati per l’edificio oggetto di studio.....	109
9. RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	110
9.1 MODELLO .....	110
9.2 IL COMPORTAMENTO DINAMICO .....	111
9.3 NUMERAZIONE DELLE PARETI NEL MODELLO .....	113
9.4 VERIFICHE STATICHE .....	116
9.4.1 Verifiche statiche agli SLE.....	116
9.4.2 Verifiche statiche agli SLU .....	117
9.5 VERIFICHE A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE.....	119
9.5.1 Verifiche a pressoflessione nel piano.....	119
9.5.2 Verifiche a taglio.....	120
9.5.3 Verifiche a pressoflessione fuori dal piano .....	120
9.5.4 Valutazione del fattore di sicurezza minimo .....	122
9.5.5 Accelerazioni di collasso e verifiche .....	124
9.5.6 Deformazione ultima nel piano.....	125
9.6 MECCANISMI DI COLLASSO LOCALE .....	127
9.6.1 Individuazione dei maschi murari .....	127
9.6.2 Definizione dei carichi .....	129
9.6.3 Risultati delle verifiche.....	131
9.6.4 Osservazioni .....	132
10. VULNERABILITA' NON QUANTIFICABILI .....	133
CONCLUSIONI.....	134
ALLEGATI.....	136
A. RISULTATI PROVE VULNERABILITA' SISMICA UNIBO EX GEOGRAFIA – Via San Giacomo 3, Bologna .....	136
A.1 Endoscopie.....	138
A.2 Prova di scorrimento giunto (G_PT_02) .....	141
A.3 Carotaggi su muratura (G_PT_02) .....	144

A.4 Prove di laboratorio sulle malte (double-punch test).....	144
A.5 Prove di laboratorio su laterizi (prova di compressione assiale) .....	145
A.6 Prove di laboratorio sulle carote di muratura (prova di compressione diametrale) .....	146
A.7 Risultati sulla muratura (scheda riepilogativa) .....	147
A.8 Saggio demolitivo .....	148
A.9 Bibliografia .....	148
<b>B. TABULATI DI CALCOLO .....</b>	<b>149</b>
B.1 Caratteristiche dei materiali .....	149
B.2 Proprietà delle sezioni .....	149
B.3 Sollecitazioni dei maschi murari studiati .....	149
B.4 Tabulati di calcolo per la verifica statica agli SLU .....	157
B.5 Tabulati di calcolo per le verifiche a partire dal modello globale .....	159
B.6 Tabulati di calcolo per la verifica dei meccanismi locali .....	166
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>191</b>

# 1. INTRODUZIONE

Con la presente tesi di laurea si vogliono illustrare la metodologia ed i principali calcoli svolti per la valutazione della vulnerabilità sismica dell' edificio Ex-Geografia, sito in via San Giacomo 3 a Bologna. La valutazione della sicurezza di questo complesso si inserisce nell'ambito della convenzione tra l'Area dell'Ufficio Edilizia e Logistica (AUTC) e il Dipartimento di Ingegneria Civile, dei Materiali e Ambientale (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum (Università di Bologna), intitolata "Verifiche di vulnerabilità sismica del patrimonio immobiliare dell'Università di Bologna".

Nella prima parte dell'elaborato verrà analizzata la struttura in esame e descritta la metodologia adottata nel condurre le verifiche di vulnerabilità sismica delle strutture in muratura. Nella seconda parte verranno raccolti gli elaborati contenenti i risultati dell'analisi effettuata.



Figura 1: Inquadramento del palazzo all'interno della città

## 1.1 LE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE MEMBRATURE STRUTTURALI

La valutazione della sicurezza del complesso in esame nei confronti dei carichi sismici è stata condotta sulla base delle prescrizioni fornite dal D.M. 14/01/2008, dalla Circolare Ministeriale di applicazione del D.M. 14/01/2008 n. 617 del 02/02/2009 e dalla OPCM 3274 in merito al caso di edifici esistenti in muratura. La valutazione della sicurezza degli interventi per edifici esistenti comporta valutazioni necessariamente differenziate rispetto a quanto previsto per edifici di nuova progettazione. Questo ha reso necessario lo sviluppo di un'apposita campagna conoscitiva in relazione alle caratteristiche geometriche e meccaniche della costruzione e l'utilizzo di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza e nei metodi di analisi dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili. Nel caso in esame la mancanza di dati recenti acquisiti in situ concorre a definire un livello di conoscenza dell'opera classificato come LC1 (Conoscenza Limitata).

In particolare:

- la geometria delle pareti portanti e le tipologie di volte (fatta eccezione per la loro stratigrafia e/o la presenza di eventuali solai nascosti dalle volte stesse) risultavano noti in base al rilievo architettonico messo a disposizione dalla committenza e al rilievo strutturale effettuato in situ al fine di verificarne l'affidabilità;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali che caratterizzano le membrature portanti sono state dedotte attraverso delle prove in situ.

Più in dettaglio le resistenze di progetto sono state valutate considerando i valori medi delle proprietà dei materiali strutturali opportunamente divisi per:

- il fattore di confidenza previsto dalle normative vigenti in relazione al livello di conoscenza raggiunto;
- il coefficiente di sicurezza relativo al materiale.

In relazione a quanto prescritto dalle normative vigenti, è stato adottato un fattore di confidenza pari a 1,35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a  $\gamma_m = 3$ .

## **1.2 LE AZIONI SISMICHE E LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

La valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e le relative verifiche sono state condotte con specifico riferimento alle azioni sismiche di progetto previste dalle vigenti normative. Si fa qui presente come il DPCM 12/10/2007 (*"Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni"*) preveda esplicitamente (al capitolo 1.21. INTRODUZIONE) che, nella valutazione del rischio sismico di un edificio appartenente al patrimonio culturale, venga sviluppato uno specifico percorso conoscitivo comprendente un confronto fra l'accelerazione di collasso e quella attesa al suolo. Inoltre, *"il confronto tra l'accelerazione di collasso e quella attesa al suolo non ha un valore cogente ma deve contribuire ad esprimere un giudizio sul livello di rischio del manufatto"*, in un'ottica di valutazione del possibile comportamento sismico e di individuazione delle eventuali criticità piuttosto che di mera valutazione di congruenza fra capacità della costruzione e domanda indotta dalle azioni sismiche di progetto.

## **1.3 LO STATO LIMITE CONSIDERATO**

Le valutazioni della sicurezza di cui sopra sono state poi condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali. In accordo a quanto previsto dalle normative vigenti, viene infatti qui in seguito assunto che il soddisfacimento della verifica allo SLV implichi anche la sicurezza nei riguardi del collasso (SLC).

## 2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Le analisi sono state effettuate in conformità alle seguenti normative/documenti tecnici, così come previsto nell'atto stipulato per la Convenzione DICAM - AUTC:

- OPCM 3274/2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*";
- DPCM 12/10/2007 "*Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*";
- D.M. 14/01/2008 "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*";
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617 "*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*";
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.

### 3. CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

La conoscenza della costruzione in esame costituisce un presupposto fondamentale ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica "attuale" del complesso. Nel dettaglio, la conoscenza dell'edificio consiste:

- nell'analisi del processo di realizzazione, degli eventuali cambi di destinazione d'uso dell'intera struttura o di alcune sue parti e delle successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio;
- nell'individuazione delle tipologie di orizzontamenti e della loro corrispondente orditura;
- nella determinazione degli elementi costituenti l'organismo resistente e della corrispondente geometria.

I passi fondamentali che hanno guidato il percorso della conoscenza dell'edificio in esame si riassumono nei seguenti punti:

- Analisi storico-critica: Per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione, è stato necessario ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato;
- Analisi della documentazione disponibile;
- Rilievo: Per individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti anche qualità e stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo accurato dell'immobile con l'obiettivo di individuare non solo gli elementi costituenti l'organismo resistente e la loro geometria, ma anche eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e degli eventuali meccanismi di danno. In particolare, il rilievo è stato basato su un insieme di procedure mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante strutturali;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali: Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro eventuale degrado, ci si è basati sulla documentazione disponibile e su indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state assunte sulla base delle indagini sperimentali effettuate e opportunamente ridotte considerando i fattori di confidenza e di sicurezza in accordo con quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

### 3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le verifiche di vulnerabilità sismica in esame hanno per oggetto l'edificio Ex-Geografia, situato nel centro storico della città di Bologna, più precisamente in Via San Giacomo 3.



*Figura 2: Inquadramento del complesso*

Per quanto riguarda il fabbricato la tipologia strutturale consiste in pareti in muratura portanti, ben ammassate tra loro e disposte nelle due direzioni principali e da orizzontamenti di diverse tipologie (solai in latero-cemento e solai lignei nascosti da finte volte in incannucciato). La sua estensione è pari a  $1008 \text{ m}^2$  circa e si sviluppa su tre piani principali, di cui uno interrato ed un sottotetto; al piano interrato si trova un archivio, al piano terra sono presenti un' aula utilizzata per svolgere lezioni universitarie e la biblioteca, mentre al secondo piano si trovano uffici di dipendenti e docenti universitari. Il sottotetto, accessibile da una scala a chiocciola interna, ha dimensioni esigue e permette di ispezionare il solaio e l' incannucciato in copertura.

Il lato destro dell' edificio in questione affaccia su via San Giacomo; il fronte è accessibile da una strada privata che collega via San Giacomo ad un cortile interno e da cui è possibile raggiungere il lato sinistro ed il retro dello stesso.



*Figura 3: Orientamento del complesso*



*Figura 4: Fronte*



*Figura 5: Lato cortile interno*



*Figura 6: Lato via San Giacomo*



*Figura 7: Aula*



*Figura 8: Scala*

### 3.2 ANALISI STORICO CRITICA



*Figura 9: Foto storiche*

L' edificio in oggetto, sito in via San Giacomo 3, Bologna, è stato realizzato nel 1925.

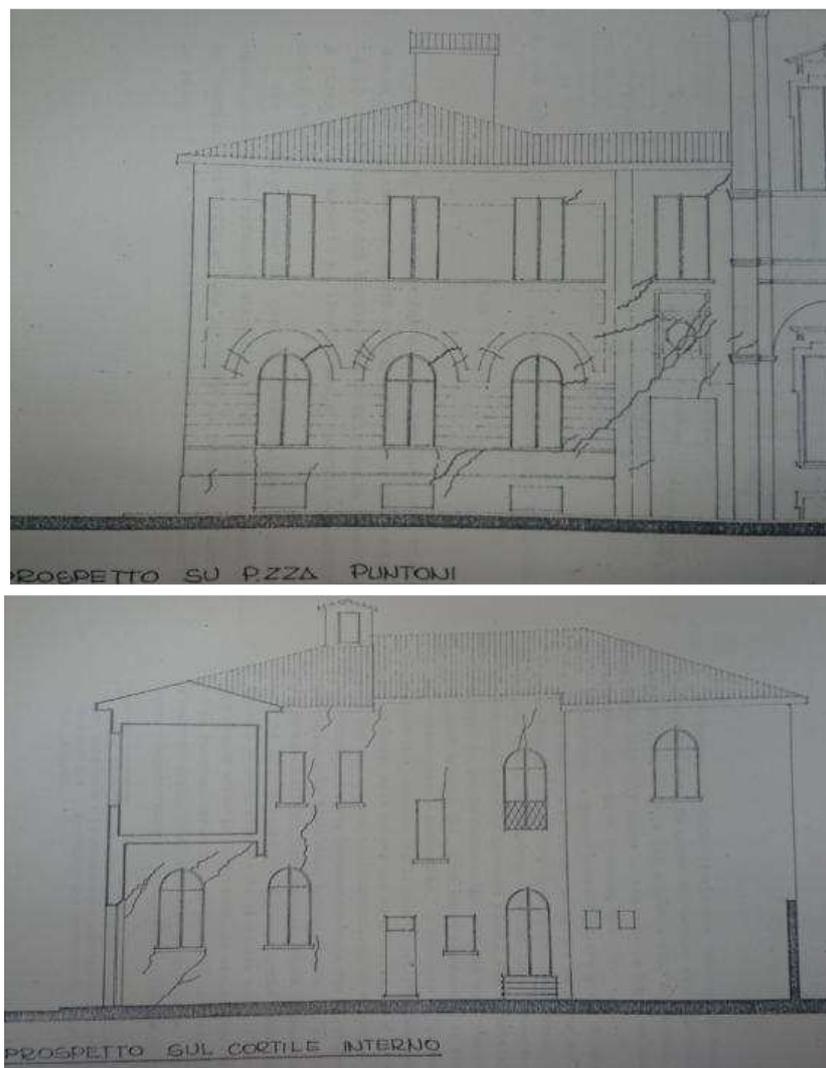
Costituito da un volume compatto, strutturato su due piani fuori terra e uno interrato, ha dimensioni notevolmente ridotte rispetto all' adiacente complesso di palazzo Poggi.

L' istituto di Geografia era in passato organizzato dal Prof. Carlo Errera in quattro sale dell' edificio centrale dell' Università.

Fu trasferito in Via San Giacomo 3, già sede dell' istituto di Medicina Legale, nel 1936 per merito del Prof. A. R. Toniolo, che riuscì ad ottenere dal magnifico Rettore nuovi e più ampi locali. Nel corso degli anni sono stati necessari vari interventi per assicurare la tenuta strutturale ed adattare il suddetto edificio alle normative vigenti; a testimonianza di ciò esistono numerosi documenti, risalenti per lo più all' ultimo ventennio del 1900:



*Figura 10: Documentazione fotografica*



*Figura 11: Descrizione quadro fessurativo 1985*

dell'edificio adiacente.

### 3. NOTIZIE CONCERNENTI LA COSTRUZIONE

Per tali notizie si rimanda al documento redatto dall'ing. Misley, riportato come allegato n. 2.

Le indicazioni, inevitabilmente scarse, data la difficoltà dell'indagine e la carenza di una documentazione ufficiale, lasciano intravedere comunque una situazione statica tutt'altro che limpida, per l'interferenza delle attuali fondazioni con quelle di edifici preesistenti demoliti. Tale interferenza è risultata poi chiaramente dagli scavi effettuati all'interno del cortile adiacente al fabbricato, dove si sono trovate pareti di muratura senza riscontro al piano terra, volte di canalette non più attive, materiali litoidi e detriti variamente disseminati.

Assai preoccupante, sempre stando alle indicazioni fornite dall'ing. Misley, è poi la situazione degli scarichi e delle canalette tuttora in esercizio nella zona circostante; in alcuni casi tali elementi si sono rivelati in pessime condizioni e purtroppo, anche se identificati, non sono facilmente ispezionabili.

Meritevole di qualche attenzione può essere il fatto che in tempi abbastanza recenti (circa una decina di anni fa) si è intervenuti per sottofondare, seppure con tecniche

rudimentali e approssimative, lo spigolo in cui confluiscono le pareti esaminate al punto precedente. Tale spigolo (fig. 2) è quello attualmente più disastrato e ciò fa capire da una parte che l'opera eseguita è risultata inefficace, e dall'altra che esiste, e già esisteva in passato, una zona localizzata di terreno molto debole proprio in prossimità del citato angolo del fabbricato. Non estranea a questo inconveniente potrebbe essere la presenza dello scarico di un pluviale, più volte risistemato, ma probabilmente disperdente nel terreno.

### 4. DESCRIZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Le lesioni dell'Istituto di Geografia sono particolarmente marcate sulla facciata e sulla parete prospiciente la Biblioteca Universitaria; il loro andamento è indicato nelle figg. 4 e 5. Una documentazione fotografica significativa è riportata nell'allegato 3. Appare evidente, guardando la facciata da via S. Giacomo, una tendenza al distacco della porzione inferiore destra secondo linee di frattura inclinate circa a 45° che partono dal basso e proseguono in alto, interessando il vano di collegamento e raggiungono la sommità dell'edificio in corrispondenza dell'ideale confine con il Palazzo Poggi. Verso il basso la lesione principale diventa praticamente orizzontale e si estende fin quasi a raggiungere circa la metà dell'edificio; l'ampiezza delle lesioni è variabile, ma in alcuni punti di vari millimetri.

Il quadro d'insieme rivela una tendenza al trascinarsi della facciata da parte del vicino edificio della Biblioteca universitaria, e già a occhio nudo è visibile uno scorgimento dall'alto verso il basso della porzione destra della parete del vano di collegamento<sup>(2)</sup>.

Guardando la parete perpendicolare a via S. Giacomo dal cortile (fig. 5), si notano in alto a sinistra delle lesioni inclinate a circa 45°, dirette dal basso verso l'alto, dal che appare ragionevole supporre che l'assestamento della porzione centrale di detta parete sia addirittura più accentuato di quello dello spigolo in cui essa incontra la facciata; spigolo che, come sopra accennato, si sta peraltro evidentemente abbassando. A conforto di questa osservazione va ricordato che il solaio del 1° piano, ordito parallelamente alla parete qui considerata, si è da essa staccato con una lesione longitudinale molto evidente.

Poiché la parete perpendicolare a via S. Giacomo è la più vicina alla Biblioteca universitaria, il quadro fessurativo esaminato nel suo complesso rende plausibile l'ipotesi che la responsabilità della precaria situazione dell'Istituto di Geografia sia da ricercare nella vicinanza con un edificio di notevoli dimensioni, in via di assestamento.

La riprova, indiretta, si ha nella situazione statica di Palazzo Poggi, così come essa appare dalla relazione geologica precedentemente citata; resta comunque singolare il

fatto che proprio la facciata del Palazzo Poggi su via S. Giacomo sia praticamente esente da lesioni significative.

Un aspetto particolare del problema esaminato è quello dei tempi in cui il quadro fessurativo si è manifestato; le prime lesioni risalgono a svariati anni fa, come testimonia l'intervento di sottofondazione descritto, ma, secondo la testimonianza dei Docenti e del Personale dell'Istituto, esse sono aumentate vistosamente negli ultimi due anni, denotando un'accelerazione del fenomeno in atto.

A questo riguardo va subito anticipato che sono state poste in opera delle basi deformometriche, al fine di rilevare l'andamento delle deformazioni nel tempo.

Sempre con riferimento all'Istituto di Geografia, meno preoccupanti di quelle descritte sono da considerare le lesioni che appaiono nelle tramezzature al primo piano, probabilmente legate alla deformabilità dei solai di grande luce su cui esse insistono.

Meritevole di attenzione sono invece quelle che si sono rivelate in prossimità dello spigolo dell'edificio diagonalmente opposto a quello su cui si è più lungamente soffermata l'indagine. Qui le lesioni, pur assai nette, non sono di ampiezza paragonabile a quella delle lesioni in facciata, ma il quadro d'insieme non è tranquillo, come rivelano ampie sconessioni nei muretti di confine adiacenti, e come confermano i risultati delle indagini penetrometriche svolte.

(2) Assai significativa a questo proposito è la necessità di interventi praticamente continui di falegnameria per consentire l'apertura del portone di ingresso al cortile interno.

Figura 12: Stato di fatto 1982

Le problematiche che hanno reso necessari i vari interventi nel corso degli anni sono di varia natura e possono riassumersi come segue:

- problematiche di carattere statico-strutturale;
- problematiche di carattere igienico-ambientale;
- problematiche inerenti l'abbattimento delle barriere architettoniche;
- problematiche inerenti le opere di sicurezza;
- problematiche di carattere funzionale e gestionale.

Si esaminano in seguito i principali interventi di tipo statico-strutturale.

In particolare la parte del fabbricato adiacente Palazzo Poggi presentava problemi di carattere statico, evidenziati da numerose lesioni a stadi diversi delle strutture portanti sia orizzontali che verticali.

Presumibilmente tali dissesti sono stati riconducibili all' insorgenza di cedimenti differenziali delle fondazioni dell' edificio che erano, fra l'altro, parzialmente solidali al palazzo adiacente, di dimensioni notevolmente maggiori.

Gli interventi che sono stati necessari per porre rimedio a tale situazione si riassumono come segue:

- regolamentazione della rete di smaltimento delle acque presenti nel sottosuolo, mediante opere di manutenzione e rifacimento delle condotte esistenti, per consentire un rapido allontanamento delle acque stesse dai terreni di fondazione;
- consolidamento delle fondazioni della zona sottostante l'aula magna, ottenuto tramite la creazione di un' anello rigido in conglomerato cementizio armato ed opere di sottofondazione, che consentono di allargare ed approfondire l' area d' impronta della fondazione stessa;
- ristrutturazione della parte di edificio che collega la sede dell' istituto di Geografia con Palazzo Poggi, consistente nella realizzazione di una nuova struttura in calcestruzzo ed acciaio tale da consentire sia la creazione di due giunti di dilatazione che la conservazione delle murature esterne e delle coperture esistenti;



*Figura 13: Struttura di collegamento in C.A. e acciaio*

- ulteriori opere di carattere strutturale sono state necessarie per consentire il trasferimento dell' attuale centrale termica esterna al piano scatinato dell' edificio, rendendo così possibile la demolizione del vecchio fabbricato situato inopportunamente nella corte interna dell' Istituto.



*Figura 14: Opere per il trasferimento della centrale termica*

### 3.3 ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE E RILIEVO

Di seguito si elenca la documentazione disponibile per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio in esame:

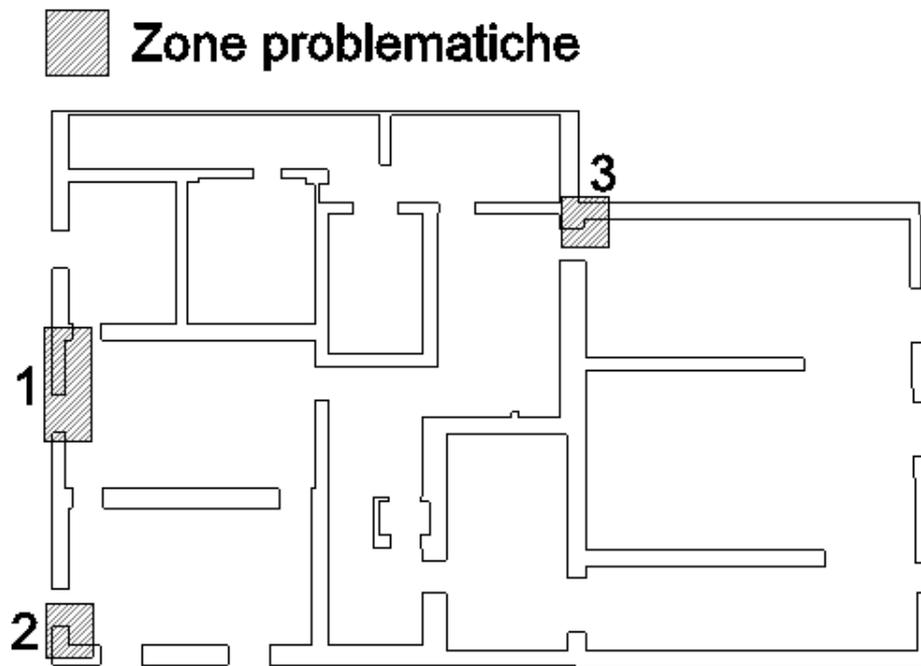
- Rilievo architettonico di tutto l'immobile (rilievo PAL fornito dall'AUTC).

Per verificare la correttezza delle informazioni contenute nel materiale a disposizione, in particolare per verificare la correttezza dei rilievi strutturali, ma anche per rilevare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo accurato dell'immobile in maniera quanto più completa e dettagliata possibile. A partire da questo sono stati individuati:

- l'ingombro della copertura;
- la geometria delle pareti portanti in termini di spessori, larghezze, altezza e posizione delle aperture;
- La tipologia dei solai.

Durante il rilievo è stato possibile riscontrare un quadro fessurativo pressoché nullo nella maggior parte dell'immobile ed una buona qualità della muratura e dei suoi ammorsamenti ortogonali. Le zone problematiche sono state evidenziate nelle seguenti piante strutturali e illustrate nei documenti fotografici:

Piano interrato



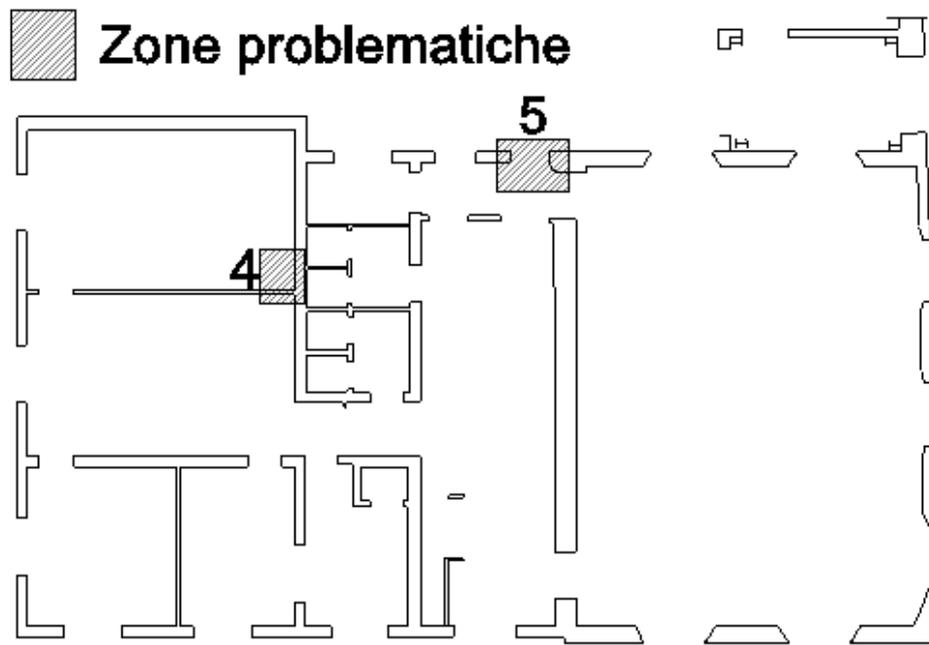
*Figura 15: Zone problematiche situate al piano interrato*

Formazione di crepe diagonali di piccole dimensioni e muffe in corrispondenza dei muri a contatto con l' esterno:



*Figura 16: Documenti fotografici piano interrato*

Piano terra



*Figura 17: Zone problematiche situate al piano terra*

Formazione di crepe di piccole dimensioni:

4.

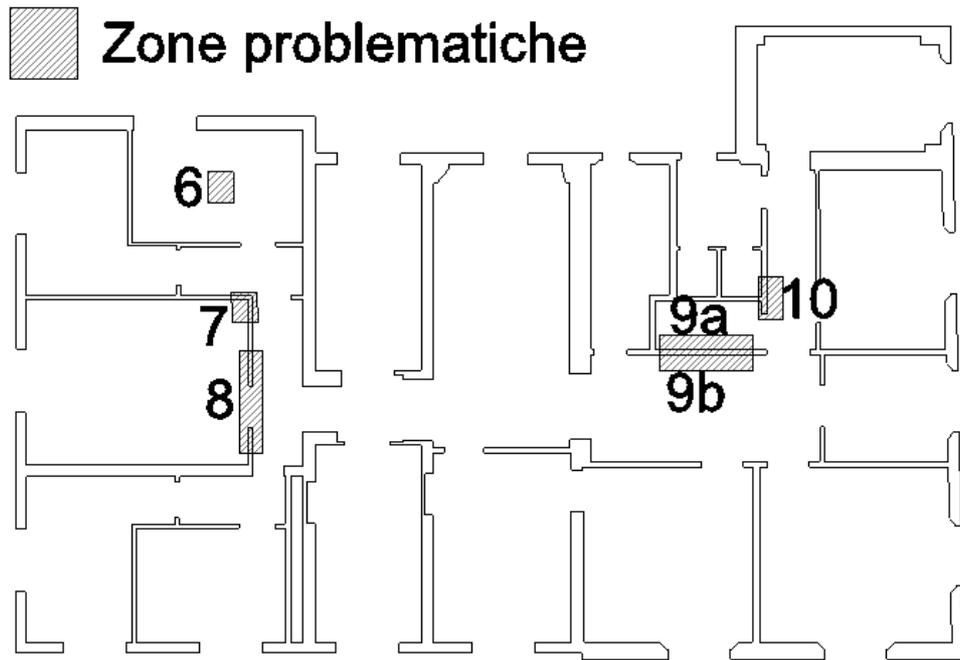
5.

5.



*Figura 18: Documentazione fotografica piano terra*

Piano primo



*Figura 19: Zone problematiche situate al primo piano*

Formazione di crepe di piccole e medie dimensioni in varie pareti dell' edificio:

6.



7.



7.



8.



8.



9a.



9b.



9b.



10.



Figura 20: Documentazione fotografica piano primo

Piano sottotetto

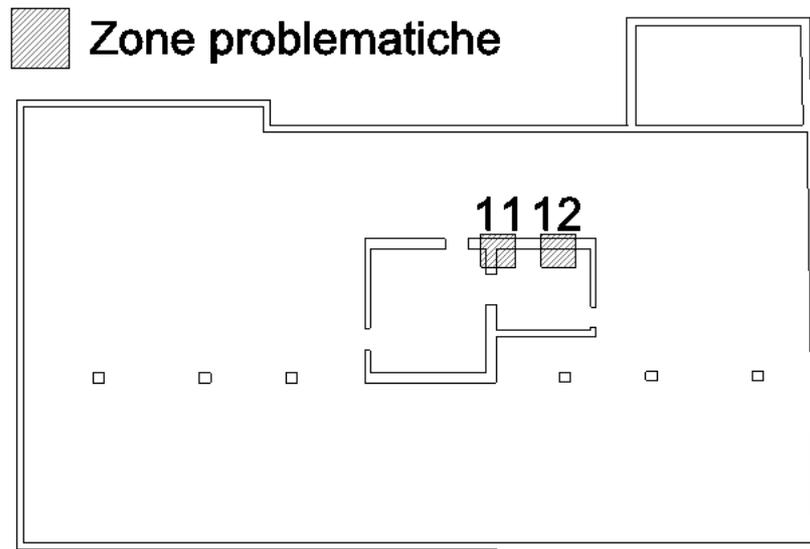


Figura 21: Zone problematiche situate nel sottotetto

Formazione di crepe di medie dimensioni:

11.



12.



Figura 22: Documentazione fotografica sottotetto

### 3.4 PROVE IN SITU

La campagna sperimentale è stata articolata secondo diverse tipologie di prove volte ad ottenere una migliore conoscenza dei dettagli costruttivi, la caratterizzazione meccanica dei singoli componenti presenti (laterizi e malta) e la capacità a compressione e a taglio della muratura nel suo complesso. A questo scopo sono state effettuate le seguenti prove o attività di indagine:

- Saggi demolitivi su maschi murari per valutarne l'effettiva tessitura e l'ammorsamento tra pareti ortogonali;
- Rimozione di porzioni di intonaco per l'esecuzione di prove di scorrimento su giunto di malta secondo la ASTM C1531-09 [1];
- Prelievo di campioni di malta e mattoni da pareti portanti, finalizzato alla valutazione delle loro proprietà meccaniche;
- Prelievo di carote di muratura per la valutazione della resistenza a taglio;
- Indagini endoscopiche per l'individuazione del pacchetto di solaio.

<b><i>Tabella 1</i></b>	<b>Numero di campioni</b>
Saggi demolitivi	1
Prelievi campioni	5
Prove di scorrimento	1
Indagini endoscopiche	2

### 3.4.1 Saggi demolitivi

E' stato effettuato un unico saggio demolitivo su un maschio murario considerato rappresentativo della tessitura dell' intero edificio allo scopo di:

- Valutare la tipologia e la qualità delle murature presenti;
- Verificare la qualità del collegamento tra pareti ortogonali;

E' stato effettuato un saggio demolitivo all'interno dell'edificio, in corrispondenza dei muri ortogonali affianco alla porta principale, per valutare l' effettivo ammorsamento delle pareti.



*Figura 23: Esempi di saggi demolitivi*

### 3.4.2 Prove di scorrimento su giunti di malta

La prova consiste nella misura della forza necessaria a far scorrere orizzontalmente un mattone in laterizio rispetto alle file di mattoni sottostanti e sovrastanti, producendo così la rottura dei corrispondenti giunti di malta orizzontale. In generale, questa tipologia di prova è in grado di fornire indicazioni attinenti alla resistenza a taglio della muratura provata. La preparazione del set-up di prova consiste nella rimozione dell'intonaco e di due mattoni, che precedono e seguono quello oggetto di prova. La forza di scorrimento viene generata mediante martinetto idraulico opportunamente collocato in una delle cavità realizzate. La misura della forza si ottiene moltiplicando la pressione idraulica, letta attraverso un manometro (sensibilità 5 bar), per una adeguata costante di conversione. Per la valutazione degli spostamenti orizzontali, sono stati posizionati due comparatori centesimali parallelamente alla direzione di spinta. Essi forniscono lo spostamento relativo tra il mattone oggetto della prova e i corsi di mattoni superiore e quello tra il mattone dietro il martinetto e i corsi di mattoni superiori, come mostrato nel set-up di prova di *Figura 24*, la seconda misura viene presa nella inusuale ipotesi che la crisi si manifesti in seguito allo scorrimento del mattone di contrasto invece che di quello oggetto di prova.

Per ogni prova, è stata calcolata la corrispondente tensione tangenziale  $\tau_i$  massima che ha portato allo scorrimento del giunto:

$$\tau_i = \frac{F_{app}}{A_i}$$

dove:

$A_i$  è la somma dell'area dei giunti orizzontali superiore ed inferiore del mattone  $i$ -esimo considerato;

$F_{app,i}$  è la forza orizzontale esercitata dal martinetto.

Parallelamente, è stata anche valutata la tensione verticale agente sul mattone oggetto di prova, facendo uso delle analisi dei carichi e dell'orditura strutturale degli impalcati.

A partire dai valori misurati in termini di tensione tangenziale e da quelli forniti in termini di tensione verticale, viene indicata la resistenza a taglio secondo il modello di Mohr-Coulomb:

$$\tau_i = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_v$$

dove:

$\sigma_v$  è la tensione verticale;

$\tau_0$  è la tensione tangenziale resistente in assenza di tensione normale;

$\mu$  è il coefficiente di attrito.

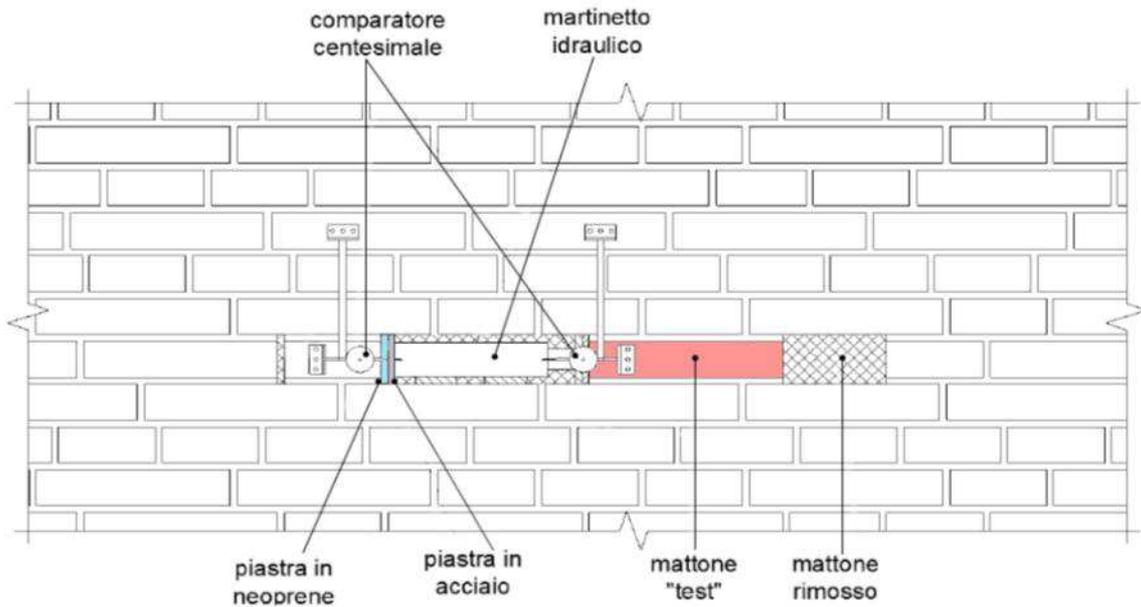


Figura 24: Prova di scorrimento su giunto di malta (Set-up di prova)

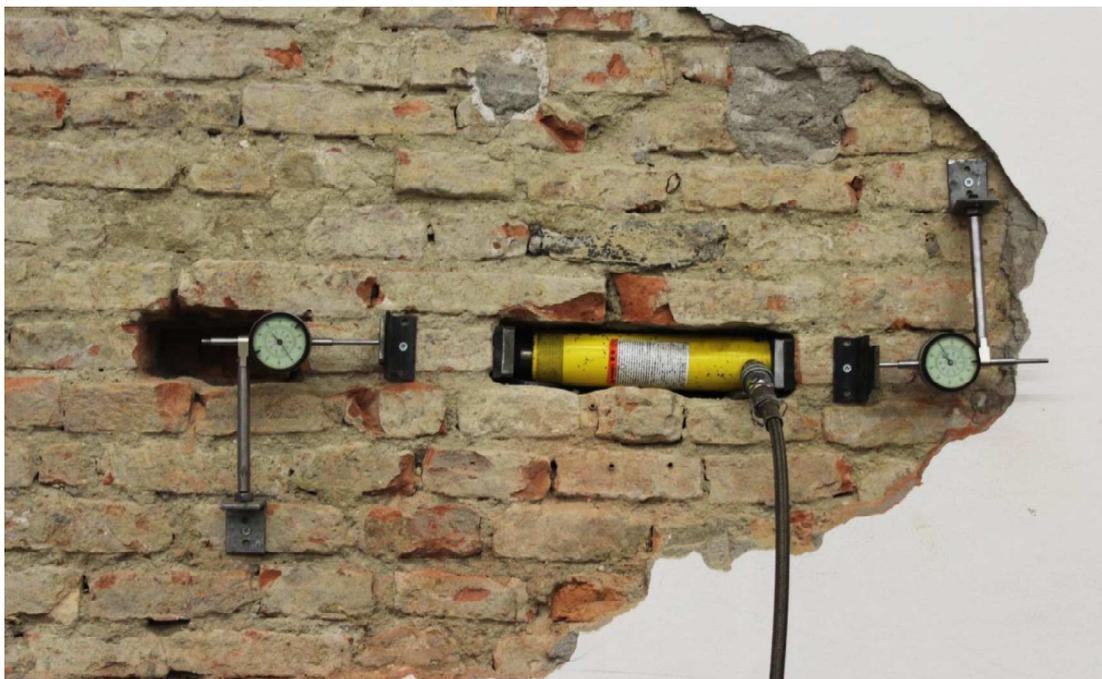


Figura 25: Immagine rappresentativa prova di scorrimento

### 3.4.3 Indagini endoscopiche nei solai

Al fine di individuare la reale stratigrafia dei solai costituenti l'edificio sono state condotte delle indagini endoscopiche attraverso l'utilizzo di un endoscopio rigido. Operativamente si è realizzato un foro passante nel solaio del diametro di 16 mm, nel quale è stata inserita la sonda. La zona ispezionata viene illuminata tramite un fascio di fibre ottiche ed attraverso una videocamera si registrano le immagini alle diverse quote di solaio.



*Figura 26: Immagini rappresentative degli strumenti di prova*

### 3.4.4 Prelievo di campioni di muratura

Al fine di valutare la resistenza dei singoli materiali (malta e mattoni) e successivamente della muratura, sono stati prelevati diversi campioni di muratura, individuati in modo tale da offrire una caratterizzazione significativa degli stessi. L'operazione di prelievo è stata effettuata attraverso l'impiego di una carotatrice con sistema di lubrificazione ad acqua, fissata orizzontalmente sulla superficie della parete in modo da ottenere un asse di prelievo ortogonale alla stessa.



*Figura 27: Carotatrice*

Sono state estratte carote con diametri differenti, rispettivamente di 70 e 100 mm. Per quanto riguarda i mattoni, durante la rimozione dell'intonaco per le prove di scorrimento su giunto di malta, sono stati estratti uno/due mattoni per ogni area considerata (piazzola). Successivamente, presso i laboratori del CIRI, si è proceduto a ricavare dai campioni, ove necessario, i provini per le diverse tipologie di prova. In particolare, sono state effettuate prove di compressione su laterizio, prove di doppio punzonamento su letti di malta e prove di compressione diametrale su carote con giunto di malta inclinato. Dalle carote di diametro  $\phi=70\text{mm}$ , contenenti sempre un giunto di malta in posizione diametrale, si è proceduto a ricavare e selezionare provini di malta di dimensioni approssimativamente  $4 \times 4 \text{ cm}^2$  e spessore variabile da 0,70 a 1,95 cm, in funzione dello spessore del giunto di malta originale. Successivamente, le facce del campione a contatto con il punzone sono state rettificate, mediante getto di gesso a spessore variabile in funzione della rugosità del campione stesso.

I provini sono stati infine rotti a compressione per doppio punzonamento utilizzando due punzoni circolari di diametro 20 mm, secondo il metodo proposto da Henzel e Karl: “double punch test”[2]. Da ogni mattone prelevato in situ, si sono ricavati almeno due provini cilindrici. Dopo la rettifica delle facce, i provini sono stati testati a compressione secondo la norma UNI EN 772-1[3]. Le carote, diametro  $\phi=100\text{mm}$ , estratte integre dalle porzioni di muratura, sono state tagliate in modo tale da fornire campioni cilindrici di altezza almeno pari al diametro,  $h \geq \phi$ , per valutare la resistenza a compressione e a taglio della muratura. Si sono quindi ottenuti tre provini provati mediante prova di compressione in cui vengono posati 2 getti di malta ad alta resistenza, uno superiore e uno inferiore, per simulare il comportamento della muratura intorno alla carota, e dieci provini provati mediante prova di compressione diametrale (brasiliiana) con giunto di malta inclinato a  $40^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $50^\circ$  rispetto all’orizzontale, in modo da applicare diversi rapporti tra tensione normale e tangenziale sul letto di malta al momento della crisi, tale possibilità non è consentita nelle prove di scorrimento del giunto di malta eseguite in situ.

Si riporta in seguito una tabella riassuntiva dei valori finali ricavati attraverso le prove in situ:

<b>Tabella 2</b>	<b><math>f_k</math></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>E</b> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b><math>f_{vMO}</math></b> [N/mm <sup>2</sup> ]
San Giacomo 3	4,62	4623	0,13

Per una relazione più dettagliata dei risultati ottenuti si rimanda all allegato A, relazione del CIRI-EDILIZIA E COSTRUZIONI.

### 3.5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali che costituiscono lo scheletro portante del complesso in esame sono state ottenute con riferimento ai valori medi ottenuti a partire dalle prove sperimentali effettuate su alcuni campioni di mattoni e malta, adottando un fattore di confidenza pari ad 1,35 ( corrispondente ad un livello di conoscenza minimo LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a  $\gamma_m = 3$ .

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura assunte:

- La resistenza a compressione media della muratura ottenuta attraverso le prove risulta essere pari a:

$$f_m = 46,2 \frac{daN}{cm^2}$$

La resistenza a compressione di progetto è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{46,2}{1,35 \cdot 3} = 11,40 \frac{daN}{cm^2}$$

- La resistenza a taglio media della muratura ottenuta attraverso le prove risulta essere pari a:

$$f_{vm0} = 1,3 \frac{daN}{cm^2}$$

La resistenza a taglio di progetto è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{1,3}{1,35 \cdot 3} = 0,32 \frac{daN}{cm^2}$$

- Peso specifico:

$$\gamma = 1800 \frac{daN}{m^3}$$

- Modulo elastico

$$E = 1000 \cdot f_m = 46230 \frac{daN}{cm^2}$$

### 3.6 SINTESI DELLA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

In *Tabella 3* si riporta in sintesi il livello di conoscenza della geometria degli elementi strutturali portanti, mentre in *Tabella 4* si riporta una sintesi relativa alla conoscenza dei materiali. In particolare:

- con il simbolo **V**, sono stati indicati gli aspetti noti;
- con il simbolo **V**, sono stati indicati gli aspetti parzialmente noti;
- con il simbolo **X**, sono stati indicati gli aspetti non noti.

<i>Tabella 3</i>	GEOMETRIA			
	CARATTERISTICHE	TAVOLE	RILIEVO	PROVE
<b>COPERTURA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spessore</li> <li>• Dimensione elementi</li> </ul>	✓	✓	X
<b>ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spessore pareti</li> <li>• Altezze interpiano</li> </ul>	✓	✓	✓
<b>ELEMENTI STRUTTURALI ORIZZONTALI</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spessore complessivo</li> </ul>	✓	✓	✓

<i>Tabella 4</i>	MATERIALI		
	CARATTERISTICHE	IPOTESI	PROVE
<b>COPERTURA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tipologia</li> <li>• Peso</li> </ul>	✓	X
<b>ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistenza a compressione <math>f_m</math></li> <li>• Resistenza a taglio <math>t_m</math></li> <li>• Modulo elastico E</li> </ul>	X	✓
<b>ELEMENTI STRUTTURALI ORIZZONTALI</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tipologia</li> <li>• Peso</li> </ul>	✓	✓

### 3.7 INDIVIDUAZIONE TIPOLOGIE DI SOLAI NELLE PIANTE

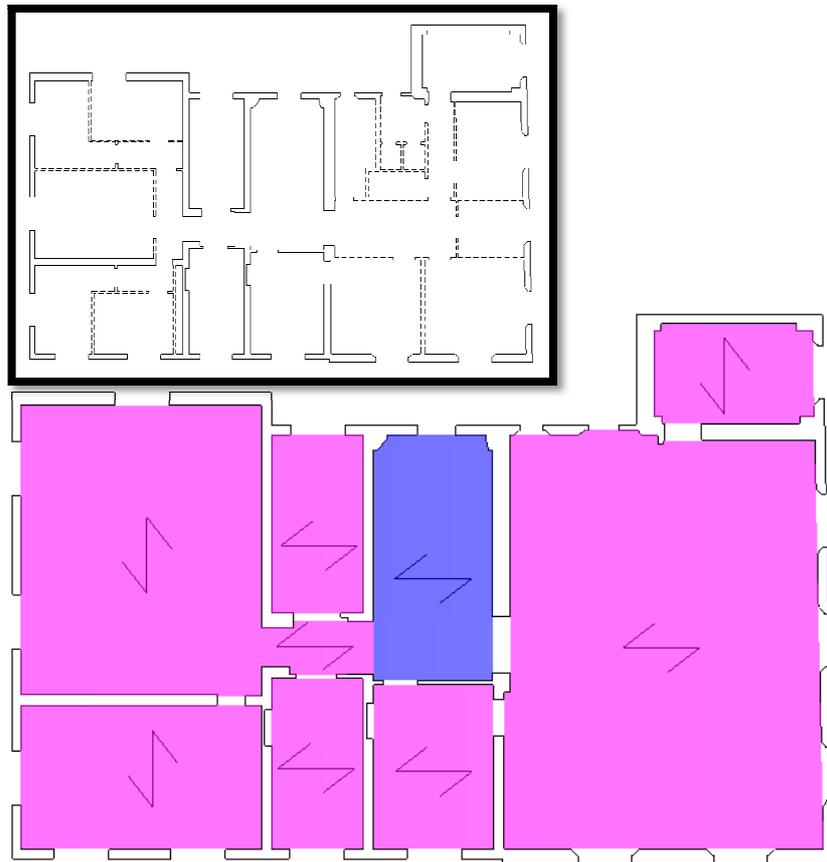
Si riportano qui di seguito le piante architettoniche dell'edificio in cui sono state evidenziate le diverse tipologie di solaio presenti note dal rilievo o dedotte da altre fonti.

#### TIPOLOGIE SOLAI

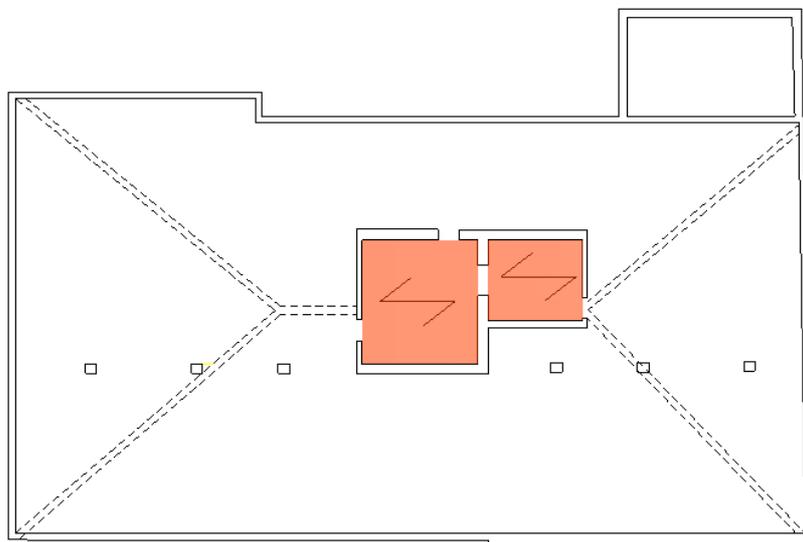
-  *Solaio in latero-cemento di piano*
-  *Solaio ligneo con finta volta di piano*
-  *Solaio ligneo con finta volta di copertura*
-  *Solaio ligneo di copertura*
-  *Scale*



Figura 28: Pianta piano terra



*Figura 29: Pianta piano primo*



*Figura 30: Pianta sottotetto*

Per quanto riguarda i solai non noti, essi sono stati comunque campiti a seconda della tipologia di solaio che si è ipotizzato avessero, o per analogia con i solai circostanti, o in altri modi.

## 4. ANALISI DEI CARICHI

### 4.1 TIPOLOGIA DEI SOLAI

- Solaio in latero-cemento di piano;
- Solaio ligneo di piano con finta volta;
- Solaio ligneo dicopertura con volta finta;

#### 4.1.1. Solaio in latero-cemento di piano

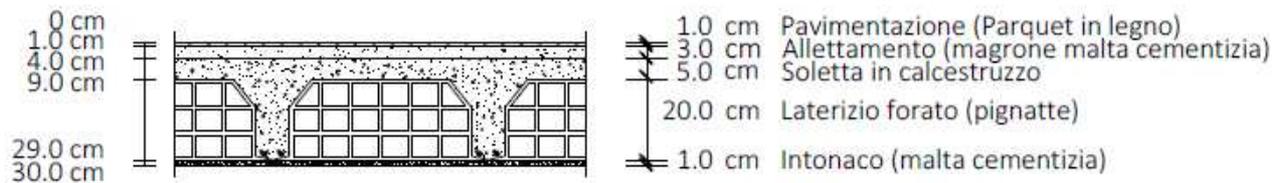


Figura 31: Schema di un solaio in latero-cemento

	<b>Tabella 5</b>	Spessore (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Portante/Portato
1	<b>Parquet</b>	0,01	700	7	Portato
2	<b>Magrone</b>	0,03	2000	60	Portato
3	<b>Soletta</b>	0,05	2400	120	Portante
4	<b>Travetti</b>	$0,2*0,1*2=0,04$	2400	96	Portante
5	<b>Pignatte</b>	$0,2*0,4*2=0,16$	550	88	Portante
6	<b>Intonaco</b>	0,01	2'000	40	Portato
7	<b>Tramezzi</b>	-	-	122	Portato

	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )	Valori di progetto (kg/m <sup>2</sup> )
Portante	304	2,98	310
Portato	229	2,246	230
Variabile	-	-	300 (uffici aperti al pubblico Cat B.2)

#### 4.1.2. Solaio ligneo di piano con finta volta

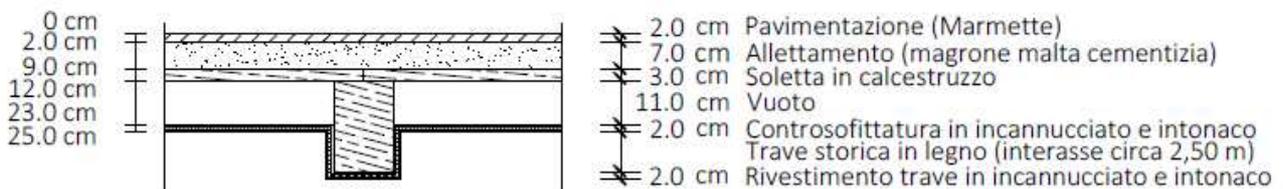


Figura 32: Schema di un solaio ligneo di piano con finta volta

	<b>Tabella 6</b>	Spessore (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Portante/ Portato
1	<b>Marmette</b>	0,02	2650	53	Portato
2	<b>Allettamento</b>	0,07	2000	140	Portante
3	<b>Soletta cls</b>	0,03	2400	72	Portante
4	<b>Travi</b>	$\frac{0,2 \cdot 0,1}{2,5} = 0,008$	600	5	Portante
6	<b>Controsoffitto</b>	-	-	55,6	Portato
	<b>Tramezzi</b>	-	-	122	Portato

	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )	Valori di progetto (kg/m <sup>2</sup> )
Portante	217	2,128	220
Portato	230,6	2,261	230
Variabile	-	-	300 (uffici aperti al pubblico Cat B.2)

### 4.1.3. Solaio ligneo di copertura con volta finta

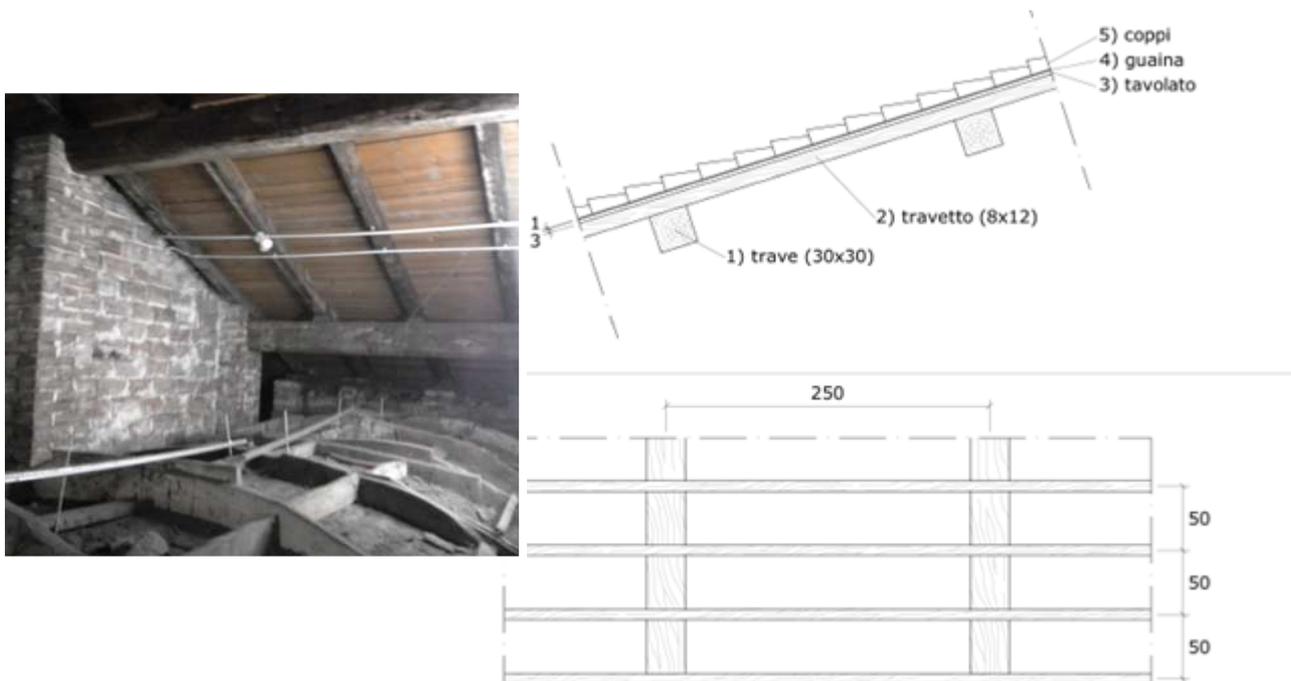


Figura 33: Schema di solaio con volta finta di copertura

	<b>Tabella 7</b>	Spessore (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Portante/Portato
1	<b>Travi</b>	$2 \cdot \frac{0,30 \cdot 0,30}{2,50} = 0,0720 \frac{m^2}{m}$	600	43,2	Portante
2	<b>Travetti</b>	$\frac{0,08 \cdot 0,12}{0,50} = 0,0192 \frac{m^2}{m}$	600	11,5	Portante
3	<b>Tavolato</b>	0,03 m	600	18,0	Portato
4	<b>Guaina</b>	0,01 m	1'000	10,0	Portato
5	<b>Coppi</b>	-	-	80,0	Portato
6	<b>Controsoffitto</b>	-	-	55,6	Portato

	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )	Valori di progetto (kg/m <sup>2</sup> )
Portante	54,7	0,537	60
Portato	163,6	1,604	170
Variabile	-	-	120 (copertura)

## 4.2 ALTRI CARICHI

### 4.2.1 Volte finte

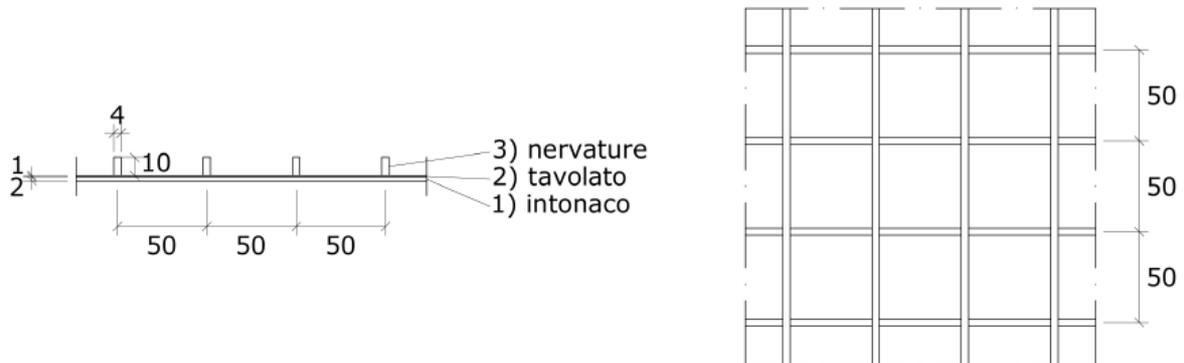


Figura 34: Schema di una volta finta

	<b>Tabella 8</b>	Spessore (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Portante/Portato
1	<b>Intonaco</b>	0,02 m	2'000	40,0	Portato
2	<b>Tavolato</b>	0,01 m	600	6,0	Portato
3	<b>Nervature</b>	$\left(\frac{1}{0,5} + \frac{1}{0,5}\right) \cdot 0,19 \cdot 0,04 = 0,0160 \frac{m^2}{m}$	600	9,6	Portato

	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )
Portante	0	0
Portato	55,6	0,54

## 4.2.2 Scale

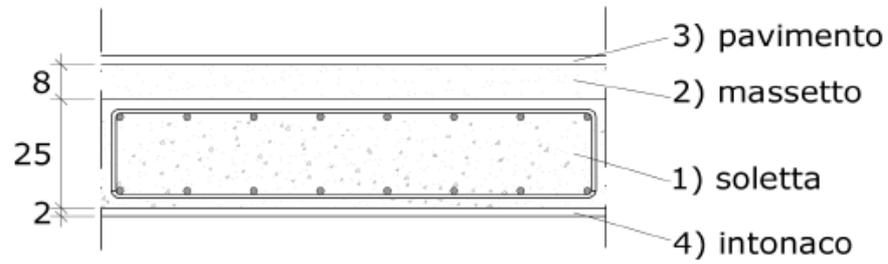


Figura 35: Schema delle scale

	<b>Tabella 9</b>	Spessore (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Portante/ Portato
1	<b>Soletta</b>	0,25 m	2'400	600,0	Portante
2	<b>Massetto</b>	0,8 m	1'000	80,0	Portato
3	<b>Pavimento</b>	-	-	80,0	Portato
4	<b>Intonaco</b>	0,02 m	2'000	40,0	Portato

	Massa per unità di superficie (kg/m <sup>2</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )	Valori di progetto (kg/m <sup>2</sup> )
Portante	600,0	5'886,0	600
Portato	200,0	1'962,0	200
Variabile	-	-	400(affollamento)

### 4.3 CARICO DELLA NEVE

Il carico della neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

#### Valore caratteristico del carico di neve al suolo

Bologna si trova all'interno della zona I-Mediterranea, per cui il valore caratteristico del carico di neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5 \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s > 200 \text{ m}$$

Bologna si trova ad  $a_s = 54$  m sul livello del mare, quindi rientra nel caso in cui:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

### Coefficiente di esposizione

Si ipotizza di essere in un'area dalla topografia normale, cioè un'area in cui non sia presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Quindi il coefficiente di esposizione vale:

$$C_E = 1$$

### Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico di neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

In assenza di uno specifico studio, si utilizza:

$$C_t = 1$$

### Coefficiente di forma per le coperture

Il valore del coefficiente di forma in questo caso vale:

$$\mu_i = 0,8 \text{ per } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

dato che  $\alpha \cong 20^\circ$ .

### Carico della neve

Utilizzando i valori così determinati, si ottiene un valore del carico della neve pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4 RIASSUNTO DEI CARICHI

<b>Tabella 10</b>	Tipologia di solaio	Permanenti ( kg/m <sup>2</sup> )	Permanenti non strutturali ( kg/m <sup>2</sup> )
1	Solaio latero-cemento	310	230
2	Solaio ligneo di piano	220	230
3	Solaio ligneo di copertura	60	170
4	Volta finta	0	55,6
5	Scale	600	200

<b>Tabella 11</b>	Tipologia di carico	Variabili ( kg/m <sup>2</sup> )
1	Uffici aperti al pubblico	300
2	Affollamento ( scale )	400
3	Copertura ( neve )	120
4	Sottotetto	50

## 5. LA PERICOLOSITÀ SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI



Figura 36: Coordinate via San Giacomo 3

### 5.1 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le mappe di pericolosità sismica comprese nelle normative italiane ( DM 14/01/2008 ) consentono l'identificazione, per il sito in esame, delle accelerazioni sismiche ( orizzontali e verticali ) corrispondenti a prefissate probabilità di superamento nell'arco temporale di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

- $V_N$  E' la vita nominale dell'opera intesa come numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata ( tabella 2.4.I NTC 08 );
- $C_U$  E' la classe d'uso ( tabella 2.4.II NTC 08 ).

Il complesso edilizio in esame, secondo quanto specificato all'interno del D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.2, può essere classificato come costruzione:

- di Tipo 2 (Opere ordinarie), cui corrisponde  $V_N \geq 50$  anni;
- di Classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi), cui corrisponde  $C_U = 1,5$

Ne consegue un valore del periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Le caratteristiche che consentono di definire l'azione sismica di progetto per il sito in esame sono i seguenti:

- Città di Bologna, zona 3, Latitudine: 44,5075, Longitudine: 11,3514;
- Categoria di sottosuolo: categoria C, cui corrispondono depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti;
- Condizioni topografiche: categoria T1, cui corrispondono superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività ( SLO ): la costruzione non subisce danni significativi;
- Stato Limite di Danno ( SLD ): la costruzione subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità degli elementi strutturali.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita ( SLV ): la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e significativi danni dei componenti strutturali cui si

associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso ( SLC ): la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

I parametri sismici che consentono di definire l'azione sismica di progetto sono:

- $a_g$  a cui corrisponde l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  a cui corrisponde il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  a cui corrisponde il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli stati limite considerati nel presente elaborato sono lo Stato Limite di salvaguardia della Vita ( SLV ) e lo Stato Limite di Danno ( SLD ), per i quali si riportano i corrispondenti valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  :

<b>Tabella 12</b>	SLV	SLD
$a_g$	0,190 g	0,078 g
$F_0$	2,422	2,480
$T_C^*$	0,313 s	0,279 s

## 5.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Come indicato nel capitolo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008, lo spettro elastico di progetto si trova come segue:

$$\begin{cases} S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & \text{se } 0 \leq T < T_B \\ S_e(T) = a_g \cdot S \eta \cdot F_0 & \text{se } T_B \leq T < T_C \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) & \text{se } T_C \leq T < T_D \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & \text{se } T_D \leq T \end{cases}$$

Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (S):

$$S = S_S \cdot S_T$$

Per la categoria di sottosuolo C, il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  vale (Tab. 3.2.V):

$$1,00 \geq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

A Bologna:

$$SLV: \frac{a_g}{g} = 0,191$$

$$SLV: F_0 = 2,416$$

Quindi:

$$SLV: S_S = 1,423 \leq 1,50 \rightarrow S_S = 1,423$$

Per la categoria topografica T1 il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  vale (Tab. 3.2.VI):

$$S_T = 1,0$$

Quindi:

$$SLV: S = 1,423 \cdot 1,0 = 1,423$$

Fattore che altera lo spettro elastico ( $\eta$ ):

Fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  è espresso in percentuale.

Si assume lo smorzamento convenzionale:

$$\xi = 5\%$$

Quindi:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 5}} = 1 \geq 0,55 \rightarrow \eta = 1$$

Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima ( $F_0$ ):

$$F_0 \geq 2,2$$

A Bologna:

$$SLV: F_0 = 2,43$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ( $T_C$ ):

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

A Bologna:

$$SLV: T_C^* = 0,313$$

Per la categoria di sottosuolo C, il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $C_C$  vale (Tab. 3.2.V):

$$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$$

A Bologna:

$$SLV: C_C = 1,05 \cdot (0,313)^{-0,33} = 1,541$$

Quindi:

$$SLV: T_C = 1,541 \cdot 0,313 = 0,482 \text{ s}$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ( $T_B$ ):

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$SLV: T_B = \frac{0,482}{3} = 0,162 \text{ s}$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro ( $T_D$ ):

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$$SLV: T_D = 4,0 \cdot 0,191 + 1,6 = 2,364$$

Con analoghi calcoli per gli altri stati limite, si ottiene:

<b>Tabella 13</b>	<b>SLO</b> <b>(P<sub>VR</sub>=81%)</b>	<b>SLD</b> <b>(P<sub>VR</sub>=63%)</b>	<b>SLV</b> <b>(P<sub>VR</sub>=10%)</b>	<b>SLC</b> <b>(P<sub>VR</sub>=5%)</b>
<b>a<sub>g</sub>/g</b>	0,064	0,079	0,191	0,240
<b>F<sub>0</sub> (s)</b>	2,479	2,480	2,416	2,443
<b>T<sub>c</sub>*</b>	0,269	0,279	0,313	0,319
<b>S<sub>s</sub></b>	1,500	1,500	1,423	1,348
<b>C<sub>c</sub></b>	1,620	1,601	1,541	1,531
<b>S<sub>T</sub></b>	1	1	1	1
<b>q</b>	1	1	1	1
<b>S</b>	1,500	1,500	1,423	1,348
<b>η</b>	1	1	1	1
<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	0,145	0,149	0,161	0,163
<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	0,435	0,446	0,482	0,489
<b>T<sub>D</sub> (s)</b>	1,856	1,916	2,364	2,561

*Tabella: Parametri sismici e grandezze derivate per ciascuno dei quattro stati limite previsti.*

In *Figura 37* si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa (D.M.14/01/2008) allo SLV.

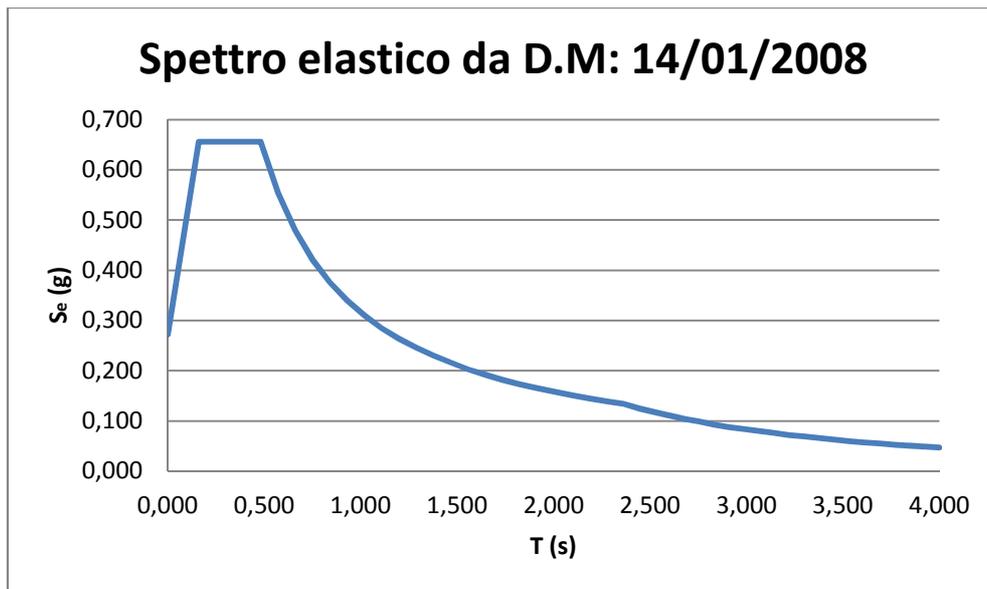


Figura 37: Spettro di risposta elastico da Normativa allo SLV

Accelerazione spettrale massima = 0,656 g.

### Il fattore di struttura q

Il fattore di struttura verrà utilizzato nelle varie verifiche per ridurre lo spettro elastico di progetto quando non si vorranno più rendere i risultati in modo normalizzato, ma li si vorranno apprezzare per i loro effettivi valori. Esso è stato dedotto in accordo con il paragrafo C8.7.1.2 della Circolare Ministeriale n. 617, riportato qui di seguito:

*"Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q, il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:*

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$  negli altri casi

*in cui  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: «I solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano».*

Perciò in questo caso, assumendo che l'edificio sia non regolare in elevazione, si è assunto un valore del fattore di struttura pari a:

$$q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25$$

## 5.3 SPETTRO DI PROGETTO CONSIDERATO

### Spettro allo SLV

Per gli stati limite ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è pari allo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, ridotto attraverso il fattore di struttura  $q$ ;

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_0$	0.191 g
$F_0$	2.422
$T_c^*$	0.313 s
$S_s$	1.423
$C_c$	1.541
$S_T$	1.000
$q$	2.25

#### Parametri dipendenti

$S$	1.422 g
$\eta$	1.000
$T_B$	0.161 s
$T_C$	0.482 s
$T_D$	2.362 s

Per l'edificio in esame si adotta  $q = 2.25$ . In figura seguente si riporta lo spettro di progetto utilizzato per le analisi ottenuto a partire dallo spettro elastico diviso per  $q$ .

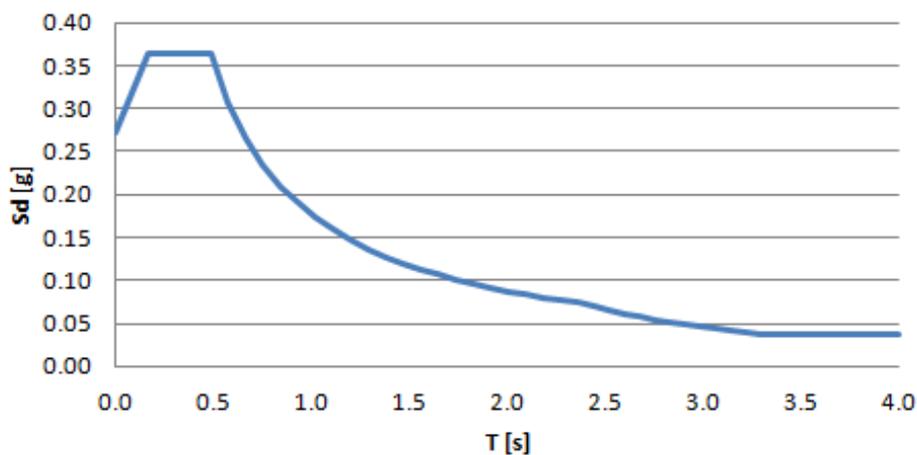


Figura 38: Spettro di progetto allo SLV ( $q = 2.25$ )

## Spettro allo SLD

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è pari allo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata;

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_0$	0.078 g
$F_0$	2.480
$T_c^*$	0.279 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.600
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.149 s
$T_C$	0.446 s
$T_D$	1.914 s

In figura seguente si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa (D.M.14/01/2008) allo SLD.

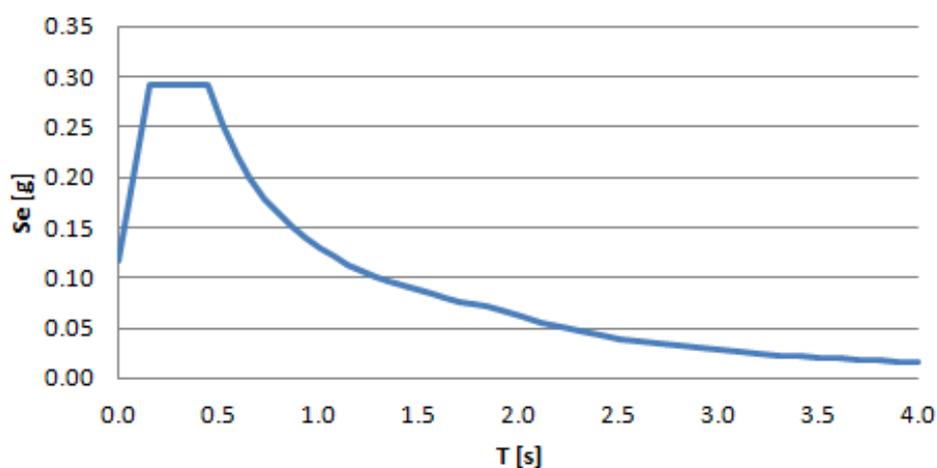


Figura 39: Spettro elastico allo SLD

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

### 6.1 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLE

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione "quasi permanente" agli stati limite di esercizio (SLE) di seguito riportata:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

- $G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali;  
 $\psi_{2j}$  rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);  
 $Q_{kj}$  rappresenta i carichi variabili.

Nel caso in esame sono stati assunti i seguenti valori di  $\psi_{2j}$ :

- 0,3 per gli ambienti ad uso uffici ( categoria B2 );
- 0,6 per gli ambienti suscettibili di affollamento come scale o aule ( categoria C );
- 0 per la neve ( a quota  $\leq 1000$  m.s.l.m. ).

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box in SAP. The 'Load Combination Name' is 'SLE' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Permanenti non strutturali	Linear Static	1.
Variabili Copertura (Neve)	Linear Static	0.
Variabili Scale	Linear Static	0.6
Variabili Sottotetto	Linear Static	0.
Categoria B	Linear Static	0.3

Figura 40: Tabella SAP della combinazione SLE

## 6.2 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLU

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione agli stati limite ultimi (SLU) di seguito riportata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{Q2}Q_{k2} + \gamma_{Q3}Q_{k3} + \dots$$

dove:

- $G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$  rappresentano i coefficienti parziali di combinazione;
- $Q_{ki}$  rappresentano i carichi variabili.

Nel caso in oggetto si è assunto:

- $\gamma_{G1} = 1,3$ ;
- $\gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1,5$ .

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,3
DEAD	Linear Static	1,3
Permanenti non strutturali	Linear Static	1,5
Variabili Copertura (Neve)	Linear Static	1,5
Variabili Scale	Linear Static	1,5
Variabili Sottotetto	Linear Static	1,5
Categoria B	Linear Static	1,5

Figura 41: Tabella SAP della combinazione SLU

## 6.3 COMBINAZIONE PER LA VALUTAZIONE DELLE MASSE SISMICHE

Così come previsto al punto 3.2.4 del D.M. 14/01/2008, le masse sismiche sono state valutate considerando la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- $G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali;  
 $\psi_{2j}$  rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);  
 $Q_{kj}$  rappresentano i carichi variabili.

Nel caso in esame sono stati assunti i seguenti valori di  $\psi_{2j}$ :

- 0,3 per gli ambienti ad uso uffici ( categoria B );
- 0,6 per gli ambienti suscettibili di affollamento come scale o aule ( categoria C );
- 0 per la neve ( a quota  $\leq 1000$  m.s.l.m. ).

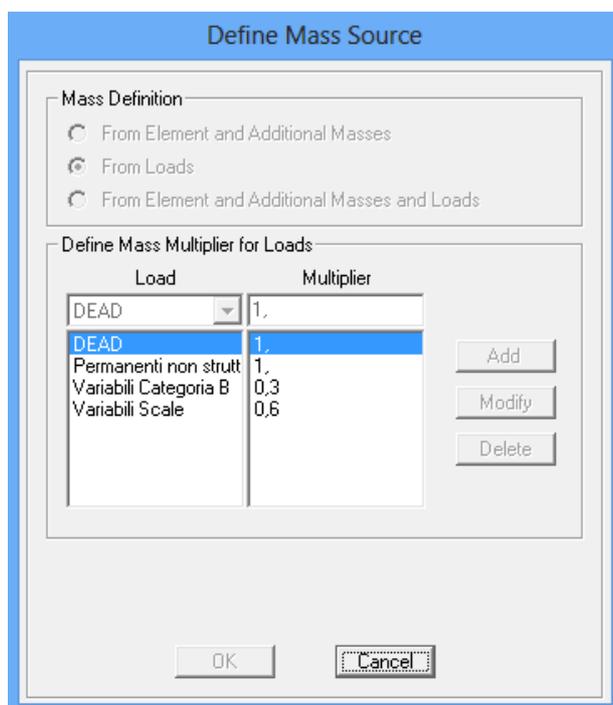


Figura 42: Tabella SAP delle masse sismiche

## 6.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, le analisi sismiche sono state condotte considerando la seguente combinazione fra effetti dell'azione del sisma e carichi "statici":

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

dove:

$G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali;

$E$  rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$\psi_{2j}$  rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);

$Q_{kj}$  rappresentano i carichi variabili.

Nel caso in esame sono stati assunti i seguenti valori di  $\psi_{2j}$ :

- 0,3 per gli ambienti ad uso uffici ( categoria B );
- 0,6 per gli ambienti suscettibili di affollamento come scale o aule ( categoria C );
- 0 per le coperture ( categoria H );
- 0 per la neve ( a quota  $\leq 1000$  m.s.l.m. ).

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box in SAP. The 'Load Combination Name' is 'Statica per sisma'. The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Permanenti non strutturali	Linear Static	1.
Variabili Copertura (Neve)	Linear Static	0.
Variabili Scale	Linear Static	0,6
Variabili Sottotetto	Linear Static	0.
Categoria B	Linear Static	0,3

Figura 43: Tabella SAP della combinazione statica per sisma

## 6.5 MODELLI DI CARICO (LOAD PATTERNS)

Nell'ambito dell'utilizzo di un programma di calcolo automatico agli elementi finiti, come ausilio alla valutazione del comportamento sismico della costruzione, sono state analizzati i seguenti casi elementari (Load Patterns):

- DEAD: pesi propri degli elementi strutturali;
- Permanenti Portati: carichi permanenti non strutturali;
- Variabili Categoria B: carichi variabili per ambienti di categoria B2 - Uffici aperti al pubblico;
- Variabili Scale: carichi variabili per ambienti di categoria C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi;
- Variabili sottotetto: carichi variabili per ambienti di categoria H1 - Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione;
- Variabili Neve: carichi variabili provocati dalla neve sulle coperture.

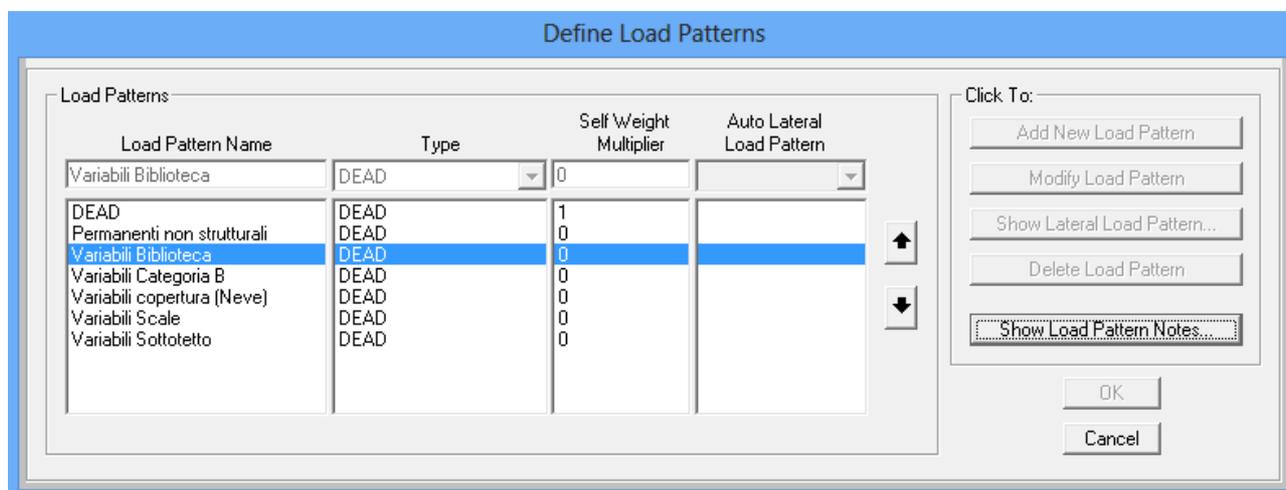


Figura 44: Tabella SAP dei carichi agenti

## 6.6 CASI DI CARICO (LOAD CASES)

Nell'ambito dell'utilizzo di un programma di calcolo automatico agli elementi finiti, come ausilio alla valutazione del comportamento sismico della costruzione, sono stati analizzati i seguenti casi di carico (Load Cases):

- DEAD: corrisponde all'effetto dei pesi propri degli elementi strutturali (pareti in muratura, travi e pilastri);
- PERMANENTI NON STRUTTURALI: Corrisponde all'effetto dei carichi permanenti non strutturali;
- VARIABILI: Corrisponde all'effetto dei vari carichi variabili;
- SX (SLV,SLD): Corrisponde all'effetto dello spettro di riferimento agente al 100% in direzione x;
- SY (SLV,SLD): Corrisponde all'effetto dello spettro di riferimento agente al 100% in direzione y;
- MODAL: Corrisponde al comportamento dinamico della struttura.

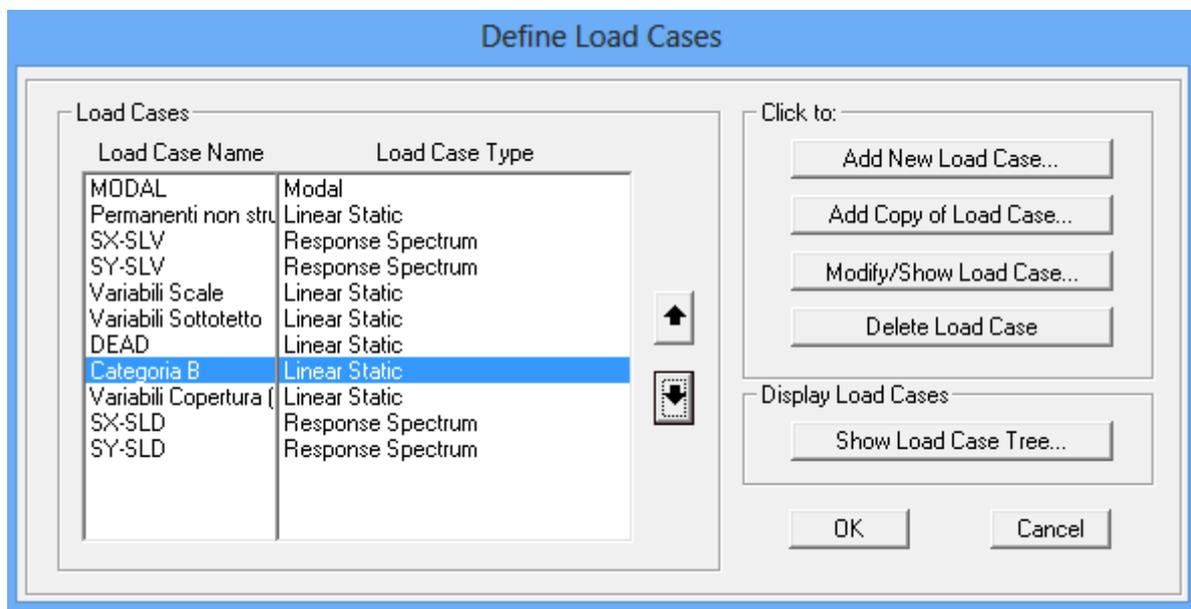


Figura 45: Tabella SAP dei load cases

## 6.7 COMBINAZIONI DI CARICO (LOAD COMBINATIONS)

Le varie combinazioni di carico sono le seguenti:

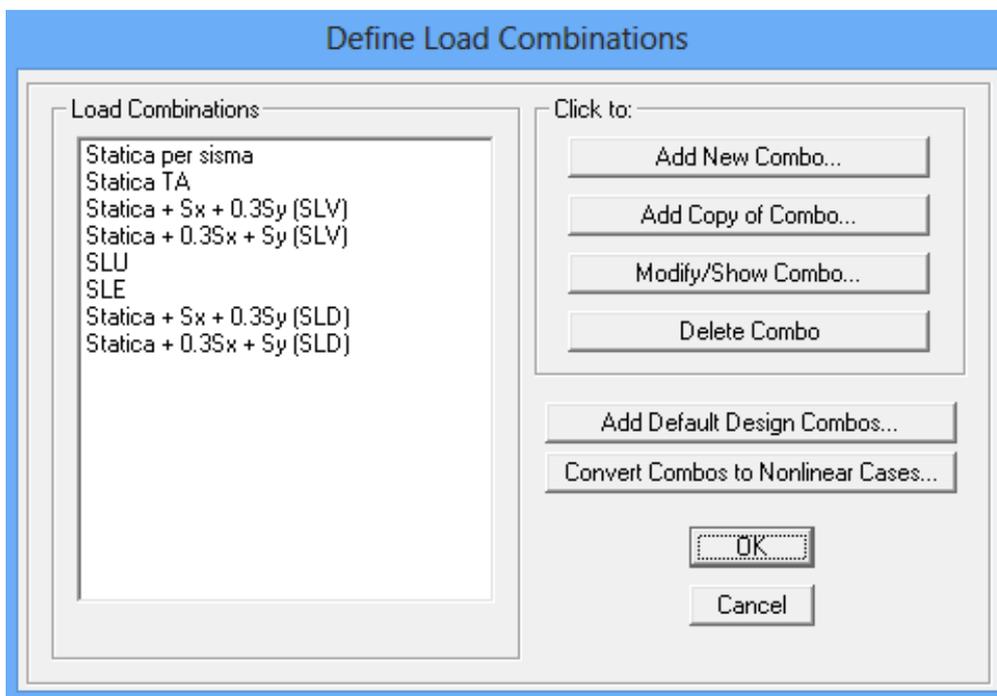


Figura 46: Tabella SAP delle combinazioni di carico

I carichi statici da combinare con le azioni sismiche sono stati combinati nella combinazione definita "Statica per sisma".

La combinazione "Statica per sisma" è stata successivamente combinata con gli effetti dello spettro di risposta adottando le seguenti combinazioni (sia con SLD che SLV):

- Statica per sisma " $S_x + 0.3 S_y$ " corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione x e il 30 % in direzione y;
- Statica per sisma " $0.3 S_x + S_y$ " corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione y e il 30 % in direzione x;

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Statica per sisma	Combination	1.
SX-SLV	Response Spectrum	1.
SY-SLV	Response Spectrum	0.3

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Statica per sisma	Combination	1.
SX-SLV	Response Spectrum	0.3
SY-SLV	Response Spectrum	1.

Figura 47: Tabelle SAP delle combinazioni SLV

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Statica per sisma	Combination	1.
Statica per sisma	Combination	1.
SX-SLD	Response Spectrum	1.
SY-SLD	Response Spectrum	0.3

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Statica per sisma	Combination	1.
Statica per sisma	Combination	1.
SX-SLD	Response Spectrum	0.3
SY-SLD	Response Spectrum	1.

Figura 48: Tabelle SAP delle combinazioni SLD

## 7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELLA STRUTTURA A LIVELLO GLOBALE

### 7.1 PROBLEMATICHE GENERALI NELLA MODELLAZIONE FEM DI ELEMENTI IN MURATURA

Per una corretta modellazione meccanica di un edificio storico in muratura, è opportuno conoscere il funzionamento dei vari elementi che lo compongono:

- il materiale muratura;
- l'utilizzo del materiale nei diversi elementi costruttivi;
- le modalità di connessione tra gli elementi nella formazione dell'intero edificio.

#### Materiale muratura

La muratura è un materiale composito i cui elementi costituenti hanno caratteristiche molto differenti tra loro: la sua **disomogeneità** dipende fortemente da questa ragione, in quanto risulta essere molto difficoltoso ricavare le proprietà della muratura a livello macroscopico partendo dalla conoscenza delle proprietà dei singoli materiali.

Gli elementi costruttivi hanno in genere un comportamento elasto-fragile, con una resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque significativa. La malta costituente i giunti presenta un comportamento elasto-fragile in trazione, con una resistenza molto inferiore rispetto a quella degli elementi in muratura ed, in assoluto, molto bassa. A compressione ed a taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare. In generale la muratura viene idealizzata come un materiale continuo omogeneo equivalente. Il problema della definizione di un materiale omogeneo equivalente per la muratura è estremamente complesso. Sono stati condotti diversi studi nel corso degli anni e sono utilizzabili diverse teorie con diversi livelli di oneri computazionali. Tuttavia, anche al giorno d'oggi, non è disponibile una definizione univoca, rigorosa ed esatta delle caratteristiche del modello: in questo ambito, dunque, le prove sperimentali risultano quanto mai indispensabili per ogni tipo di applicazioni.

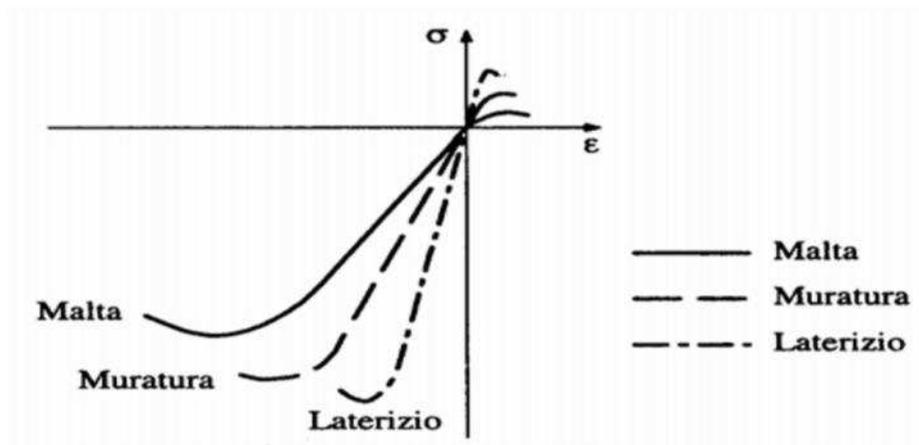


Figura 49: Legame tensioni-deformazioni malta e laterizio

### Utilizzo del materiale nei diversi elementi costruttivi

Una delle caratteristiche principali della muratura è l'**anisotropia** riguarda, ossia la differenza di comportamento del materiale nelle varie direzioni considerate. Questo fenomeno è legato alla disposizione dei vari elementi e dalla loro proporzione.

Nella muratura gli elementi sono disposti per strati successivi, in genere ad andamento orizzontale; ciò determina la formazione di giunti principali continui e di giunti secondari, al contatto tra due elementi adiacenti, discontinui in quanto opportunamente sfalsati.

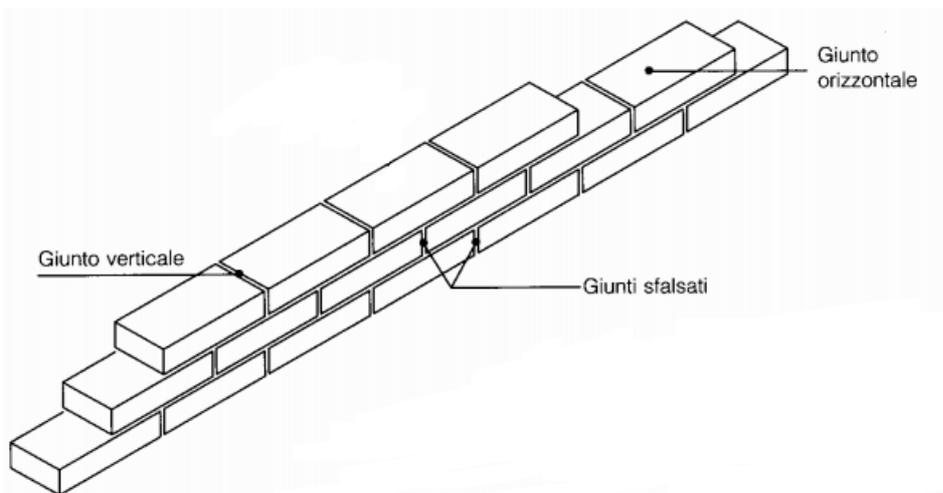
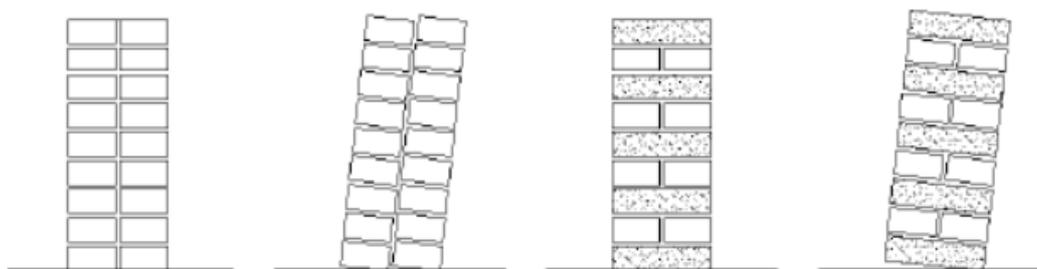


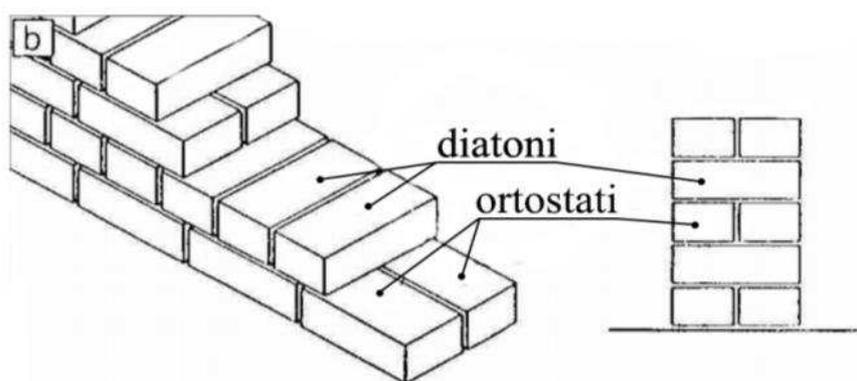
Figura 50: Esempi di giunti

Il trasferimento delle tensioni in una parete in muratura avviene attraverso il contatto degli elementi in laterizio che la costituiscono. Al crescere di tale ingranamento cresce la capacità del muro di esibire un comportamento monolitico sotto l'azione di forze orizzontali, come ad esempio il sisma.



*Figura 51: Comportamento monolitico*

L'orientamento dei giunti principali è in genere ortogonale alle sollecitazioni di compressione prevalenti, al fine di ottimizzare il comportamento della muratura sotto carichi di esercizio. Tuttavia, i giunti principali diventano potenziali piani di discontinuità, con conseguenze sulla resistenza del solido murario, in presenza di sollecitazioni di trazione e taglio dovute all'azione sismica. In questi casi l'attrito, generato sui giunti dalle tensioni normali di compressione associate alle forze inerziali, contribuisce alla resistenza ed alla dissipazione. L'ingranamento nel piano della muratura influisce sul comportamento a taglio; in generale, esso è funzione del rapporto medio tra la base e l'altezza degli elementi e dei criteri di sfalsamento dei giunti secondari. La costituzione della muratura nella sezione influenza la resistenza a compressione e il comportamento fuori dal piano; nel caso di murature a due o più paramenti, parametro significativo è la presenza di elementi passanti che creino una connessione tra i due paramenti esterni (diatoni).



*Figura 52: Diatoni*

### Modalità di connessione tra gli elementi

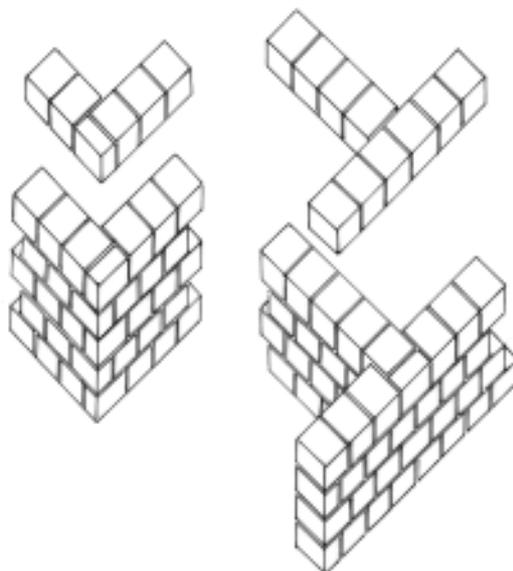
La risposta sismica di una struttura in muratura risulta particolarmente influenzata anche dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura, infatti, sono generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai lignei, volte, ecc...). Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano. La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti, sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi.

In particolare, un ruolo primario è dovuto alla posizione della singola parete: nella progettazione è fondamentale che le pareti siano disposte in maniera tale che muri portanti e di controvento collaborino al meglio fra di loro e con i solai. Una parete isolata può risultare poco resistente e presentare un comportamento fragile sotto certe configurazioni di carico. Questi limiti possono venire superati se i diversi ordini di elementi sono efficacemente collegati fra loro e cooperano; in questo modo, una parete debole sotto un certo tipo di carico, non diventa un punto debole della struttura intera e, al tempo stesso, se gli elementi sono opportunamente connessi fra di loro, si evita la circostanza in cui una parete risulti eccessivamente più sollecitata delle altre. Una progettazione accurata deve garantire un tale comportamento, denominato **comportamento scatolare**. Rispettando questa regola, un edificio in muratura si presenta come un unico organismo ed offre una buona resistenza d'insieme sotto qualsiasi configurazione di carico, orizzontale o verticale; pertanto, può dimostrarsi idoneo anche in zona sismica.

Affinché il funzionamento di una struttura presenti un adeguato funzionamento scatolare, gli elementi devono rispondere a delle condizioni precise. In primo luogo, tra i due ordini di pareti, portanti e di controvento, deve esserci un buon ammorsamento: i muri che hanno una disposizione reciprocamente ortogonale, devono essere ben connessi. In questo modo, quando una parete è soggetta ad un carico orizzontale ortogonale al suo piano medio, non subisce il suo effetto ribaltante, in quanto riesce a trasmettere gli sforzi alle pareti trasversali ad essa collegate; queste risultano, pertanto, sollecitate da un carico orizzontale parallelo al loro piano medio e fungono, quindi, da pareti di controvento, opponendo un'appropriata resistenza.

Curando la progettazione e la fase di esecuzione per le zone d'angolo e di intersezione fra pareti ortogonali ed utilizzando particolari disposizioni dei mattoni, si possono ottenere

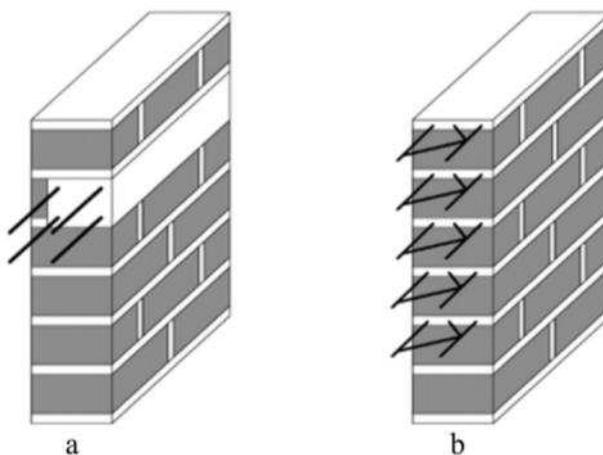
ottimi ammorsamenti; alcuni esempi di connessioni per le zone d'angolo sono presenti in *Figura 53*:



*Figura 53: Ammorsamento pareti ortogonali*

Per garantire buon ammorsamento, rigidezza estensionale nei solai e massima solidarizzazione fra orizzontamenti ed elementi verticali, sono disponibili diverse soluzioni architettoniche: cordolature e incatenamenti.

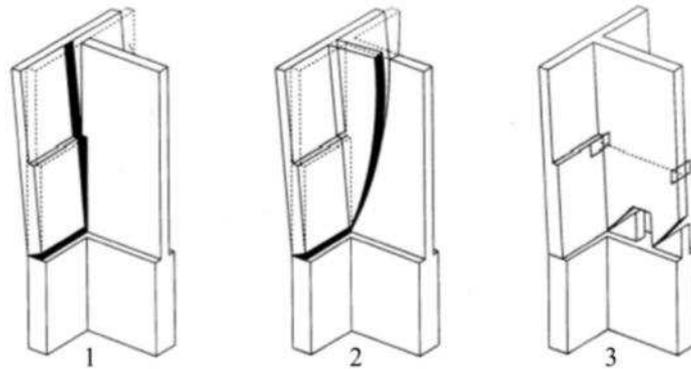
L'introduzione di cordoli è tra le tecniche più adottate. Si tratta di elementi orizzontali, continui, all'altezza dei solai e che percorrono tutta la lunghezza dei muri; solitamente sono in cemento armato, oppure possono essere sostituiti da armature orizzontali, annegate nei letti di malta, poste all'altezza degli orizzontamenti .



*Figura 54: Cordoli (a), armatura orizzontale per cordoli (b)*

Un'altra soluzione architettonica atta a garantire la scolarità, è costituita dagli incatenamenti. Si tratta di barre metalliche poste a livello di solaio, che collegano fra loro le pareti parallele della struttura; sono ancorate ai cordoli opposti e sono disposte ortogonalmente ai muri da collegare. Talvolta sono le armature dei solai stessi che assolvono la funzione di incatenamento, ma deve essere presente un perfetto ancoraggio tra queste armature ed i cordoli; inoltre, ulteriori barre metalliche sono indispensabili nella direzione ortogonale all'orditura dei solai.

La funzione degli incatenamenti è duplice: quando collegano le pareti sollecitate a sforzo orizzontali ortogonali al loro piano medio, essi forniscono un vincolo per le pareti, in modo da evitare ogni rischio di inflessione fuori dal piano con conseguente ribaltamento.

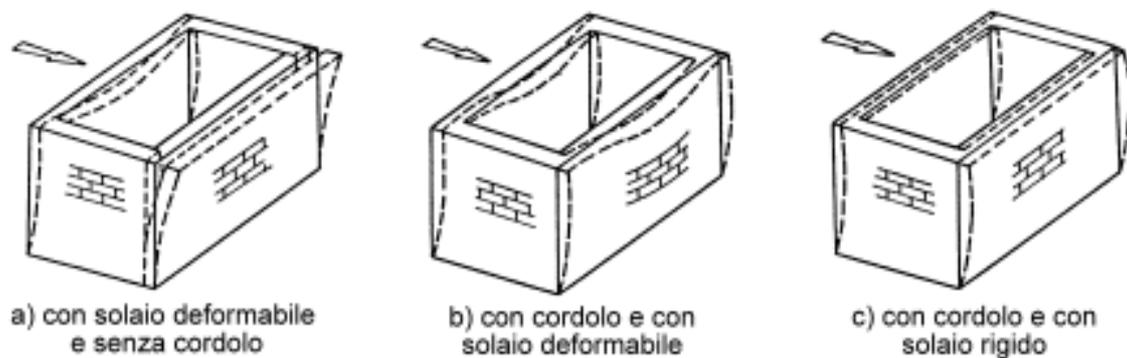


*Figura 55: Meccanismi di ribaltamento della facciata: senza ammorsamento (a), con ammorsamento (b), con catena (c)*

La valutazione dell'efficacia degli orizzontamenti nel proprio piano in termini di rigidità e di capacità di collegamento delle pareti dell'edificio si presenta come una problematica caratterizzazione numerica, considerata la varietà delle situazioni riscontrabili e la difficile valutazione delle reali condizioni di connessione tra gli elementi costruttivi.

Per quanto riguarda gli aspetti di rigidità nel piano sono riscontrabili due condizioni estreme:

- Orizzontamenti indeformabili;
- Orizzontamenti privi di rigidità.



*Figura 56: Differenti condizioni di vincolo del solaio*

Il primo caso, specifico della tipologia dei solai in c.a. è raramente presente nella edilizia storica, mentre è ricorrente nella edilizia recente. In questa eventualità sono applicabili le modellazioni a piano rigido e i metodi di analisi previsti dalle norme. Anche in assenza di indeformabilità dei piani la normativa prevede l'analisi globale dell'intero organismo. Tale analisi globale si può effettuare solo con una determinazione dell'effettivo valore di rigidità ai piani che di solito risulta incerta e poco affidabile. E' quindi giustificato, almeno in alcuni casi, riferirsi al secondo caso limite che porta ad una modellazione piana per pareti singole: quelle disposte nella direzione del sisma e soggette, ciascuna, ai carichi verticali e alle masse di competenza. Resta comunque possibile una modellazione tridimensionale a telaio spaziale equivalente, per la quale i nodi della singola parete sono rigidamente collegati tra loro piano per piano, mentre sono praticamente indipendenti rispetto ai nodi delle altre pareti. Con tale modellazione risulta in genere elevato il numero delle incognite spostamento e manca ogni redistribuzione del taglio tra parete e parete; ciò delinea un possibile indirizzo di intervento consistente nell'introdurre, se possibile, artificialmente, croci di diagonali o solette di c.a., in modo da garantire una aliquota più o meno grande della mancata rigidità, nonché un effetto più o meno marcato di connessione alle pareti. La modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura è quindi un problema complesso per la difficoltà di considerare adeguatamente la geometria, i materiali e le condizioni di vincolo interno.

La modellazione strutturale di una costruzione storica in muratura richiede sempre un'approfondita conoscenza (indagine storica, rilievo strutturale e tecnologico, indagini diagnostiche), al fine di scegliere:

- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di analisi, condizionato dallo schema strutturale ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Nel caso frequente di costruzioni costituite da pareti, volte, cupole, risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano. Il comportamento non lineare del materiale costituisce tuttavia un aspetto critico nella modellazione delle costruzioni in muratura. L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. L'analisi elastica presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente ivi presenterà una lieve fessurazione (lesioni fisiologiche) e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile. L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi.

## 7.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MODELLI

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti con il programma di calcolo: "SAP 2000", della ditta CSI Berkeley. Per quanto possibile la geometria di ciascuna struttura è stata riprodotta fedelmente in accordo con le risultanze date dai rilievi strutturali:

- **Maschi murari:**

Sono stati in genere modellati mediante elementi di guscio piani a 4 nodi di tipo "shell-thin". Si è cercato di semplificare il modello lavorando attraverso shell di dimensioni pari a multipli di 0,5 m, a seconda delle esigenze, mantenendo il più possibile le proporzioni reali in pianta.

Per quanto riguarda lo spessore, sono stati scelti i seguenti valori:

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	<b>TABLE: Area Section Properties</b>							
2	<b>Section</b>	<b>Material</b>	<b>MatAngle</b>	<b>AreaType</b>	<b>Type</b>	<b>DrillDOF</b>	<b>Thickness</b>	<b>BendThick</b>
3	Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
4	SEZIONE 28	Muratura Piena	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0,28	0,28
5	SEZIONE 42	Muratura Piena	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0,42	0,42

Figura 57: Spessori shell

L'elemento finito di tipo "shell" ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Reissner-Mindlin.

- **Orizzontamenti:**

Sono stati considerati come elementi privi di rigidità in quanto la costruzione risale agli inizi del 1900 e non possiede i requisiti necessari per assicurarne la rigidità (soletta abbastanza spessa ed armata). All'interno del modello essi sono stati schematizzati come "shell none" il cui unico scopo è quello di permettere l'assegnazione dei carichi agenti. Per fare in modo che la distribuzione del carico sia uniforme lungo tutte le pareti perimetrali su di esse sono stati inseriti degli elementi "frame", indicati come travi fittizie, prive di rigidità e con caratteristiche geometriche

non influenti. In base a questo sono stati assegnati i carichi agenti sui solai attraverso il comando Area Loads di tipo Uniform to Frame, nel quale è possibile anche specificare l'orditura scegliendo una distribuzione di tipo "one way", nel caso monodirezionale, e "two way" nel caso bidirezionale.

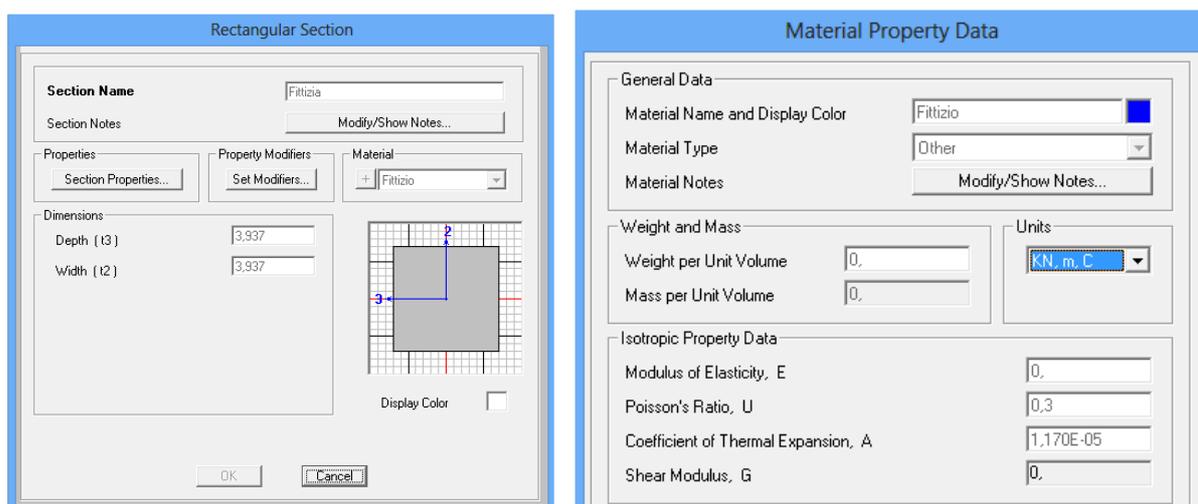


Figura 58: Caratteristiche "travi fittizie"

- **Piano interrato:**

Non è stato modellato, perché si è supposto che fino alla quota del piano di campagna la struttura fosse solidale con il terreno. Alla base del modello sono stati inseriti vincoli di incastro in modo da ottenere una stima a favore di sicurezza delle azioni sismiche che colpiscono l'edificio.

- **Travi e pilastri:**

Sono stati modellati come elementi finiti di tipo "frame", a due nodi, che tiene conto della flessione biassiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità.

- **Materiali:**

I materiali, in termini di moduli elastici, sono stati modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare, rispettando le caratteristiche dei materiali presenti (si veda il *paragrafo 3.5*).

## 8. CRITERI DI VERIFICA

Di seguito vengono illustrati i criteri di verifica sismica adottati per la valutazione della sicurezza del fabbricato. Trattandosi di una struttura in muratura, sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche statiche:
  - SLE;
  - SLU.
  
- Verifiche a partire dal modello globale per la valutazione della vulnerabilità sismica della struttura a livello globale:
  - Taglio;
  - Momento flettente nel piano;
  - Momento flettente fuori piano.
  
- Verifiche dei meccanismi locali per la valutazione della vulnerabilità sismica della struttura a livello locale:
  - Ribaltamento semplice di parete monolitica;
  - Flessione verticale ad un piano;

## 8.1 CRITERI DI VERIFICA STATICA

### 8.1.1 SLE

Per valutare la sicurezza della struttura nei confronti dei carichi statici allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e delle resistenze ultime dei paramenti murari, è stato valutato, per ogni maschio murario, il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = \frac{f_d}{N_{SLE}/A_m}$$

in cui:

- $f_d$**  è la tensione di progetto della muratura (si veda il *paragrafo 3.5*);
- $N_{SLE}$**  è lo sforzo normale nel generico maschio murario valutato (tramite la funzione "Section Cut" del programma SAP 2000) nella combinazione agli Stati Limite di Esercizio (SLE);
- $A_m$**  è l'area del maschio murario.

### 8.1.2 SLU

Per valutare la sicurezza della struttura nei confronti dei carichi statici allo Stato Limite Ultimo (SLU) e delle resistenze ultime dei paramenti murari, è stato valutato, per ogni maschio murario, il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = \frac{f_d}{N_{SLU}/A_m}$$

in cui:

- $f_d$**  è la tensione di progetto della muratura (si veda il *paragrafo 3.5*);
- $N_{SLU}$**  è lo sforzo normale nel generico maschio murario valutato (tramite la funzione "Section Cut" del programma SAP 2000) nella combinazione agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- $A_m$**  è l'area del maschio murario.

## 8.2 CRITERI DI VERIFICA A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE

Di seguito vengono illustrati i criteri di verifica sismica adottati per i maschi murari individuati nella struttura oggetto di studio. Le verifiche sismiche sono state condotte andando a valutare, per la generica membratura, il fattore di sicurezza FS calcolato come segue:

$$FS = \frac{Capacità}{Domanda}$$

in cui:

<b>Capacità</b>	è pari alle resistenze a pressoflessione nel piano, a taglio e a pressoflessione fuori dal piano;
<b>Domanda</b>	è pari alla sollecitazione indotta dal sisma.

### 8.2.1 Meccanismi di collasso globale della struttura

I meccanismi di collasso della struttura in muratura a pareti portanti possono essere causati dalla pressoflessione nel piano, dal taglio e dalla pressoflessione fuori dal piano (per quanto riguarda il meccanismo di rottura per collasso delle pareti fuori dal piano tale analisi è integrata dall'analisi dei meccanismi locali di collasso della struttura riportata nel *capitolo 9.6*).

Pertanto si sono identificate tre accelerazioni di collasso;

- l'accelerazione di collasso per rottura a pressoflessione nel piano;
- l'accelerazione di collasso per rottura a taglio con fessurazione diagonale;
- l'accelerazione di collasso per rottura a pressoflessione fuori dal piano, la quale a sua volta può essere causata da ribaltamento o da rottura per schiacciamento.

## 8.2.2 Valutazione della capacità della struttura

Al fine di individuare le accelerazioni di collasso indicate precedentemente, corrispondenti ai tre meccanismi individuati, sono state determinate le “domande” che l’azione sismica di riferimento viene ad indurre sull’edificio in esame. A tal proposito vengono così definiti le seguenti quantità:

- Resistenza a pressoflessione nel piano (di seguito indicato come: "Momento Ultimo a pressoflessione",  $M_u$ );
- Resistenza a taglio nel piano (di seguito indicato come: "Taglio Ultimo",  $V_u$ );
- Resistenza a pressoflessione fuori dal piano (di seguito indicato come: "Eccentricità fuori dal piano",  $e_u$  oppure come "Momento Ultimo fuori dal piano",  $M_{u,fp}$ ).

Nei paragrafi seguenti saranno descritte le modalità di valutazione delle capacità dei maschi murari.

### 8.2.3 Pressoflessione nel piano della parete: Momento Ultimo

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso di una delle sezioni estreme. Tale meccanismo si instaura più facilmente rispetto alle altre modalità qualora si abbiano bassi valori di carico normale al pannello: per bassi valori di sforzo assiale la zona compressa occupa una minima parte della sezione rispetto alla zona tesa, lasciando spazio alla formazione delle fessure. L'incremento della sollecitazione tagliante e del momento flettente portano ad una progressiva parzializzazione della sezione alla base ed alla conseguente fessurazione. La crisi sopraggiunge nel momento in cui lo sforzo normale applicato non è più in grado di equilibrare il momento flettente esterno, innescando in questo modo un meccanismo di ribaltamento.



*Figura 59: Meccanismo di danno per flessione con formazione di fessure orizzontali*

E' evidente come l'insacco di questo meccanismo sia legato al rapporto di forma della parete: nel caso in cui quest'ultima risulta essere molto snella, ossia con valori del rapporto  $h/d$  molto elevati, il momento ribaltante predomina rispetto al momento stabilizzante, generato dall'eccentricità del carico normale.

E' opportuno sottolineare il fatto che mentre in murature realizzate con malta di buona qualità la rottura per ribaltamento vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base con relativo ribaltamento del pannello (*Figura 1 Figura 60,a*), l'uso di malte di scarsa qualità provoca il ribaltamento di una parte del muro individuata da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e della loro tessitura (*Figura 60,b*).

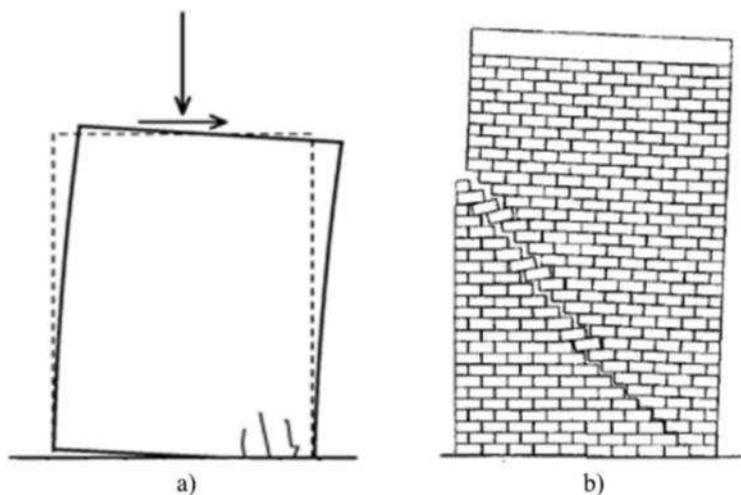


Figura 60: Schema di crisi per pressoflessione

Per analizzare lo stato ultimo per pressoflessione, si considera ciò che accade nell'estremità inferiore della sezione, dove il momento ribaltante assume il valore maggiore, trascurando per semplicità il contributo del peso proprio della parete. L'analisi del comportamento a rottura per pressoflessione può essere agevolato dall'utilizzo dello "stress-block" della muratura in compressione, come evidenziato nella Figura 61.

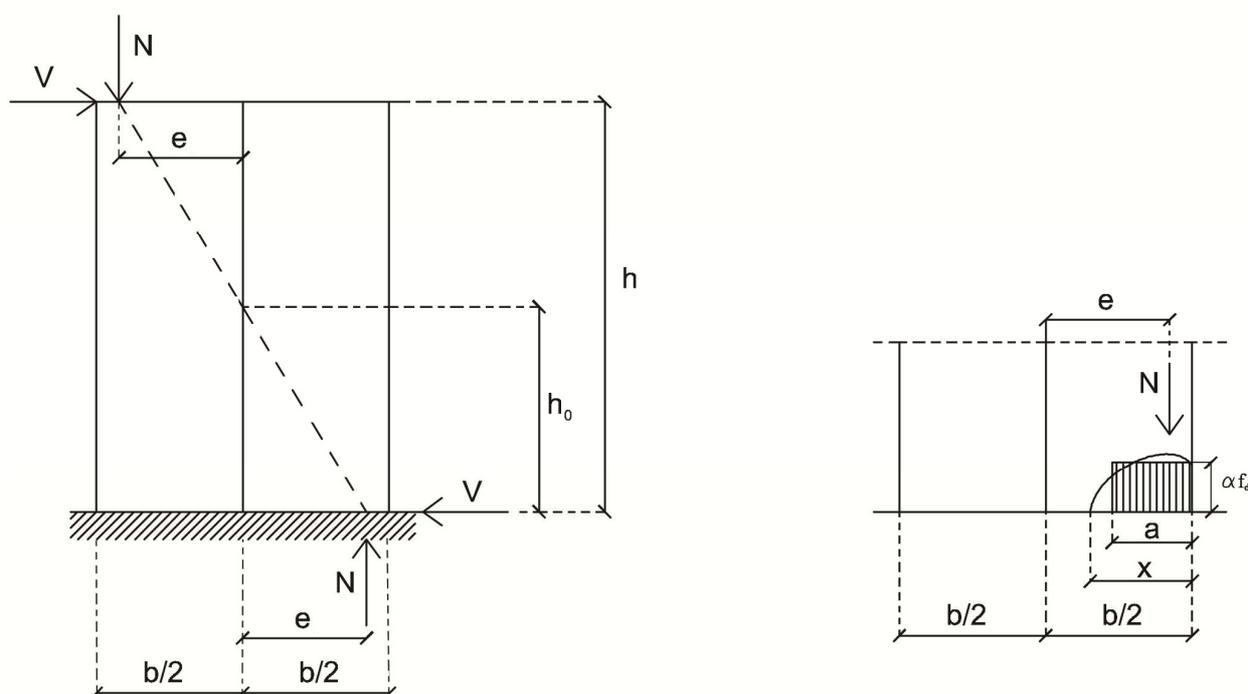


Figura 61: Azioni agenti sulla sezione e distribuzione delle tensioni nel lembo compresso

Si scrivono le equazioni di equilibrio della sezione:

$$\begin{cases} N_{Sd} = \alpha \cdot f_d \cdot a \cdot t & (\text{equilibrio alla traslazione verticale}) \\ M_{Rd} = N_{Sd} \left( \frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) & (\text{equilibrio alla rotazione}) \end{cases}$$

Dal sistema di equazioni si ricava:

$$a = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{Sd}}{A} = \frac{N_{Sd}}{bt}$$

$$a = 0,8x$$

$$M_u = M_{Rd} = N_{Sd} \left( \frac{b}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{N_{Sd} \cdot b}{2} \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right)$$

dove:

$M_{Sd}$	è il momento flettente sollecitante di progetto;
$M_{Rd}$	è il momento resistente di progetto;
$N_{Sd}$	è l'azione assiale sollecitante di progetto;
$t$	è lo spessore della parete;
$b$	è la lunghezza complessiva della parete;
$A$	è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;
$\alpha$	è un coefficiente che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente. Comunque deve essere $\alpha \leq 0,85$ .
$M_u$	è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
$t$	è lo spessore della parete;
$\sigma_0 = N/b \cdot t$	è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
$f_d = f_m/FC \cdot \gamma_m$	è la resistenza a compressione media di calcolo della muratura ( <i>paragrafo 3.5</i> )

Attraverso l'espressione proposta è possibile tracciare un dominio di interazione fra il  $M_{Rd}$  e  $N_{Sd}$ :

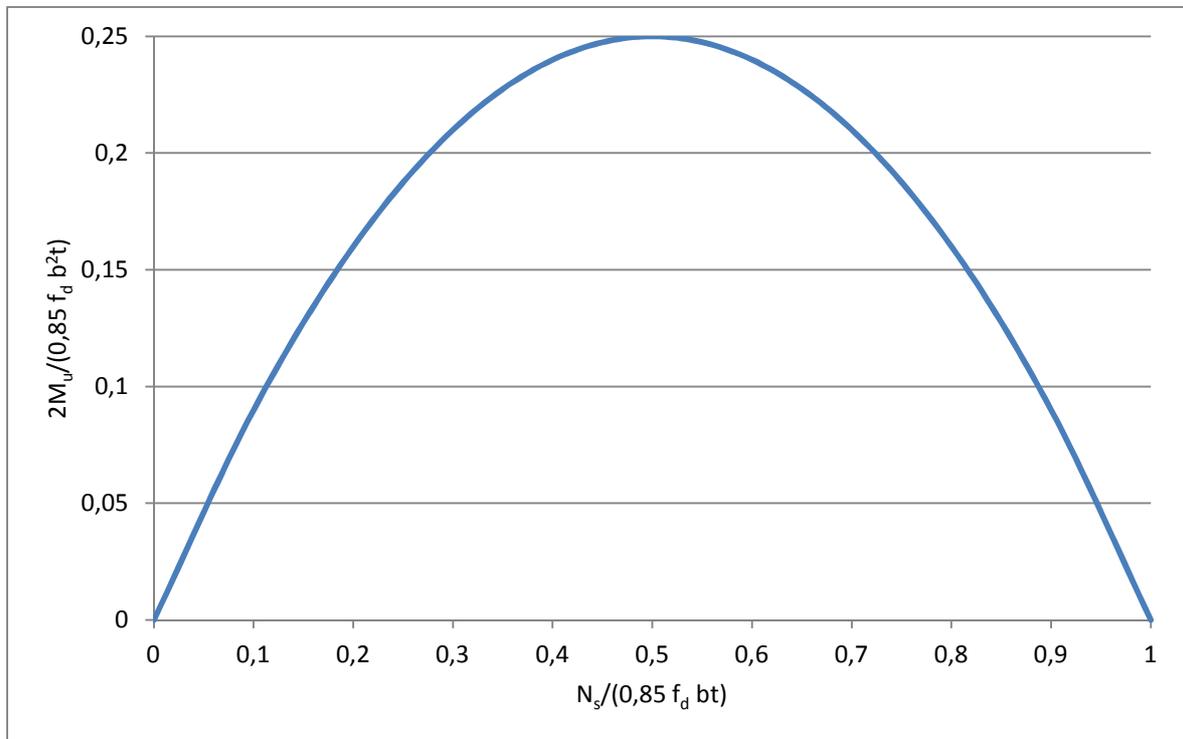


Figura 62: Diagramma di interazione tra sforzo assiale sollecitante e momento flettente ultimo, resi in maniera adimensionale

## 8.2.4 Fessurazione diagonale nel piano della parete: Taglio Ultimo

Nella denominazione "rottura per taglio" si includono solitamente dei meccanismi fessurativi di diversa natura, dovuti all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali, in combinazione con le componenti di tensione normali. Questi tipi di rottura sono fra i più frequenti nelle costruzioni in muratura. Si distinguono due principali modalità di rottura:

- a) per fessurazione diagonale;
- b) per taglio-scorrimento.

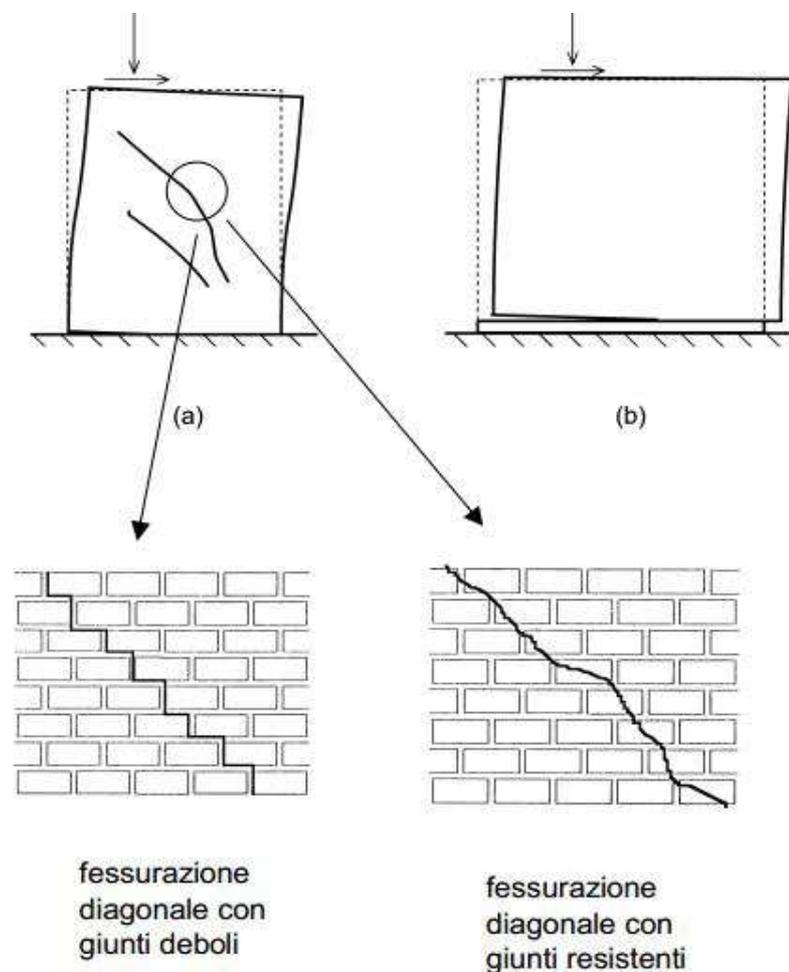


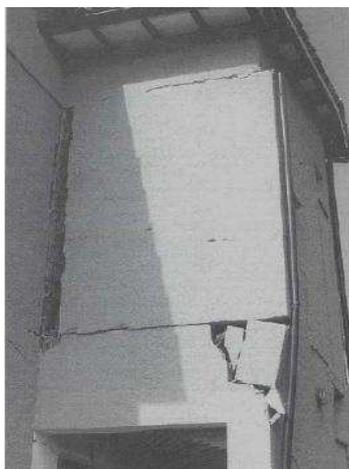
Figura 63: Modalità di rottura per sollecitazioni taglianti

Il meccanismo di crisi per taglio con fessurazione diagonale vede solitamente la formazione di una o più fessure inclinate. Tali fessure diagonali possono essere a loro volta differenti, interessando prevalentemente i giunti di malta, nel caso di leganti di scarsa qualità, oppure propagarsi prevalentemente attraverso i mattoni, nel caso di malta di buona qualità.



*Figura 64: Meccanismo di danno per taglio con fessurazione diagonale*

La seconda modalità di rottura associata alle tensioni tangenziali vede lo scorrimento di una parte del muro sull'altra lungo una o più superfici di frattura orizzontali, tipicamente contenute nei letti orizzontali di malta. La propagazione della frattura attraverso il piano debole innesca un cinematismo di scorrimento tra la parte superiore della parete, che mantiene la sua integrità, e quella inferiore. Tale meccanismo si innesca facilmente in elementi già affetti da fessurazione flessionale, caratterizzati da una certa parzializzazione delle sezioni di estremità.



*Figura 65: Meccanismo di danno per taglio con scorrimento*

Il criterio alla base della rottura (stato limite ultimo) per sollecitazioni taglianti è il criterio del massimo sforzo principale di trazione di Turnšek e Cačovic (1971), che rilevarono sperimentalmente rotture con formazione di fessure diagonali al centro del pannello. L'ipotesi alla base è che la rottura per taglio ha luogo quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite  $f_{td}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. In tal modo si assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza ( $f_{td}$  per l'appunto). Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nell'espressione del taglio ultimo resistente  $V_u$ .

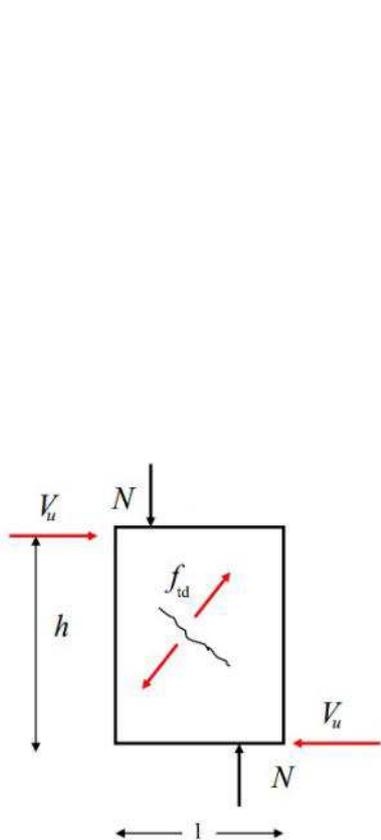


Figura 66: Elemento soggetto a taglio

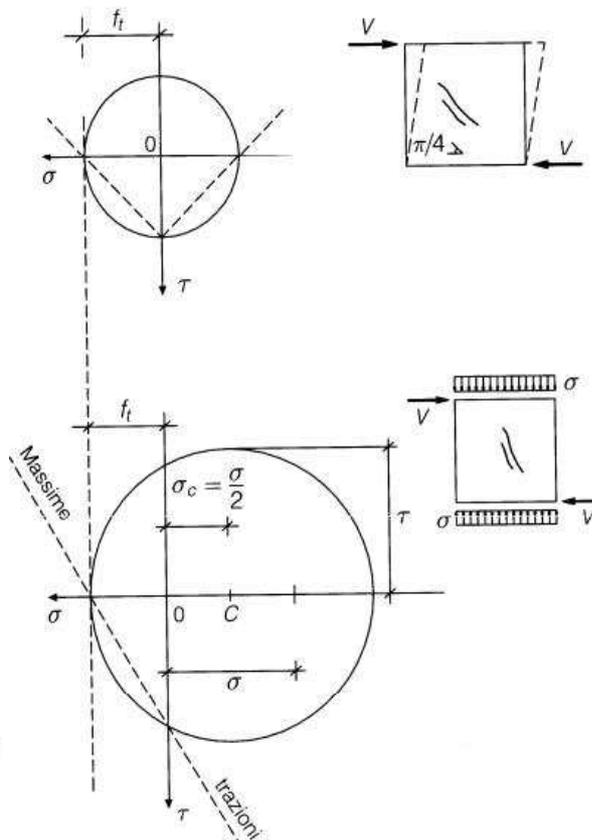


Figura 67: Rappresentazione del cerchio di Mohr per un elemento soggetto a sforzo assiale e a taglio

Il raggio del circolo di Mohr si può scrivere in questi due modi:

$$\begin{cases} R = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \\ R = \sigma_t + \frac{\sigma}{2} = \sigma_c - \frac{\sigma}{2} \end{cases}$$

Quindi la tensione di trazione pura massima risulta essere:

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \leq f_{td}$$

In condizioni ultime si impone:

$$\sigma_t = f_{td}$$

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} = f_{td}$$

da cui si ricava:

$$\tau = \sqrt{\left(f_{td} + \frac{\sigma}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = \sqrt{f_{td}^2 + \frac{\sigma^2}{4} + 2f_{td}\frac{\sigma}{2} - \frac{\sigma^2}{4}} = \sqrt{f_{td}^2 + f_{td}\sigma} = f_{td} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{td}}}$$

Inoltre le tensioni possono essere espresse in funzione delle tensioni medie:

$$\tau = b \cdot \tau_m = b \cdot \frac{V}{lt}$$

$$\sigma = \sigma_m = \frac{N}{lt}$$

Dalle espressioni precedenti si ricava il valore del taglio ultimo :

$$V_u = \frac{lt}{b} \cdot \tau = \frac{lt}{b} \cdot f_{td} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{td}}}$$

Dove:

$V_u$  è la resistenza a taglio della sezione del pannello;

$l$  è la lunghezza complessiva della parete;

$t$  è lo spessore della parete;

$\sigma = \sigma_0 = N/lt$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

$h$  è l'altezza della parete;

$f_{td} = 1,5 \cdot \tau_d$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione media per fessurazione diagonale (paragrafo 3.5) con

$$\tau_d = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_m}$$

$b$  è un coefficiente correttivo che dipende dal rapporto  $h/l$ :

$$\begin{cases} 1 & \text{se } h/l < 1 & (\text{pannelli tozzi}) \\ h/l & \text{se } 1 < h/l < 1,5 \\ 1,5 & \text{se } h/l \geq 1 & (\text{pannelli snelli}) \end{cases}$$

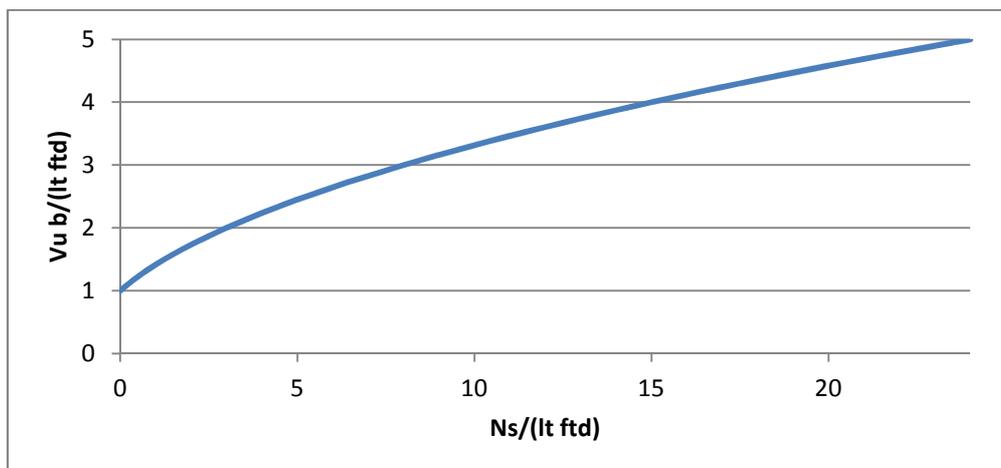


Figura 68: Diagramma di interazione tra sforzo assiale sollecitante e taglio ultimo, resi in maniera adimensionale

## 8.2.5 Pressoflessione fuori dal piano della parete: Momento ed Eccentricità Ultimi

Il meccanismo di rottura per collasso fuori dal piano può essere considerato come un meccanismo locale di collasso tuttavia, per completezza, si riporta questo meccanismo anche come azione globale. Per quanto riguarda la valutazione di sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzata l'eccentricità  $e_u$  come parametro identificativo della capacità dei maschi murari. In particolare, sono stati considerati i seguenti valori delle eccentricità ultime:

- eccentricità di inizio danneggiamento:  $e_{u1} = t/6$ ;
- eccentricità di collasso per instabilità:  $e_{u2} = t/2$ ;
- eccentricità di crisi per schiacciamento della muratura:  $e_{u3} = M_{u,fp}/N$ .

Come valore definitivo di eccentricità ultima verrà preso il valore:

$$e_u = \min \{e_{u1}; e_{u2}; e_{u3}\}$$

Nelle relazioni sopra definite, si ha che:

**t** è lo spessore della parete in muratura;

**$M_{u,fp}$**  è il momento resistente fuori dal piano valutato come:

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

**N** è lo sforzo normale applicato alla parete;

**l** è la lunghezza complessiva della parete, comprensiva della zona tesa;

**$\sigma_0 = N/l \cdot t$**  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

**$f_d = f_m/FC \cdot \gamma_m$**  è la resistenza a compressione media di calcolo della muratura (paragrafo 3.5).

## 8.2.6 Fattore di sicurezza

Una volta definiti così come sopra i parametri identificativi della domanda imposta dall'azione sismica e della corrispondente capacità, si è passati alla identificazione, per ogni parete esaminata, dei così detti “*fattori di sicurezza*” andando a determinare il rapporto tra la Capacità e la Domanda.

In particolare, sono stati valutati i seguenti fattori di sicurezza:

- fattore di sicurezza per collasso da pressoflessione nel piano:

$$FS_M = \frac{M_u}{M_d}$$

- fattore di sicurezza per collasso da taglio:

$$FS_V = \frac{V_u}{V_d}$$

- fattore di sicurezza per collasso da pressoflessione fuori dal piano:

$$FS_d = \begin{cases} FS_{d1} = \frac{e_{u1}}{e_d} \\ FS_{d2} = \frac{e_{u2}}{e_d} \\ FS_{d3} = \frac{e_{u3}}{e_d} \end{cases}$$

Per ciascun meccanismo di crisi considerato, i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari maschi murari sono stati riordinati dal più piccolo al più grande in modo da individuare l'ordine di collasso delle varie pareti. Infine, per il generico maschio murario, è stato determinato il fattore di sicurezza minimo,  $FS_{min}$ , tra quelli corrispondenti ai tre differenti meccanismi di crisi studiati con l'obiettivo di valutare, non solo l'ordine di collasso delle varie pareti, ma anche il meccanismo di collasso corrispondente. In particolare, per ogni maschio è stato valutato:

$$FS_{mn} = \min\{FS_V; FS_M; FS_d\}$$

### 8.2.7 PGA di collasso

Una volta ottenuti i valori di  $FS_{min}$ , e dopo averli riordinati dal più piccolo al più grande, è possibile ricavare le PGA di collasso degli elementi strutturali attraverso la seguente relazione:

$$PGA_{collasso} = FS_{min} \cdot PGA_{Riferimento,SLV} = FS_{min} \cdot S \cdot a_{g,Riferimento,SLV}$$

dove:

- S** rappresenta il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo;
- $a_{g,Riferimento}$**  rappresenta l'accelerazione di riferimento su suolo rigido allo SLV per il sito in esame.

### 8.2.8 Verifiche

Per ciascun maschio murario la verifica sismica risulterà soddisfatta se:

$$PGA_{Collasso} \geq PGA_{Riferimento,SLV}$$

### 8.2.9 Valutazione della deformazione ultima nel piano

Si descrive in seguito la metodologia adottata per calcolare l'accelerazione che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura. In primo luogo, a partire dal modello di calcolo della struttura, sono stati valutati gli spostamenti assoluti dei vari piani della struttura separatamente nelle due direzioni, ovvero in direzione X e in direzione Y, indicati con il simbolo  $d_{max, Pi}$ , dove  $i = 1, \dots, n$ , rappresenta il numero di piani dell'edificio. Tali spostamenti sono stati determinati a partire dalla combinazione di carico SLV. Successivamente si valutano, sempre separatamente per ciascuna delle due direzioni, gli spostamenti di interpiano, come di seguito indicato:

$$ID_{P_{(i+1)}-P_i} = d_{max,P_{(i+1)}} - d_{max,P_i}$$

La deformazione ultima di interpiano consentita per le strutture in muratura è assunta pari all'8‰ dell'altezza di interpiano. Pertanto, per ciascun piano dell'edificio sarà necessario calcolare la deformazione ultima di interpiano consentita, con la formula seguente:

$$du_{P_{(i+1)}-P_i} = 0,008 \cdot h_{P_{(i+1)}-P_i}$$

Per valutare l'accelerazione che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura è necessario calcolare, separatamente per ciascuna delle due direzioni il rapporto tra la deformazione ultima di interpiano consentita e la deformazione di interpiano calcolata a partire dal modello di calcolo, ovvero:

$$\Delta x_{P_{(i+1)}-P_i} = \frac{du_{P_{(i+1)}-P_i}}{ID_{P_{(i+1)}-P_i}}$$

Il valore della Peak Ground Acceleration (PGA) che determina il raggiungimento della deformazione ultima viene determinato come riportato di seguito:

$$PGA_{def.ult, P_{(i+1)}-P_i} = \Delta x_{P_{(i+1)}-P_i} \cdot PGA_{Riferimento,SLV} \cdot q$$

dove:

**q** rappresenta il fattore di struttura pari a 2,25;  
**PGA<sub>Riferimento,SLV</sub>** rappresenta la PGA di riferimento allo SLV.

LA PGA che determina il manifestarsi della crisi per raggiungimento della deformazione ultima della muratura è pari al valore minimo delle PGA precedentemente calcolate per entrambe le direzioni:

$$PGA_{def.ult.} = \min_{i=1, \dots, (n-1)} (PGA_{def.ult. P_{(i+1)}-P_i, direzione X}; PGA_{def.ult. P_{(i+1)}-P_i, direzione Y})$$

### 8.3 CRITERI DI VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI

In una struttura in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata. Tuttavia, operando una schematizzazione, possono essere identificati come elementi resistenti le pareti verticali e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture), sia pure con un diverso comportamento a seconda della sollecitazione considerata. Il comportamento globale della struttura all'azione sismica è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra essi. Carenze nel collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte: le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente. In questo caso la risposta che la parete tende ad esibire è dominata dal comportamento fuori piano. La probabilità di insorgenza di meccanismi di ribaltamento fuori piano viene decisamente diminuita dalle condizioni di vincolo in cui si viene a trovare la parete e può ridursi ulteriormente grazie al collegamento fornito dagli orizzontamenti. Nel caso in cui si realizzi il comportamento scatolare dell'edificio, la rigidità dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale: solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità ed alla posizione in pianta, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Di contro, nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza per i carichi verticali accentuandone il comportamento indipendente. Il comportamento scatolare rende possibile la definizione di una vulnerabilità globale dell'edificio; risulta in questo caso fondamentale disporre di adeguati strumenti di calcolo in grado di indagare il comportamento tridimensionale dello stesso. Anche in presenza di comportamento scatolare dell'edificio, accanto a una vulnerabilità globale, deve essere considerata la possibilità di instaurarsi di meccanismi locali.

### 8.3.1 Analisi cinematica per la valutazione del moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso

Le verifiche di danno e collasso per i meccanismi locali ritenuti significativi per gli edifici in esame sono condotte con l'analisi limite dell'equilibrio secondo la metodologia cinematica. Tale analisi limite si sviluppa in sintesi con la scelta del meccanismo di collasso e la determinazione dell'azione orizzontale in grado di innescare il cinematismo previsto. La procedura si basa sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

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

Il meccanismo prevede, quindi, la schematizzazione della muratura come uno o più blocchi rigidi collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica. L'analisi cinematica lineare consente di valutare il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che attiva il previsto meccanismo. Ai blocchi rigidi formanti la catena cinematica sono applicati i seguenti carichi:

- pesi propri dei blocchi applicati nei rispettivi baricentri;
- carichi verticali portati dai blocchi e dovuti ai carichi dei solai, nonché i pesi di eventuali altri elementi murari non considerati nel modello;
- un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- forze esterne trasmesse dalle catene.

Partendo da una rotazione virtuale  $q_k$  assegnata a un generico blocco, si possono determinare gli spostamenti delle forze applicate nelle corrispondenti direzioni, che risulteranno funzione di  $q_k$  e della geometria della struttura.

Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in termini di spostamenti consente di ricavare il moltiplicatore  $\alpha_0$  attraverso l'uguaglianza del lavoro complessivo eseguito dalle forze esterne ed interne sul sistema, in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n** è il numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi della catena cinematica;
- m** è il numero di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali, a causa del sisma, sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o** è il numero forze esterne applicate ai blocchi, ma non associate alle masse;
- $P_i, \delta_{xi}$**  è la generica forza peso e spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $P_j, \delta_{xj}$**  è la generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{yi}$**  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso  $P_i$ , positivo se verso l'alto;
- $F_h, \delta_h$**  è la generica forza esterna in valore assoluto applicata ad un blocco e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione nella direzione della forza, considerato positivo se discorde con il verso della forza;
- $L_{fi}$**  è il lavoro delle forze interne.

Poiché l'effetto sismico è un effetto dinamico, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione. Il coefficiente di partecipazione  $g_m$  è dato da:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

dove:

**$n+m$**  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, a causa del sisma, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

**$\delta_{xi}$**  è lo spostamento virtuale orizzontale del peso  $P_i$ .

La massa  $M^*$  partecipante a tale forma modale di vibrazione si ottiene moltiplicando  $g_m$  per la  $\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}$  e dividendo per l'accelerazione di gravità  $g$ , ottenendo quindi:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

L'accelerazione sismica spettrale  $a_0^*$  di attivazione del meccanismo si ricava dal prodotto del moltiplicatore  $\alpha_0$  per l'accelerazione di gravità e dividendo tale prodotto per la frazione di massa  $e^*$  partecipante al cinematismo.

Il valore di  $e^*$  è fornito dall'espressione:

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

E quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*}$$

Determinato  $a_0^*$  si procede ad effettuare le verifiche.

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dei meccanismi locali è indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso. La verifica è positiva se  $a_0^*$  di attivazione del meccanismo è maggiore o uguale all'accelerazione seguente:

$$\left\{ \begin{array}{ll} a_0^* \geq \frac{a_{g,SLV} \cdot S}{q} & \text{se l'elemento da verificare è posto a quota del terreno} \\ a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} & \text{se l'elemento da verificare è ad una altezza } Z \text{ dal terreno} \end{array} \right.$$

dove:

$$\gamma = 3N/2N + 1 \quad \text{con } N \text{ numero di piani;}$$

$$\psi(Z) = Z/H$$

**H** è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

**Z** è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

**T<sub>1</sub>** è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i più comuni meccanismi locali che si sviluppano nelle strutture in muratura.

In particolare, quelle di seguito riportate sono le schede illustrative di ciascun meccanismo di collasso riportate nell'Allegato alle "*Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni*", di RELIUS.

In particolare, nella descrizione dei meccanismi, viene fatto riferimento ai simboli di seguito elencati:

- $\alpha$  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;
- $s$  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.

### 8.3.2 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.

Gli aspetti che caratterizzano il meccanismo si possono riassumere in diversi aspetti:

- Condizioni di vincolo della parete interessata al meccanismo:
  - Assenza di vincolo in sommità;
  - Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.
  
- Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:
  - Assenza di cordoli o catene ai piani;
  - Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
  - Intersezioni murarie di cattiva qualità;
  - Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
  - Muratura a sacco o paramenti mal collegati.
  
- Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:
  - Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie;
  - Fuori piombo della parete ribaltante;
  - Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.
  
- Il ribaltamento può coinvolgere:
  - uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
  - l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria ( a sacco, carenza di diatoni);
  - diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.

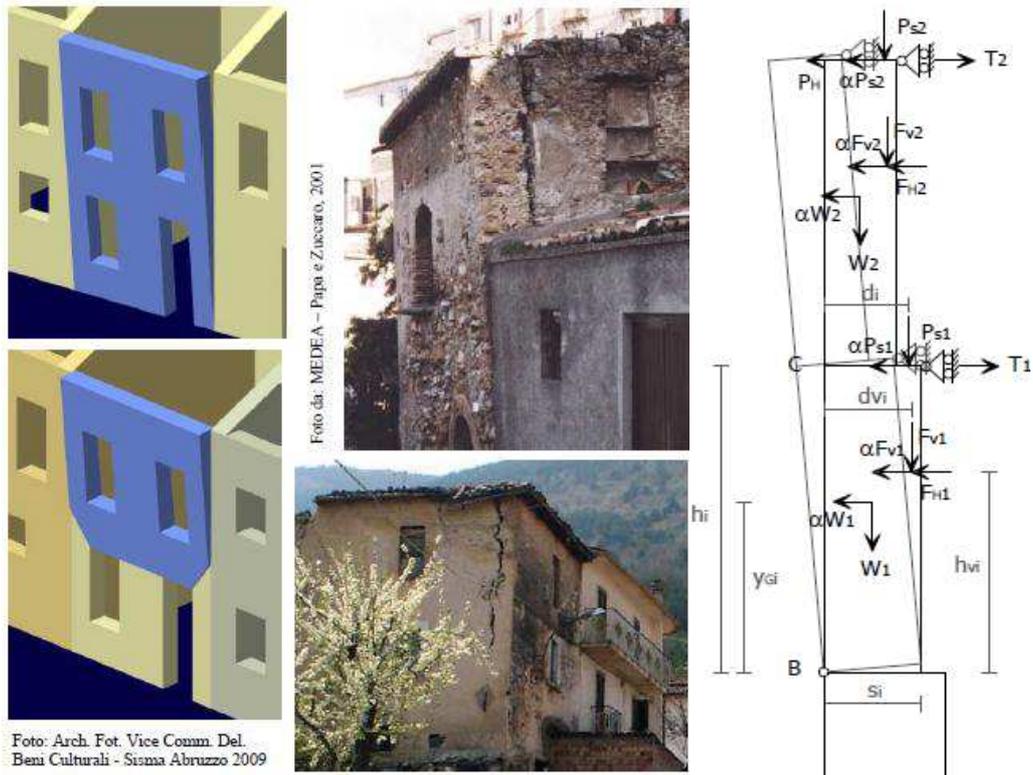


Figura 69: Esempi di meccanismo e schema del cinematismo di collasso

Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i}$$

### 8.3.3 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.



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

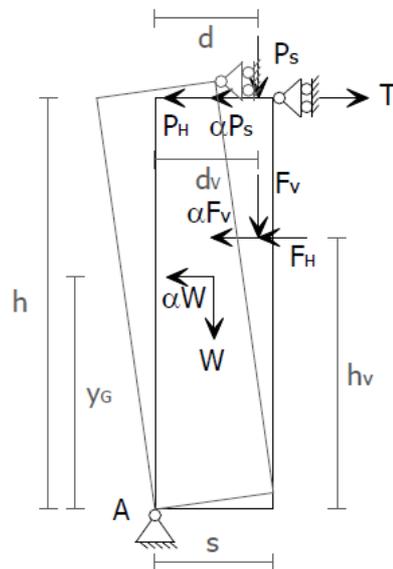


Figura 70: Esempi di meccanismo e schema del cinematismo di collasso

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:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

### 8.3.4 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.

Gli aspetti che caratterizzano il meccanismo si possono riassumere in diversi aspetti:

- Condizioni di vincolo della parete interessata al meccanismo:
  - Assenza di vincolo in sommità;
  - Assenza di collegamento alle pareti 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
  - 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.
  
- Il ribaltamento 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).

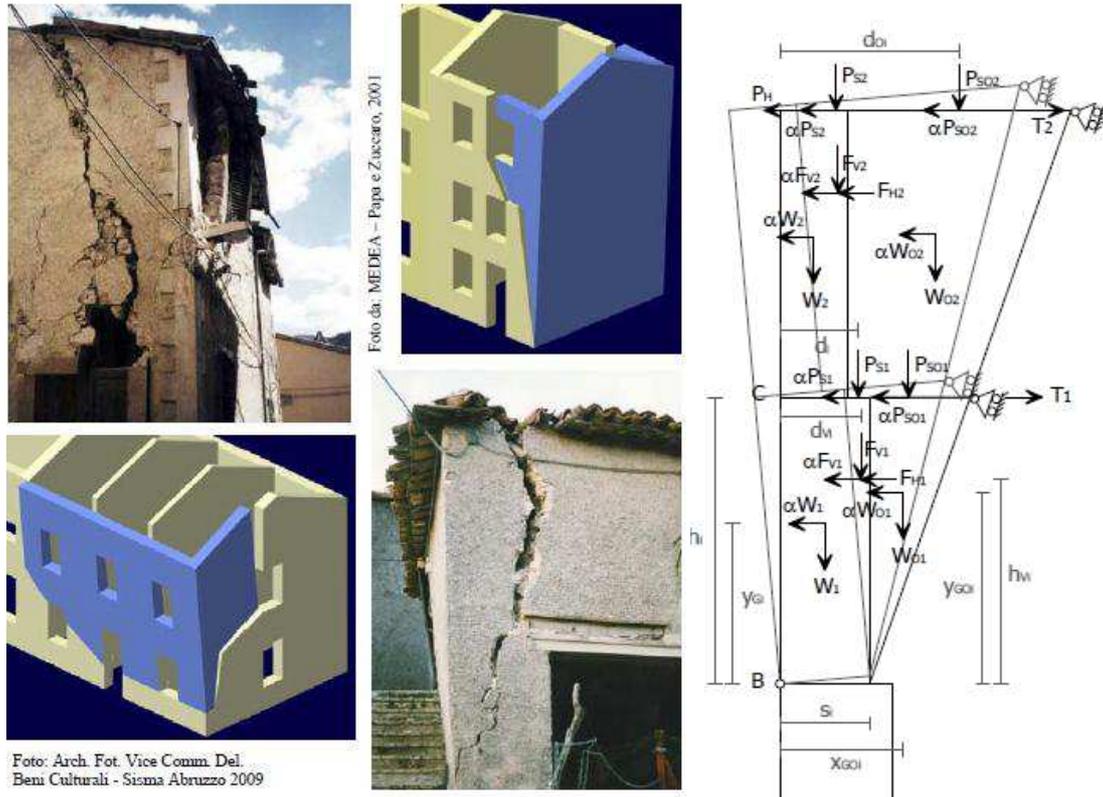


Figura 71: Esempi di meccanismo e schema del cinematiso di collasso

Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n W_{oi} \cdot x_{Goi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n P_{soi} \cdot d_{oi} + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n W_{oi} \cdot y_{Goi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n P_{soi} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{oi} x_{Goi} + \sum_i P_{si} d_i + \sum_i P_{soi} d_{oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - \sum_i P_H h_i}{\sum_i W_i \cdot y_{Gi} + \sum_i W_{oi} \cdot y_{Goi} + \sum_i F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_i P_{si} \cdot h_i + \sum_i P_{soi} \cdot h_i}$$

### 8.3.5 Ribaltamento del cantedale

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

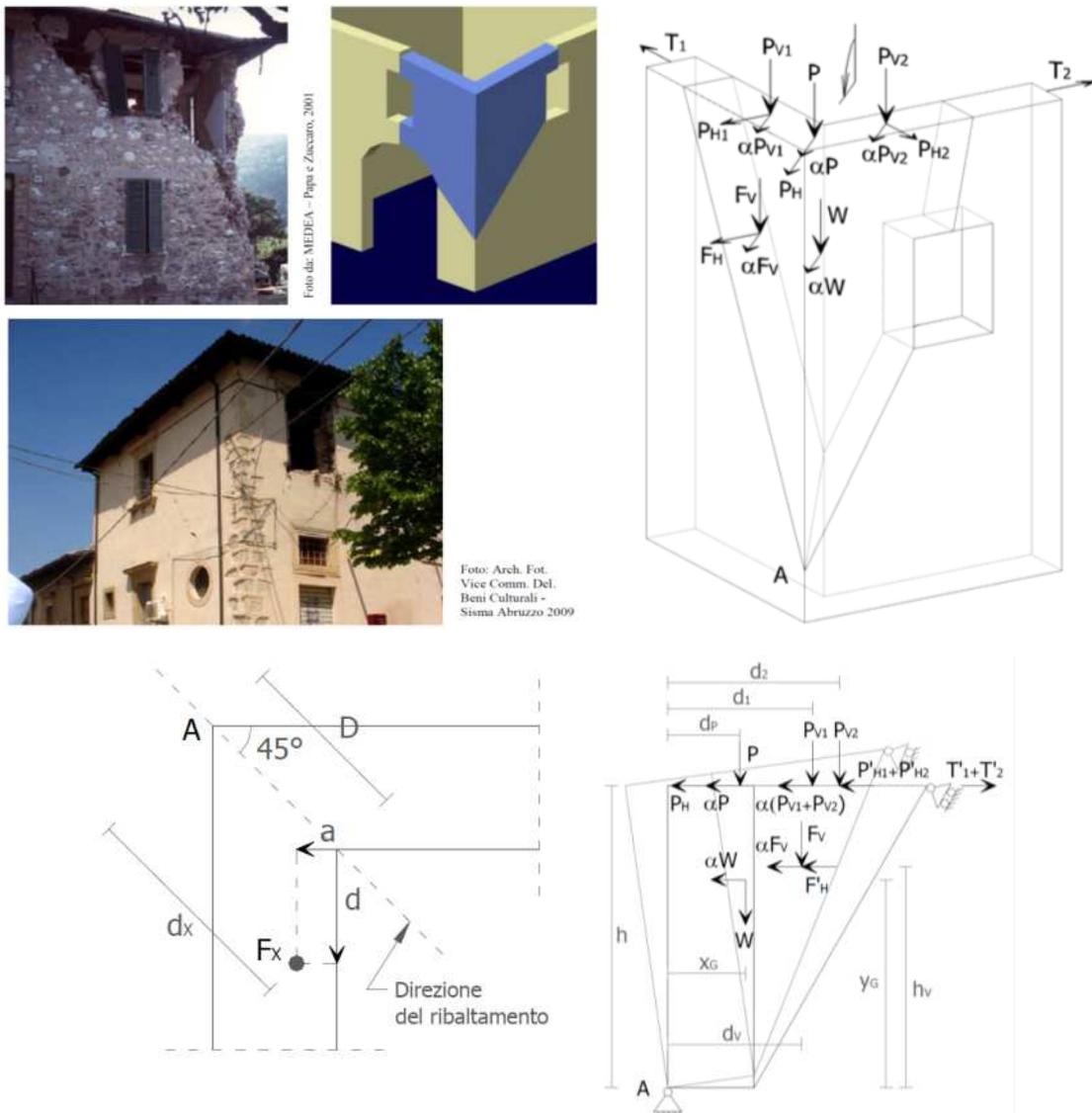


Figura 72: Esempi di meccanismo e schema del cinematismo di collasso

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h] + F'_H \cdot h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

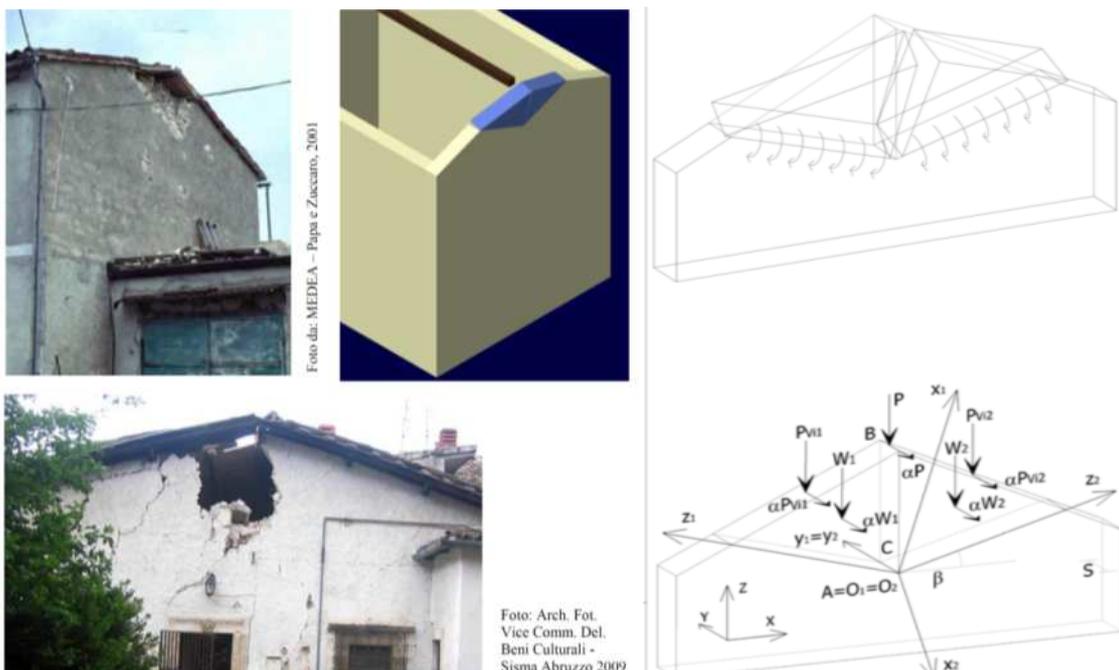
$$\alpha = \frac{W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h}$$

Le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate. il braccio orizzontale  $d_x$  del generico carico verticale  $F_x$  applicato, rispetto alla cerniera in A, può essere valutato secondo la relazione:

$$d_x = D + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot (d - a)$$

### 8.3.6 Sfondamento della parete del timpano

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di un'elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macroelementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique. Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macroelementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto (punto C); nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette cerniere inclinate. La geometria dei corpi è definita in relazione all'angolo di inclinazione  $\beta$  delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale. Si osserva a tale riguardo che, quanto più l'angolo  $\beta$  è piccolo, tanto più il meccanismo di sfondamento della parete del timpano può essere assimilato ad un meccanismo di ribaltamento semplice attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale alla sua base; in corrispondenza di  $\beta = 0$  l'espressione formulata per il calcolo del moltiplicatore di collasso descrive proprio le condizioni di ribaltamento semplice del timpano.



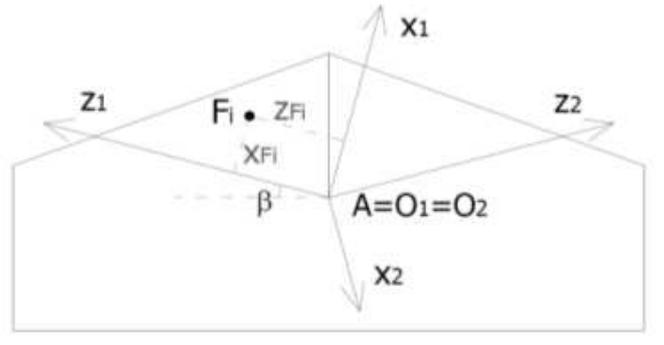


Figura 73: Esempi di meccanismo e schema del cinematismo di collasso

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \left[ W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + P \delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{Vij} \delta_{PVijY} \right] = W_1 \delta_{1Z} + W_2 \delta_{2Z} + P \delta_{PZ} + \sum_{i,j} P_{Vij} \delta_{PVijZ}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{(W_1 + W_2) \left( \frac{s}{2} \cos \beta + w \right) + P(d_p \cos \beta + w) + \sum_{i,j} P_{Vij} (d_{ij})}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{Vij} x_{PVij}}$$

dove:

$$w = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta$$

$x_{Fi}, x_{Gi}, x_P, x_{PVij}$

rappresentano le distanze, misurate lungo l'asse locale  $x_i$  dei punti di applicazione di ciascuna delle forze  $F_i$  considerate rispetto all'origine del relativo sistema di riferimento

### 8.3.7 Flessione Verticale di parete

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

Gli aspetti che caratterizzano il meccanismo si possono riassumere in diversi aspetti:

- Condizioni di vincolo della parete interessata al meccanismo:
  - Trattenimento efficace in testa alla parete;
  - Carenza di collegamento alle pareti ortogonali.
  
- Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:
  - Snellezza eccessiva delle pareti;
  - Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
  - Spinte orizzontali localizzate (archi, volte);
  - Orizzontamenti intermedi mal collegati.
  
- Sintomi che manifestano l' avvenuta attivazione del meccanismo:
  - Lesioni orizzontali e verticali;
  - Spanciamenti e fuori piombo della parete;
  - Sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.
  
- La flessione verticale può coinvolgere:
  - Uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
  - L'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
  - Diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

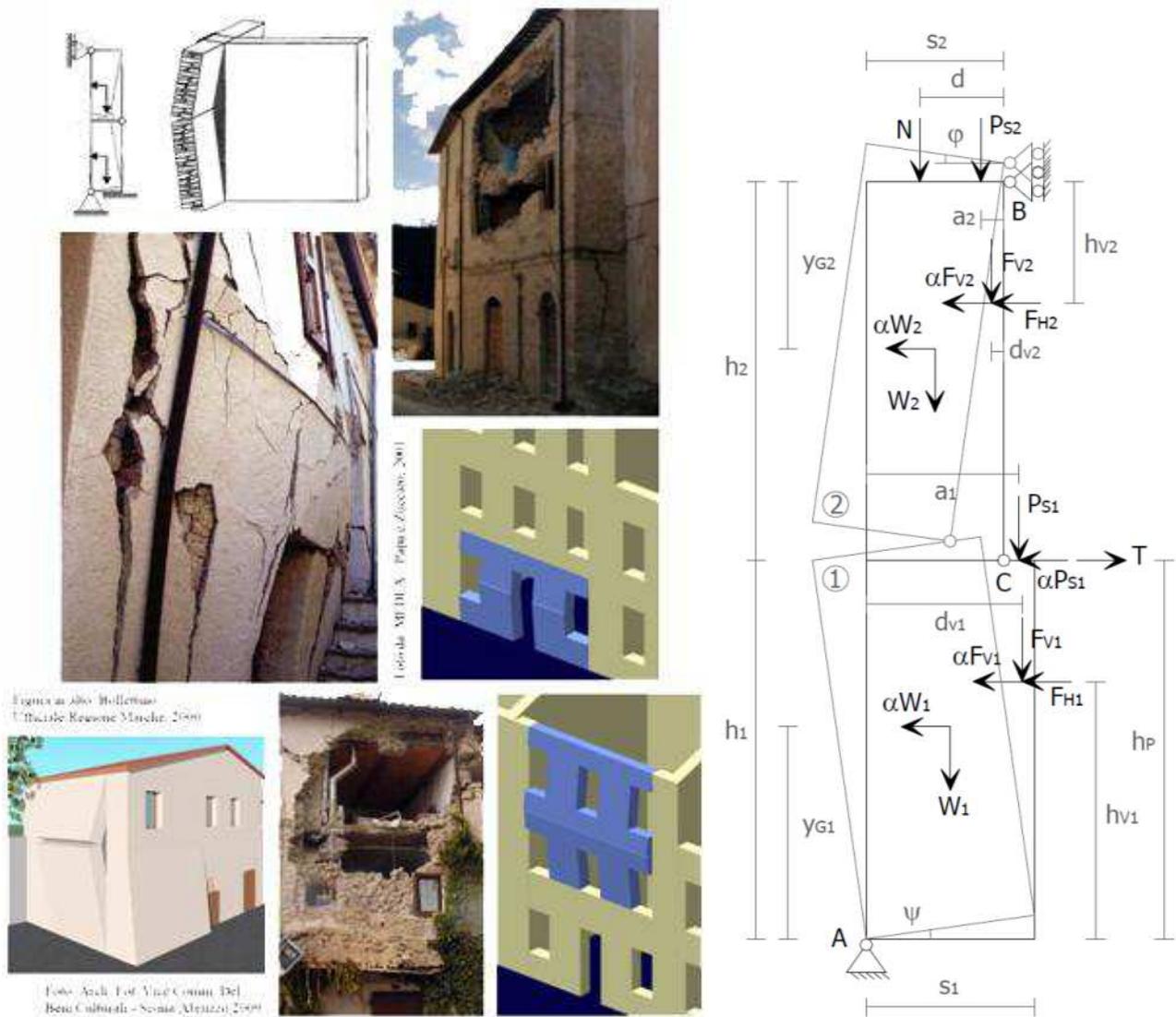


Figura 74: Esempi di meccanismo e schema del cinematismo di collasso

Equazione dei lavori virtuali:

$$\begin{aligned} & \alpha [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ & = W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + F_{V1} \delta_{V1Y} + F_{V2} \delta_{V2Y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1Y} + P_{S2} \delta_{P2Y} + T \delta_{P1x} \end{aligned}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_p + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) h_1 / h_2}$$

dove il termine E indica la seguente espressione:

$$E = W_1 \frac{s_1}{2} + F_{V_1} d_{V_1} + (W_2 + P_{S_2} + N + F_{V_2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left( W_2 \frac{s_2}{2} + P_{S_2} a_2 + Nd + F_{V_2} d_{V_2} - F_{H_2} h_{V_2} \right) + P_{S_1} a_1 - F_{H_1} h_{V_1} + Th_P$$

### 8.3.8 Meccanismi considerati per l'edificio oggetto di studio

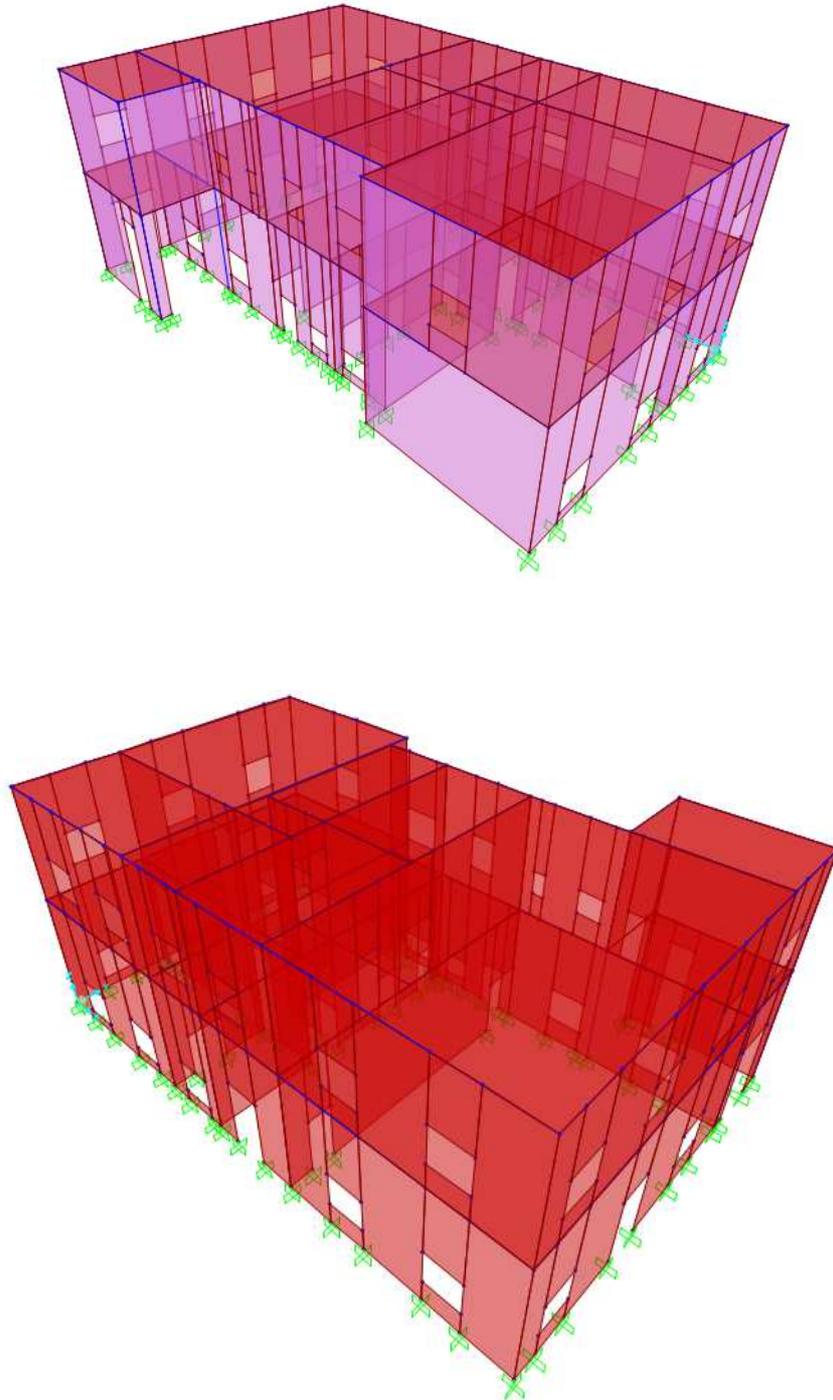
Nel caso in esame, sono stati verificati i seguenti meccanismi locali:

- Ribaltamento semplice di parete monolitica:
  - Ribaltamento di 2 piani;
  
- Flessione verticale di parete:
  - Flessione ad un piano;

Per eseguire le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano mediante l'analisi cinematica lineare, è stato utilizzato l'applicativo *C.I.N.E (Condizioni d'instabilità negli edifici)* fornito da RELUIS.

## 9. RISULTATI DELLE VERIFICHE

### 9.1 MODELLO



*Figura 75: Modello del complesso in SAP*

## 9.2 IL COMPORTAMENTO DINAMICO

Per la valutazione del comportamento dinamico dell'edificio in esame sono stati considerati i primi 200 modi di vibrare, che costituiscono la base per le verifiche sismiche di cui ai capitoli successivi. Essi forniscono una massa partecipante totale superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa, sia per le due traslazioni orizzontali (UX e UY), sia per la rotazione attorno all'asse verticale (RZ). In realtà sarebbero bastati i primi 106 modi di vibrare. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione di tipo (SRSS).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
MODAL	Mode	1	0,346302	3%	0%	0%	3%	0%	0%	0%	1%	1%	0%	1%	1%	
MODAL	Mode	2	0,286128	7%	1%	0%	10%	1%	0%	1%	2%	0%	1%	2%	1%	
MODAL	Mode	3	0,25051	1%	12%	0%	10%	13%	0%	5%	0%	18%	6%	2%	18%	
MODAL	Mode	4	0,239174	3%	0%	0%	13%	13%	0%	0%	1%	1%	6%	3%	19%	
MODAL	Mode	5	0,188181	0%	3%	0%	13%	16%	0%	1%	0%	3%	7%	3%	22%	
MODAL	Mode	6	0,167356	1%	0%	0%	14%	16%	0%	0%	0%	0%	7%	3%	22%	
MODAL	Mode	7	0,166367	0%	3%	0%	14%	19%	0%	1%	0%	0%	9%	3%	22%	
MODAL	Mode	8	0,155274	0%	8%	0%	14%	27%	0%	3%	0%	1%	12%	3%	23%	
MODAL	Mode	9	0,143314	4%	0%	0%	19%	27%	0%	0%	1%	1%	12%	4%	24%	
MODAL	Mode	10	0,133871	2%	0%	0%	21%	27%	0%	0%	0%	1%	12%	4%	25%	
MODAL	Mode	11	0,132285	6%	0%	0%	27%	27%	0%	0%	2%	1%	12%	6%	26%	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
MODAL	Mode	20	0,094713	6%	0%	0%	35%	32%	0%	0%	1%	2%	13%	7%	34%	
MODAL	Mode	21	0,092642	1%	1%	0%	37%	32%	0%	0%	0%	4%	13%	7%	39%	
MODAL	Mode	22	0,089204	0%	0%	0%	37%	32%	0%	0%	0%	0%	13%	7%	39%	
MODAL	Mode	23	0,088932	10%	1%	0%	47%	34%	0%	0%	2%	0%	14%	9%	39%	
MODAL	Mode	24	0,085307	2%	0%	0%	49%	34%	0%	0%	0%	0%	14%	10%	39%	
MODAL	Mode	25	0,083059	2%	0%	0%	51%	34%	0%	0%	0%	0%	14%	10%	39%	
MODAL	Mode	26	0,08127	5%	1%	0%	56%	35%	0%	1%	1%	3%	14%	11%	42%	
MODAL	Mode	27	0,078072	0%	5%	0%	56%	40%	0%	2%	0%	11%	16%	11%	53%	
MODAL	Mode	28	0,077631	0%	0%	0%	56%	40%	0%	0%	0%	0%	16%	11%	53%	
MODAL	Mode	29	0,077534	0%	9%	0%	56%	50%	0%	5%	0%	2%	21%	11%	55%	
MODAL	Mode	30	0,075637	2%	0%	0%	58%	50%	0%	1%	0%	0%	22%	11%	55%	
MODAL	Mode	31	0,074774	0%	9%	0%	58%	59%	0%	3%	0%	3%	25%	11%	59%	
MODAL	Mode	32	0,071771	2%	3%	0%	60%	61%	0%	2%	0%	3%	28%	12%	62%	
MODAL	Mode	33	0,070797	0%	1%	0%	60%	62%	0%	0%	0%	1%	28%	12%	62%	
MODAL	Mode	34	0,06944	2%	1%	0%	62%	63%	0%	0%	0%	1%	28%	12%	63%	
MODAL	Mode	35	0,068889	2%	0%	0%	64%	63%	0%	0%	1%	1%	28%	13%	63%	
MODAL	Mode	36	0,068174	0%	0%	0%	64%	63%	0%	0%	0%	0%	28%	13%	64%	
MODAL	Mode	37	0,067822	0%	1%	0%	64%	64%	0%	0%	0%	0%	28%	13%	64%	
MODAL	Mode	38	0,06584	2%	4%	0%	66%	68%	0%	2%	1%	2%	31%	13%	66%	
MODAL	Mode	39	0,062394	0%	0%	0%	66%	68%	0%	0%	0%	0%	31%	13%	66%	
MODAL	Mode	40	0,062045	1%	0%	0%	66%	68%	0%	0%	0%	0%	31%	13%	66%	
MODAL	Mode	41	0,0618	3%	4%	0%	70%	72%	0%	2%	1%	2%	33%	14%	68%	
MODAL	Mode	42	0,061332	1%	1%	0%	71%	74%	0%	1%	0%	1%	34%	15%	70%	
MODAL	Mode	43	0,060494	0%	0%	0%	71%	74%	0%	0%	0%	5%	34%	15%	75%	
MODAL	Mode	44	0,06005	4%	0%	0%	75%	74%	0%	0%	1%	0%	34%	16%	75%	
MODAL	Mode	45	0,059727	0%	0%	0%	75%	74%	0%	0%	0%	0%	34%	16%	75%	
MODAL	Mode	46	0,05864	0%	2%	0%	75%	76%	0%	1%	0%	2%	36%	16%	77%	
MODAL	Mode	47	0,057181	1%	0%	0%	76%	76%	0%	0%	0%	2%	36%	16%	79%	
MODAL	Mode	48	0,056622	0%	0%	0%	76%	76%	0%	0%	0%	0%	36%	16%	79%	
MODAL	Mode	49	0,056505	0%	2%	0%	77%	78%	0%	1%	0%	1%	37%	16%	80%	
MODAL	Mode	50	0,055341	0%	0%	0%	77%	78%	0%	0%	0%	0%	37%	16%	80%	
MODAL	Mode	51	0,055288	0%	0%	0%	77%	78%	0%	0%	0%	0%	37%	16%	80%	
MODAL	Mode	52	0,054645	1%	2%	0%	78%	81%	0%	1%	0%	1%	38%	17%	81%	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
MODAL	Mode	101	0,034903	0%	0%	0%	86%	84%	1%	0%	0%	0%	41%	19%	86%	
MODAL	Mode	102	0,034379	0%	0%	0%	86%	84%	1%	0%	0%	0%	41%	20%	86%	
MODAL	Mode	103	0,034318	0%	0%	0%	86%	84%	1%	0%	0%	0%	41%	20%	86%	
MODAL	Mode	104	0,034015	0%	0%	0%	86%	84%	1%	0%	0%	0%	41%	20%	86%	
MODAL	Mode	105	0,033814	0%	0%	0%	87%	84%	1%	0%	0%	0%	41%	20%	86%	
MODAL	Mode	106	0,033246	0%	0%	0%	87%	85%	1%	0%	1%	0%	41%	20%	86%	

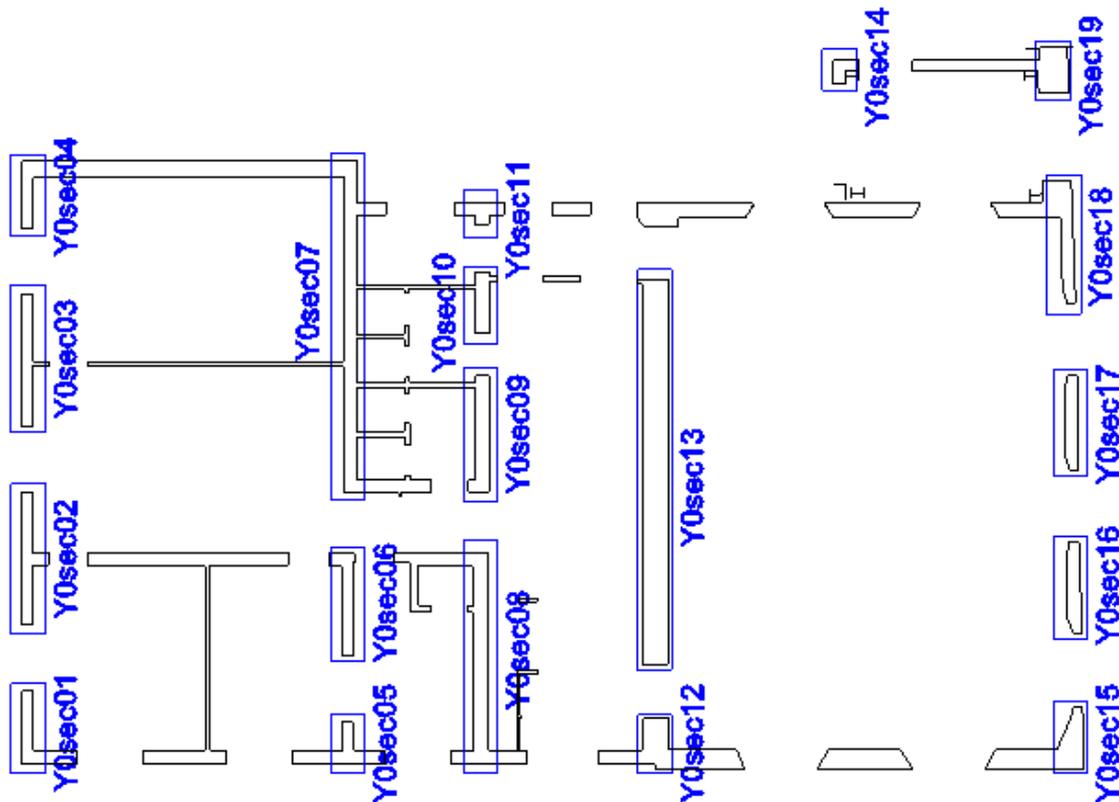
Figura 76: Modi di vibrare del complesso

Si può notare dalla *Figura 76* una netta prevalenza dei primi modi di vibrare, che nel complesso attivano una buona % di massa partecipante secondo tutte e tre le direzioni, mentre i restanti modi di vibrare non superano mai il 2 %. Per questo è possibile affermare che il comportamento dinamico della struttura è dominato dalle deformate dei primi modi di vibrare.

Si possono notare inoltre i periodi dei singoli modi di vibrare nella colonna PERIOD.

### 9.3 NUMERAZIONE DELLE PARETI NEL MODELLO

Di seguito si riporta la numerazione delle pareti identificate nel modello, al fine di effettuare le verifiche di vulnerabilità. In particolare sono stati individuati dei maschi murari e su di essi è stata effettuata la verifica ad ogni piano definendo delle "section cut". Nelle *Figura 77* *Figura 78* *Figura 79* *Figura 80* sono riportate le piante dell'edificio oggetto di studio e sulle piante sono stati individuati i maschi murari oggetto di studio. A ciascun maschio murario individuato è stato associato un nome del tipo: "xisecj" oppure "yisecj" (con i e j numeri), dove la prima lettera e il primo numero identificano il piano a cui appartiene il maschio (cioè quel piano che ha la coordinata definita dalla lettera pari al numero) e il secondo numero è un indice crescente per distinguere i vari maschi appartenenti allo stesso piano. Ad esempio il maschio X0sec1 sarà il maschio numero 1 ordito in direzione x e appartenente al piano la cui quota è pari a z=0.



*Figura 77: Numerazione delle section cut in direzione y al piano terra*

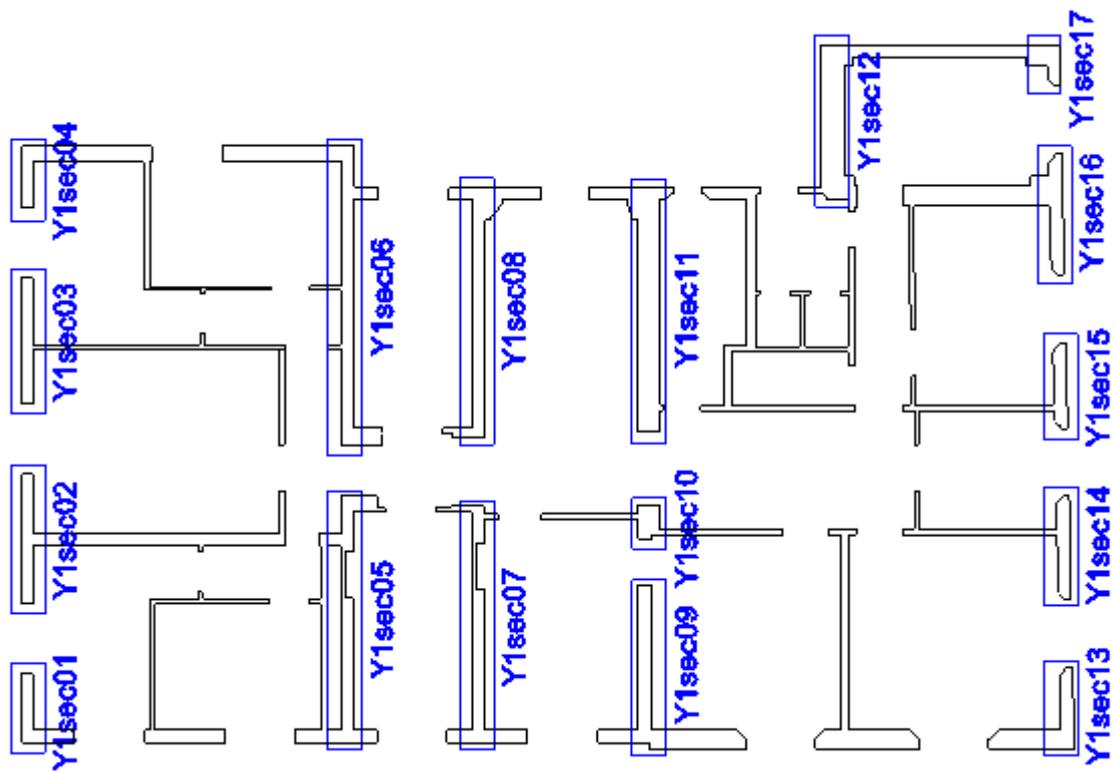


Figura 78: Numerazione delle section cut in direzione y al piano primo

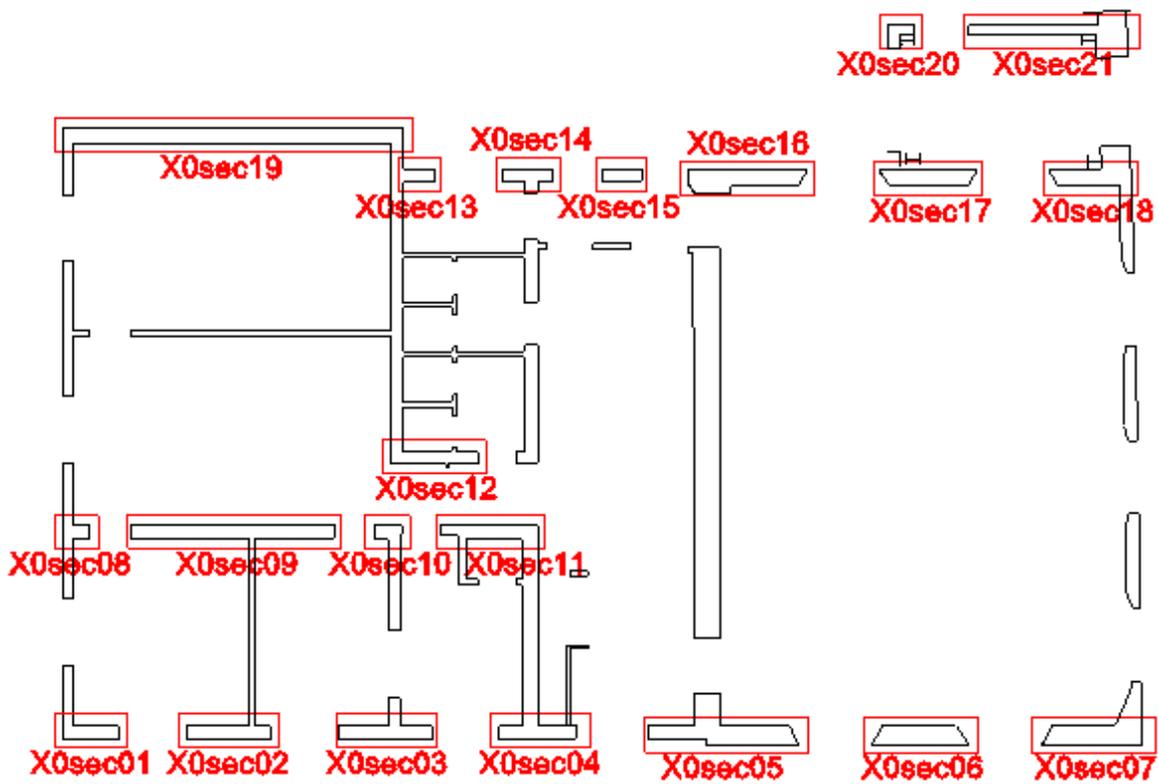


Figura 79: Numerazione delle section cut in direzione x al piano terra

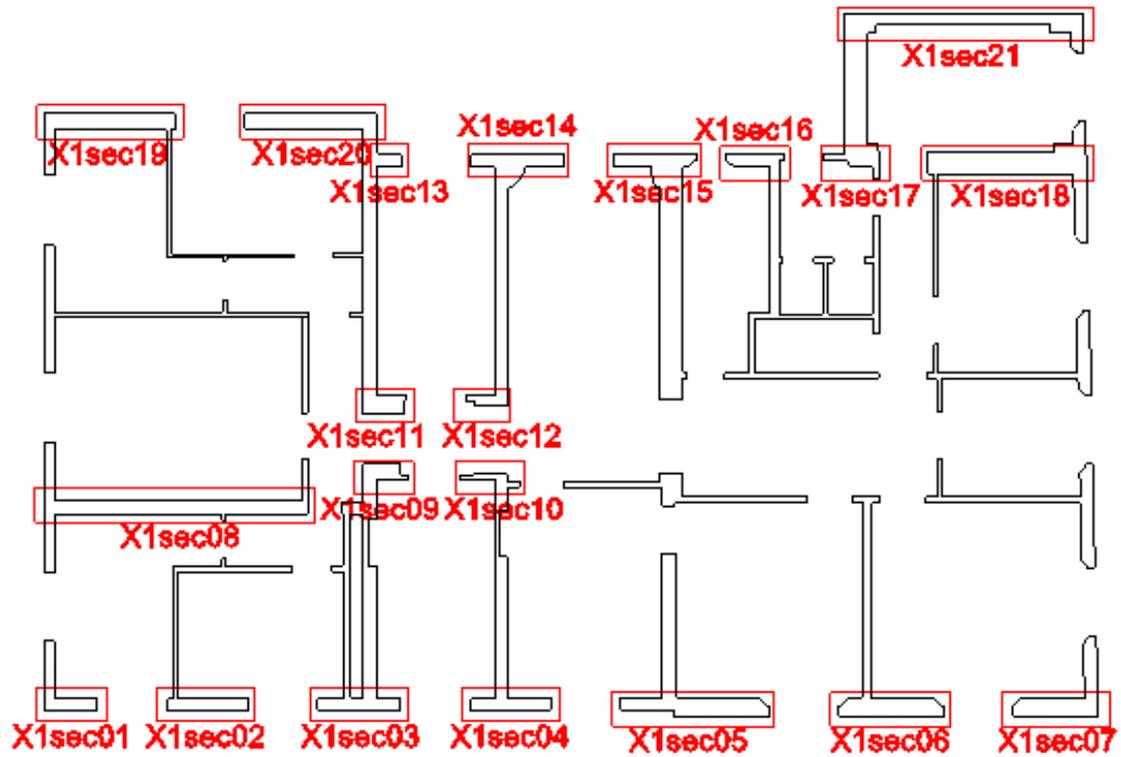


Figura 80: Numerazione delle section cut in direzione x al piano primo

Sono quindi stati selezionati tutti i maschi murari presenti al piano terra e al piano primo.

## 9.4 VERIFICHE STATICHE

### 9.4.1 Verifiche statiche agli SLE

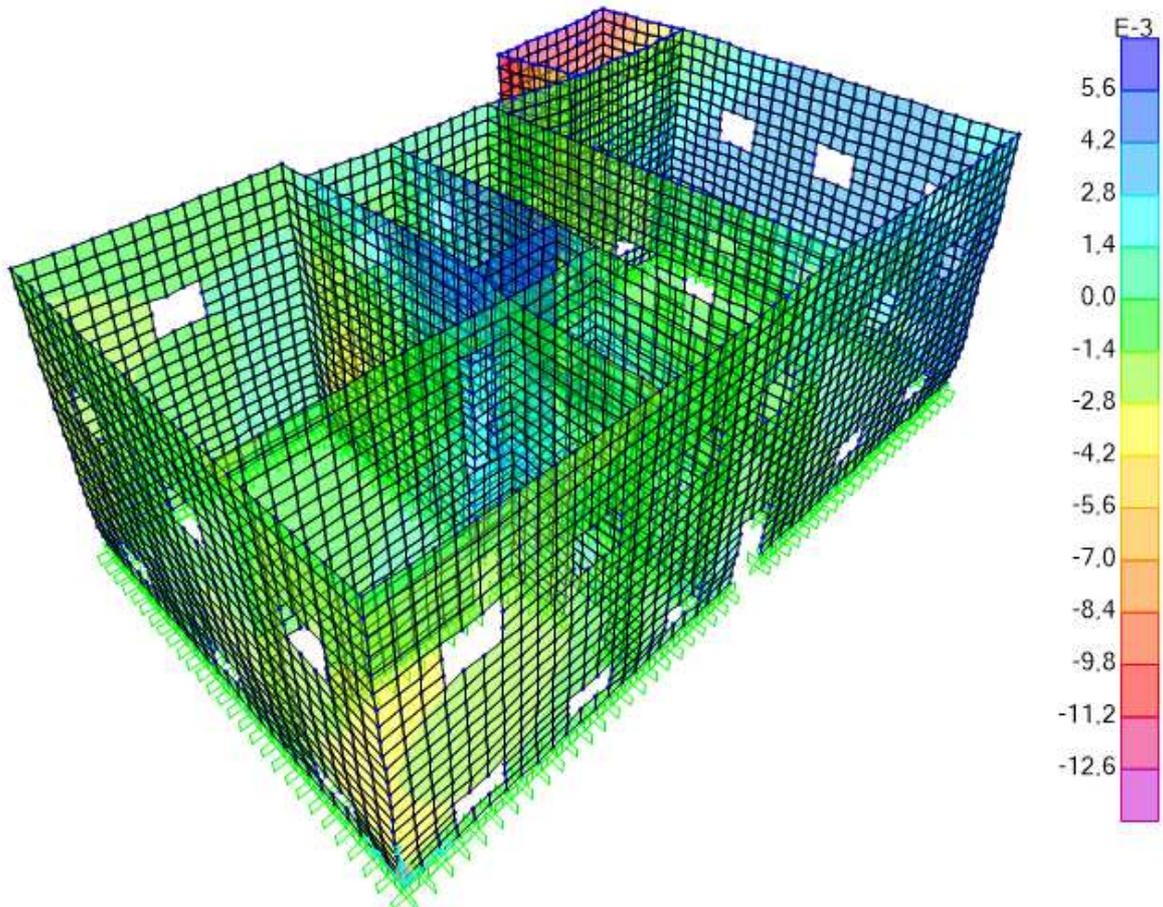


Figura 81: Tensioni normali allo SLE ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

Con riferimento a quanto descritto nel *paragrafo 8.1.1*, nell'istogramma di *Figura 82* si riporta, per ogni sezione, il valore del fattore di sicurezza FS, relativo alla compressione, valutato considerando le sollecitazioni derivanti dai carichi agli Stati Limite di Esercizio (SLE) e le corrispondenti resistenze ultime. Osservando i risultati rappresentati in *Figura 82* è possibile notare che tutti i maschi murari considerati risultano verificati a compressione allo SLE.

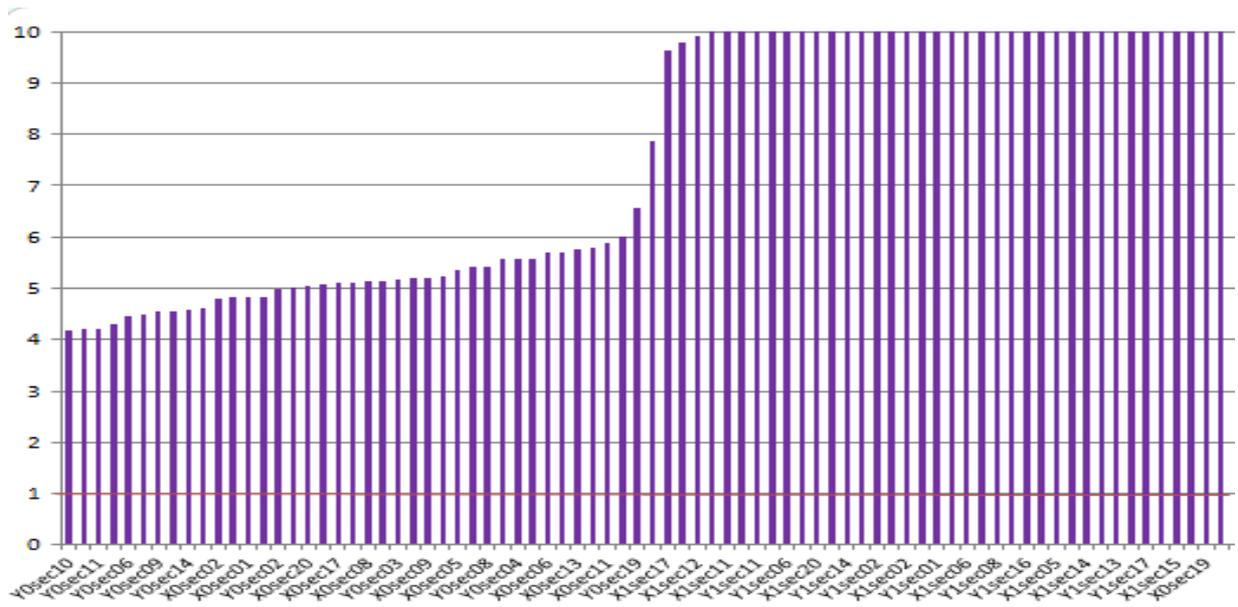


Figura 82: Verifiche a compressione allo SLE ( $FS_{SLE}$ )

#### 9.4.2 Verifiche statiche agli SLU

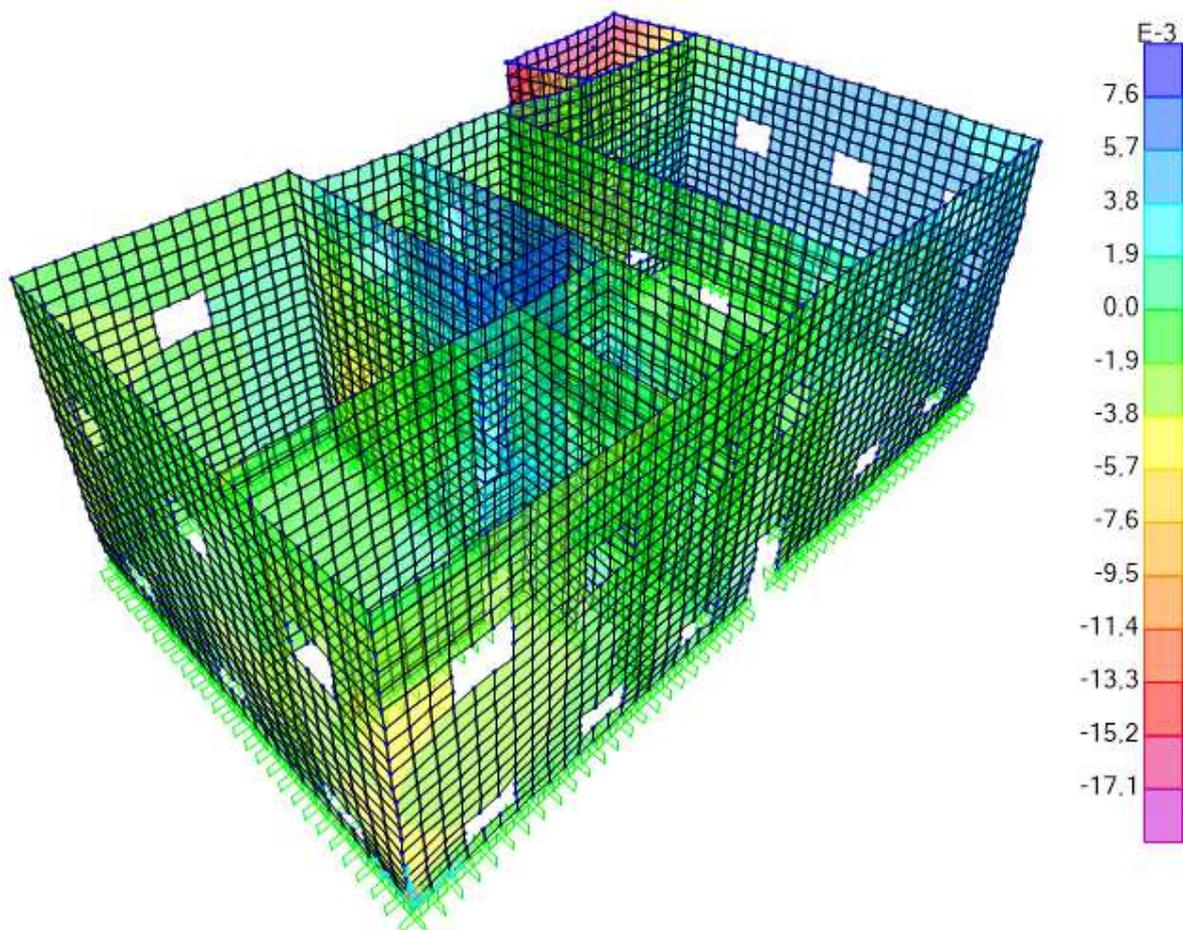
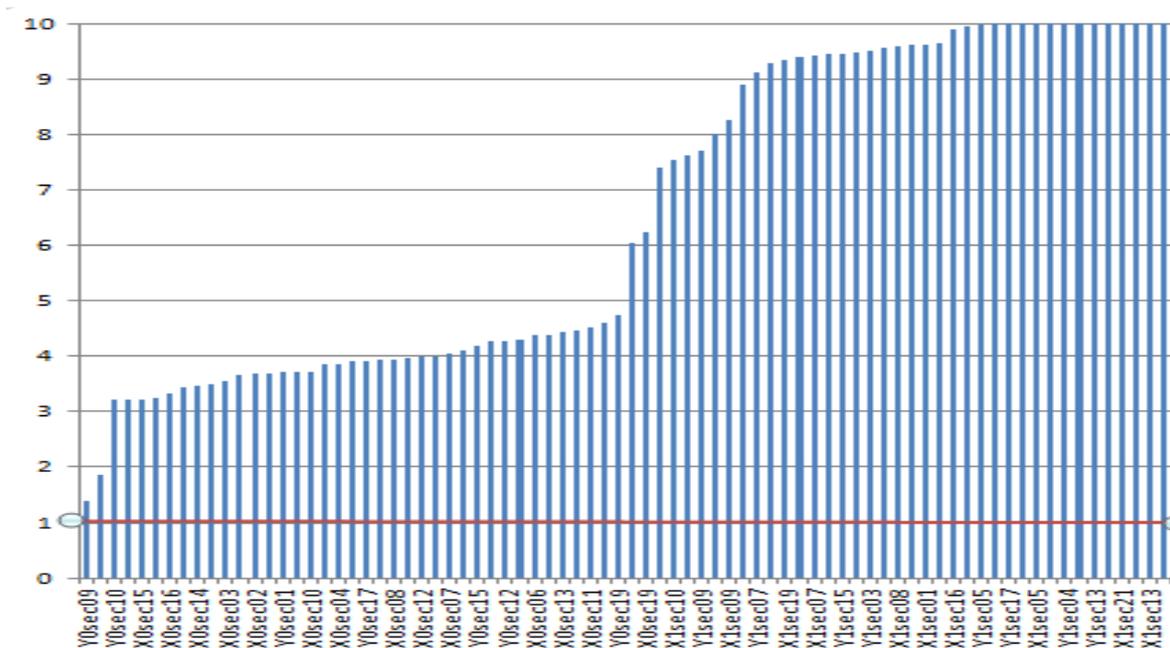


Figura 83: Tensioni normali allo SLU ( $\text{kg/cm}^2$ )

Con riferimento a quanto descritto nel *paragrafo 8.1.2*, nell'istogramma di *Figura 84* si riporta, per ogni sezione, il valore del fattore di sicurezza FS, relativo alla compressione, valutato considerando le sollecitazioni derivanti dai carichi agli Stati Limite Ultimo (SLU) e le corrispondenti resistenze ultime. Osservando i risultati rappresentati in *Figura 84* è possibile notare che tutti i maschi murari considerati risultano verificati a compressione allo SLU.



*Figura 84: Verifiche a compressione allo SLU (  $FS_{SLU}$  )*

## 9.5 VERIFICHE A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE

Le verifiche sismiche sono state condotte andando a valutare, per il generico maschio murario, il fattore di sicurezza (di seguito indicato come FS) mediante il rapporto tra le resistenze a pressoflessione nel piano, a taglio ed alla pressoflessione fuori dal piano e la corrispondente sollecitazione indotta dal sisma allo SLV.

### 9.5.1 Verifiche a pressoflessione nel piano

Con riferimento a quanto descritto nel precedente *paragrafo 8.2.3*, nell'istogramma di *Figura 85* si riporta, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza che determina la crisi a pressoflessione dei maschi murari.

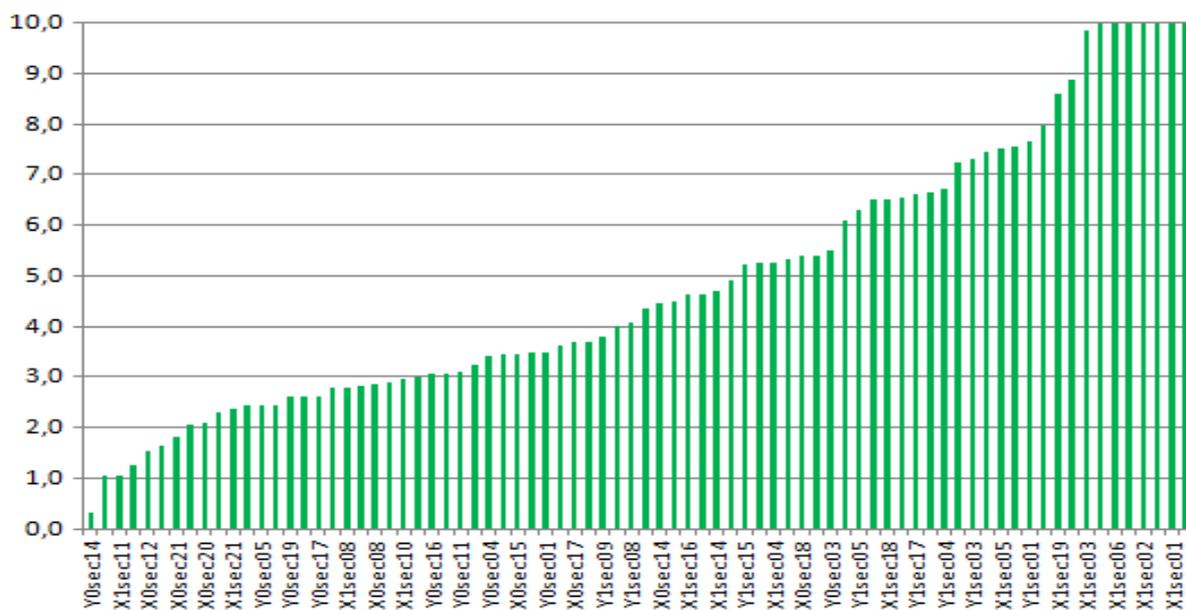


Figura 85: Verifiche a pressoflessione nel piano (FSM)

### 9.5.2 Verifiche a taglio

Con riferimento a quanto descritto nel precedente *paragrafo 8.2.4*, nell'istogramma di *Figura 86* si riporta, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza FS che determina la crisi a taglio del maschio murario.

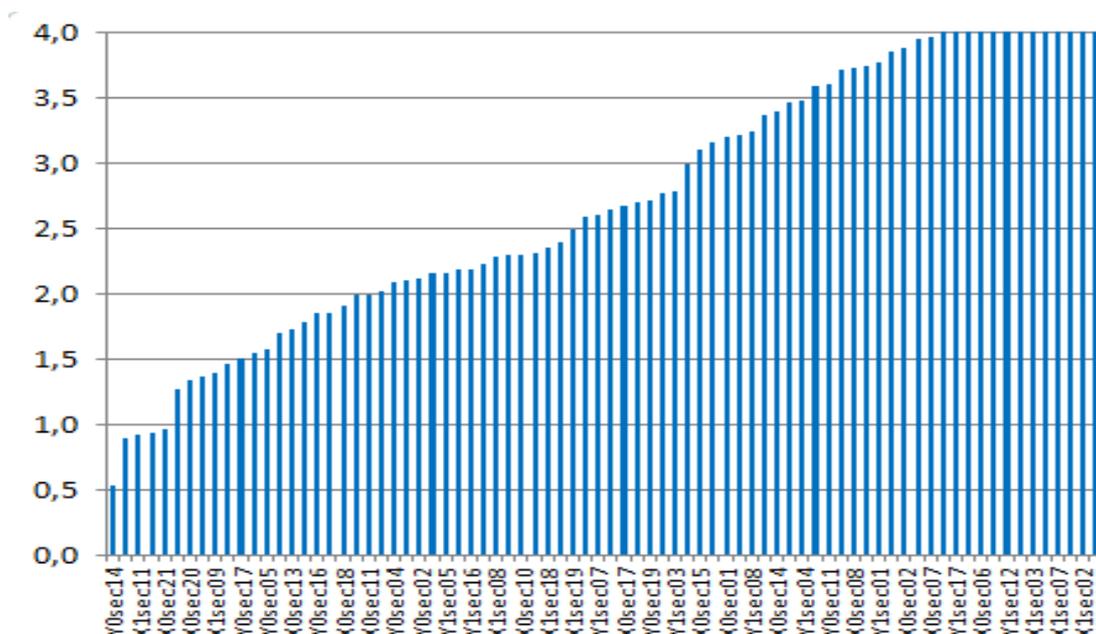


Figura 86: Verifiche a taglio (  $FS_v$  )

### 9.5.3 Verifiche a pressoflessione fuori dal piano

Con riferimento a quanto descritto nel precedente *paragrafo 8.2.5*, negli istogrammi seguenti si riportano, per ogni sezione (il cui numero identificativo è riportato in ascissa), il valore del fattore di sicurezza che determina la crisi a flessione fuori dal piano del maschio murario per:

- inizio danneggiamento:  $FS_{e1} = \frac{e_{u1}}{e_d}$ ;
- collasso per instabilità:  $FS_{e2} = \frac{e_{u2}}{e_d}$ ;
- schiacciamento della muratura:  $FS_{e3} = \frac{e_{u3}}{e_d}$ .

dove:

$$e_d = M_{d,fp}/N$$

é pari all'eccentricità delle azioni fuori dal piano data dal rapporto tra il valore del momento fuori dal piano indotto dall'azione sismica di progetto  $M_{d,fp}$  e il valore dello sforzo normale nella parete  $N$ ;

$$e_{u1} = t/6$$

é pari all'eccentricità di inizio danneggiamento;

$$e_{u2} = t/2$$

è pari all'eccentricità di collasso per instabilità;

$$e_{u3} = M_{u,fp}/N$$

è pari all'eccentricità di collasso per schiacciamento della muratura

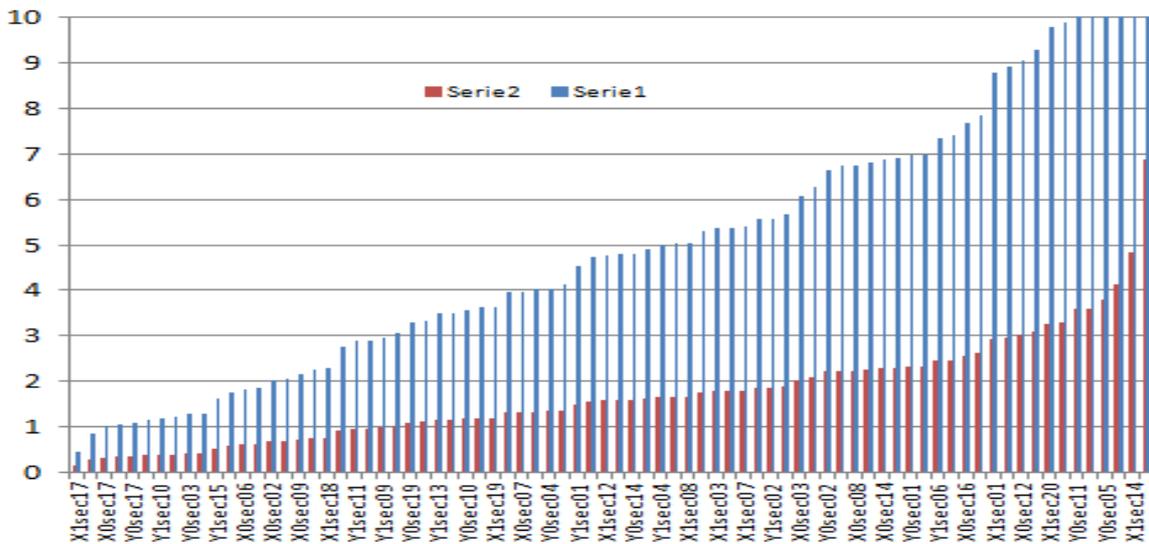


Figura 87: Verifiche a flessione fuori dal piano: FSe1 ed FSe2

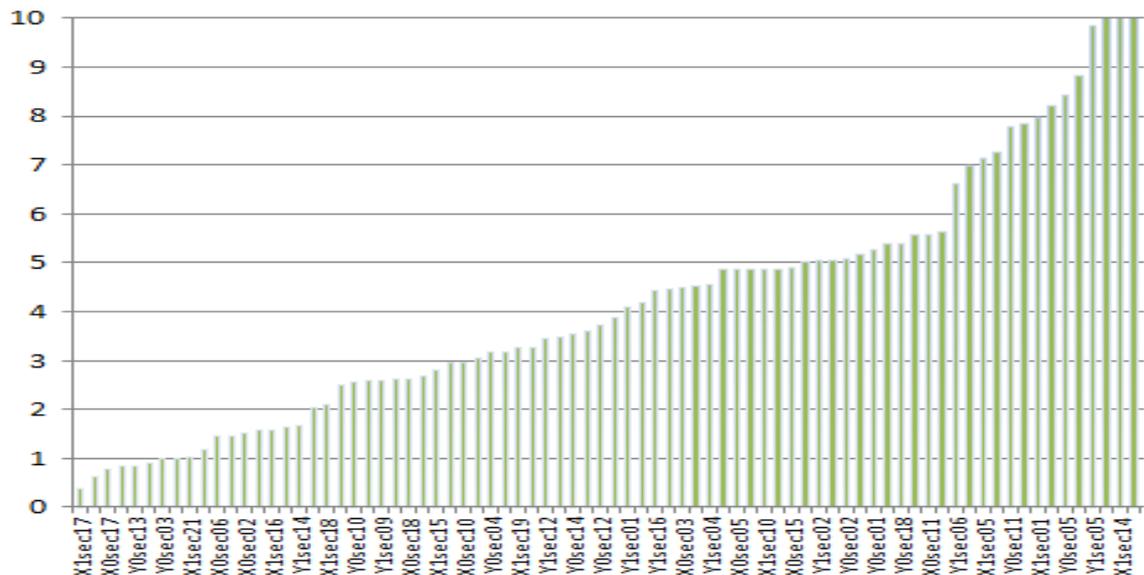


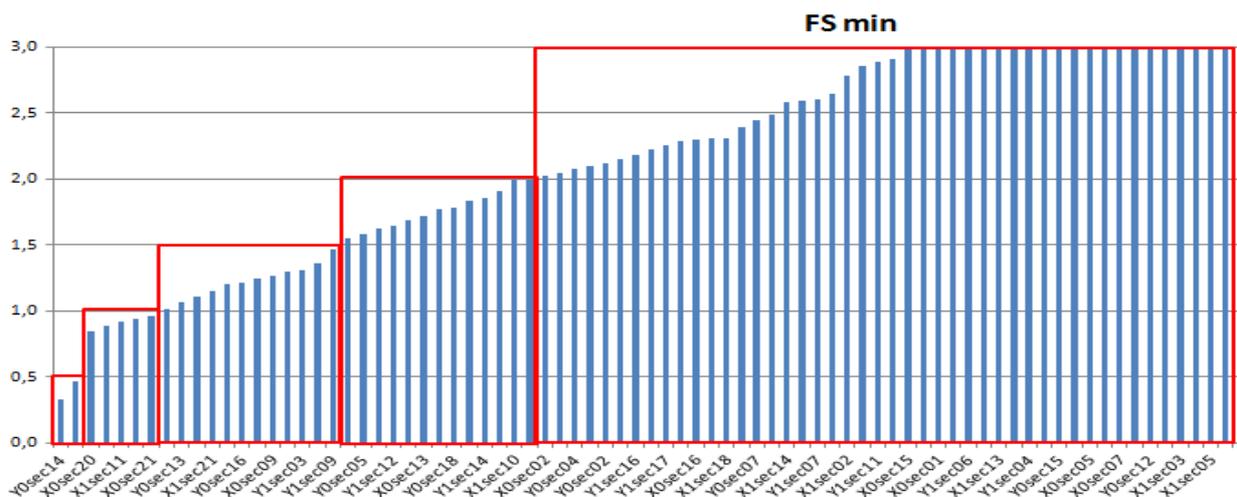
Figura 88: Verifiche a flessione fuori dal piano: FSe3

#### 9.5.4 Valutazione del fattore di sicurezza minimo

Per il generico maschio murario, è stato determinato il fattore di sicurezza minimo,  $FS_{min}$ , tra quelli corrispondenti ai tre differenti meccanismi di crisi studiati con l'obiettivo di valutare, non solo l'ordine di collasso delle varie pareti, ma anche il meccanismo di collasso corrispondente. In *Figura 89* è riportato il valore di  $FS_{min}$  per ciascun maschio murario considerato.

I rettangoli rappresentati in rosso in *Figura 89*, indicano determinati valori del fattore  $FS_{min}$  che sono stati assunti come riferimento per le osservazioni che saranno di seguito riportate. In particolare:

- il primo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un valore del fattore di sicurezza pari a  $0 \leq FS \leq 0,5$  indicati nel seguito come "Gruppo 1";
- il secondo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un valore del fattore di sicurezza pari a  $0,5 < FS \leq 1$  indicati nel seguito come "Gruppo 2";
- il terzo rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un valore del fattore di sicurezza pari a  $1 < FS \leq 1,5$  indicati nel seguito come "Gruppo 3";
- il quarto rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un valore del fattore di sicurezza pari a  $1,5 < FS \leq 2$  indicati nel seguito come "Gruppo 4";
- il quinto rettangolo rosso individua i maschi murari caratterizzati da un valore del fattore di sicurezza pari a  $FS > 2$  indicati nel seguito come "Gruppo 5".



*Figura 89: Individuazione del  $FS_{min}$  per ciascun maschio murario*

GRUPPO 1			
sezione	FSmin	PGA	collasso
Y0sec14	0,33	0,09	momento nel piano
X1sec17	0,47	0,13	momento fuori piano

GRUPPO 2			
sezione	FSmin	PGA	collasso
X0sec20	0,85	0,23	momento fuori piano
X1sec12	0,89	0,24	taglio
X1sec11	0,92	0,25	taglio
X0sec12	0,94	0,25	taglio
X0sec21	0,96	0,26	taglio

GRUPPO 3			
sezione	FSmin	PGA	collasso
X0sec17	1,02	0,28	momento fuori piano
Y0sec13	1,07	0,29	momento fuori piano
Y0sec17	1,11	0,30	momento fuori piano
X1sec21	1,15	0,31	momento fuori piano
Y1sec10	1,20	0,33	momento fuori piano
Y0sec16	1,21	0,33	momento fuori piano
X1sec09	1,25	0,34	momento nel piano
X0sec09	1,26	0,34	taglio
Y0sec03	1,30	0,35	momento fuori piano
Y1sec03	1,31	0,35	momento fuori piano
Y0sec06	1,36	0,37	taglio
Y1sec09	1,46	0,40	taglio

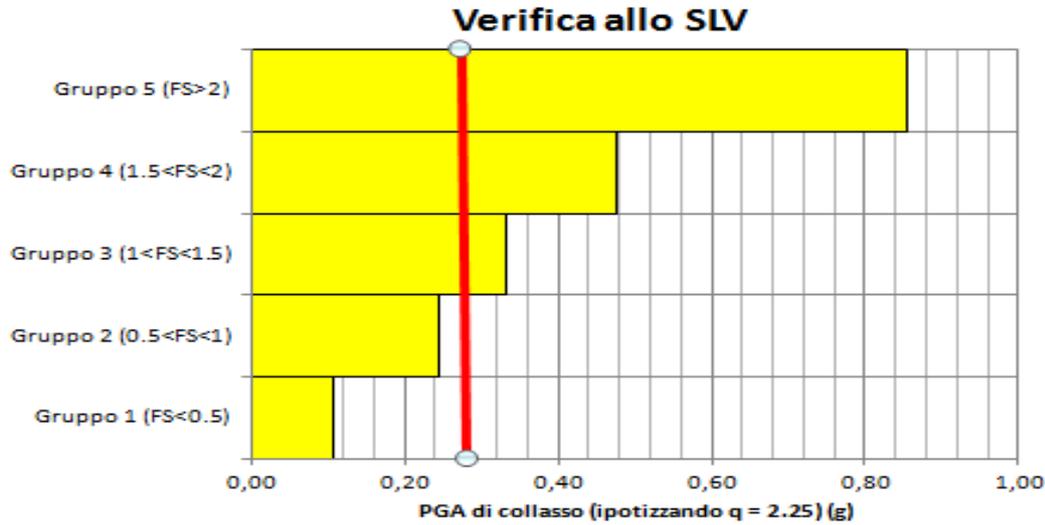
GRUPPO 4			
sezione	FSmin	PGA	collasso
Y0sec09	1,55	0,42	taglio
Y0sec05	1,58	0,43	taglio
Y1sec15	1,62	0,44	momento fuori piano
Y1sec12	1,65	0,45	momento nel piano
Y0sec10	1,69	0,46	taglio
X0sec13	1,72	0,46	taglio
X1sec16	1,77	0,48	momento fuori piano
Y0sec18	1,78	0,48	taglio
X0sec06	1,84	0,50	momento fuori piano
Y1sec14	1,86	0,50	momento fuori piano
X0sec18	1,91	0,52	taglio
X1sec10	1,99	0,54	taglio
X0sec11	1,99	0,54	taglio

GRUPPO 4			
sezione	FSmin	PGA	collasso
X0sec02	2,03	0,55	momento fuori piano
X0sec10	2,05	0,55	momento nel piano
Y0sec04	2,08	0,56	taglio
Y0sec08	2,10	0,57	taglio
Y0sec02	2,12	0,57	taglio
Y1sec05	2,16	0,58	taglio
Y1sec16	2,19	0,59	taglio
X1sec15	2,23	0,60	taglio
Y1sec17	2,26	0,61	momento fuori piano
X1sec08	2,29	0,62	taglio
X0sec16	2,30	0,62	taglio
Y0sec01	2,31	0,62	taglio
X1sec18	2,31	0,62	momento fuori piano
X1sec20	2,39	0,65	taglio
Y0sec07	2,44	0,66	momento nel piano
X1sec19	2,49	0,67	taglio
X1sec14	2,59	0,70	taglio
Y0sec19	2,60	0,70	momento nel piano
Y1sec07	2,61	0,70	taglio
Y1sec02	2,65	0,72	taglio
X1sec02	2,78	0,75	momento fuori piano
X0sec08	2,86	0,77	momento nel piano
Y1sec11	2,89	0,78	momento fuori piano
X1sec06	2,91	0,79	momento fuori piano
X0sec15	3,10	0,84	taglio
Y0sec11	3,12	0,84	momento nel piano
X0sec01	3,20	0,86	taglio
Y1sec08	3,24	0,88	taglio
Y1sec06	3,36	0,91	taglio
X0sec14	3,40	0,92	taglio
X1sec13	3,46	0,94	taglio
X0sec04	3,47	0,94	momento nel piano
Y1sec04	3,48	0,94	taglio
Y1sec13	3,50	0,95	momento fuori piano
Y0sec15	3,63	0,98	momento nel piano
X0sec19	3,63	0,98	momento fuori piano
X0sec05	3,71	1,00	taglio
Y1sec01	3,77	1,02	taglio
X0sec07	3,95	1,07	momento fuori piano
X0sec03	4,14	1,12	taglio
Y0sec12	4,73	1,28	momento fuori piano
X1sec04	4,90	1,32	taglio
X1sec03	5,37	1,45	momento fuori piano

Figura 90: Individuazione del FSmin per ogni gruppo

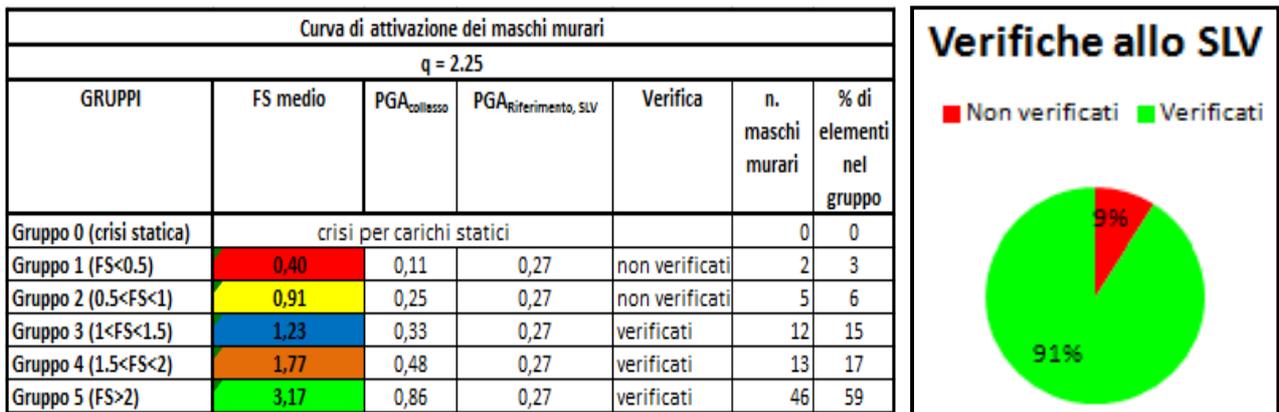
### 9.5.5 Accelerazioni di collasso e verifiche

In *Figura 91* si riporta la curva di attivazione dei meccanismi di collasso valutata in accordo con il *paragrafo 8.2.7* sulla base dei risultati del *paragrafo 9.5.4*.



*Figura 91: Curva di attivazione dei meccanismi di collasso*

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche dei maschi murari allo SLV. Nella figura seguente è mostrato l'andamento progressivo delle accelerazioni di collasso allo SLV. Il 91% dei maschi murari risulta verificato.



*Figura 92: Percentuali dei maschi verificati e non verificati*

### 9.5.6 Deformazione ultima nel piano

Tale valore è stato calcolato partendo dai risultati forniti dal programma di calcolo nella condizione deformata dell'edificio per i carichi agenti secondo le seguenti combinazioni allo SLV:

- “Statica per sisma +  $S_x + 0.3 S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione x e il 30 % in direzione y;
- “Statica per sisma +  $0.3 S_x + S_y$ ” corrispondente ai carichi statici combinati con il 100 % dello spettro di risposta applicato in direzione y e il 30 % in direzione x.

Così facendo, si sono poi considerati gli spostamenti massimi dei vertici di ogni piano dell'edificio sia in direzione x (1) che y (2) ed i relativi spostamenti intermedi.

1) Valutazione degli spostamenti massimi per ciascun piano

	Direzione	
	X cm	Y cm
dmax, copertura	3,0377	1,4793
dmax, P1	1,538	1,4656

2) Valutazione degli spostamenti di interpiano

	Direzione	
	X cm	Y cm
ID copertura - P1	1,4997	0,0137
ID P1 - PT	1,538	1,4656

Figura 93: Spostamenti massimi relativi ai piani dell'edificio

Considerando l'altezza di interpiano modellata, partendo dai seguenti valori ammessi dalle NTC di cui al DM 14/01/2008 per edifici in muratura:

3) Valutazione dello spostamento massimo consentito per le strutture in muratura

	altezza di interpiano cm	dmax = 5‰h cm
$d_{u,copertura - P1}$	500	2,5
$d_{u,P1 - PT}$	550	2,75

Figura 94: Spostamenti massimi consentiti dalla normativa

E' stato calcolato il rapporto tra lo spostamento massimo consentito dalla normativa e lo spostamento di interpiano ottenuto dai risultati:

4) Valutazione del rapporto tra lo spostamento massimo consentito e lo spostamento calcolato

	Direzione	
	X	Y
$\Delta x$ copertura - P1	2	182
$\Delta x$ P1 - PT	20	2

Figura 95: Spostamenti di interpiano calcolati

In ultimo, partendo dai seguenti valori dell'azione sismica di riferimento:

$$q = 2,25 \quad F0 = 2,422 \quad S = 1,423 \quad a_{g,Rif} = 0,190g$$

e dopo aver calcolato le seguenti accelerazioni corrispondenti alle deformazioni dei piani:

5) Valutazione dell'accelerazione corrispondente alla deformazione ultima del piano

	Direzione	
	X	Y
	g	g
$PGA_{def. ult. copertura - P1}$	1	111
$PGA_{def. ult. P1 - PT}$	12	1

Figura 96: Accelerazioni ai piani

è stata eseguita la verifica prevista dalle norme:

$$PGA_{Def.Ult.} > PGA_{Rif}$$

dove:

$$PGA_{Def.Ult.} = \min PGA_{Def.Ult.} \text{ ai piani}$$

$$PGA_{Rif} = a_{g,Rif} \cdot PGA$$

In base ai risultati ottenuti la verifica risulta soddisfatta:

$$PGA_{Def.Ult.} = 1g > PGA_{Rif} = 0,2704g$$

## 9.6 MECCANISMI DI COLLASSO LOCALE

### 9.6.1 Individuazione dei maschi murari

Nelle Figure seguenti sono stati individuati i maschi murari che saranno oggetto di studio per quanto riguarda i meccanismi locali.

In particolare si indicano con:

- RS i maschi per i quali è stata eseguita una verifica a ribaltamento, considerata l' assenza di collegamenti efficaci in sito, verificando l'intero maschio dalla base alla sommità dell' edificio;
- FV i maschi per i quali è stata eseguita una verifica a flessione verticale, avendo appurato in sito la presenza di collegamenti efficaci e quindi è stato necessario verificare separatamente i maschi del primo e del secondo piano.

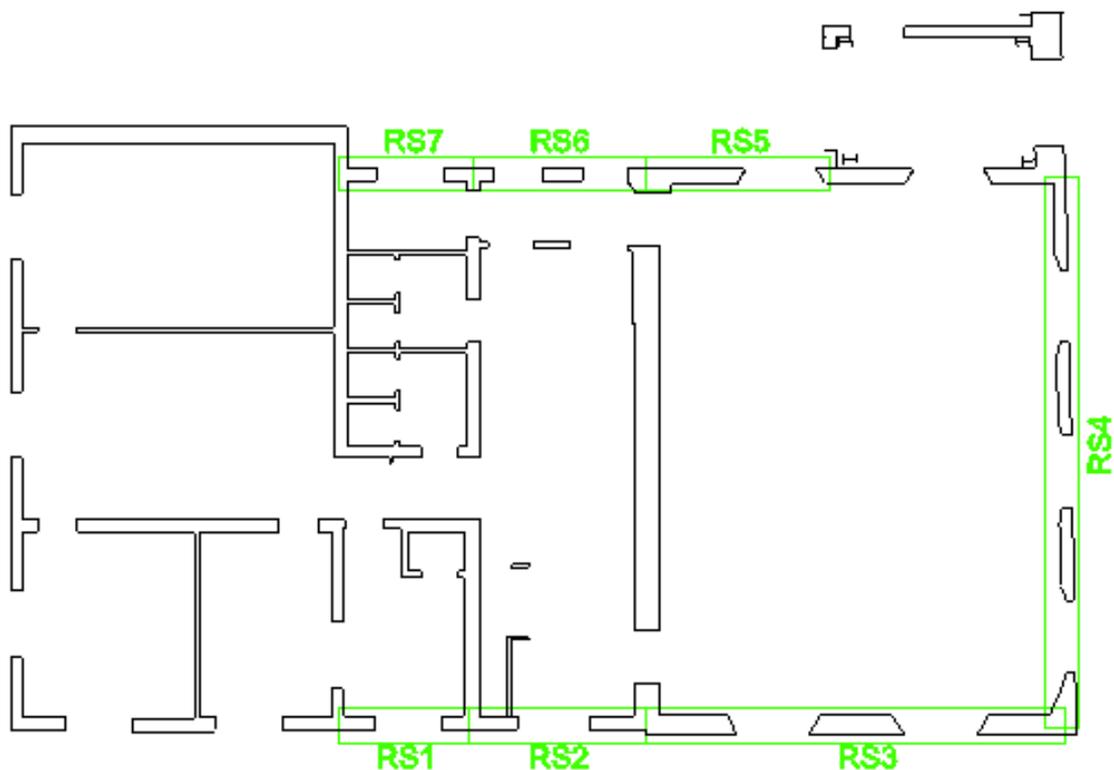


Figura 97: Maschi murari RS

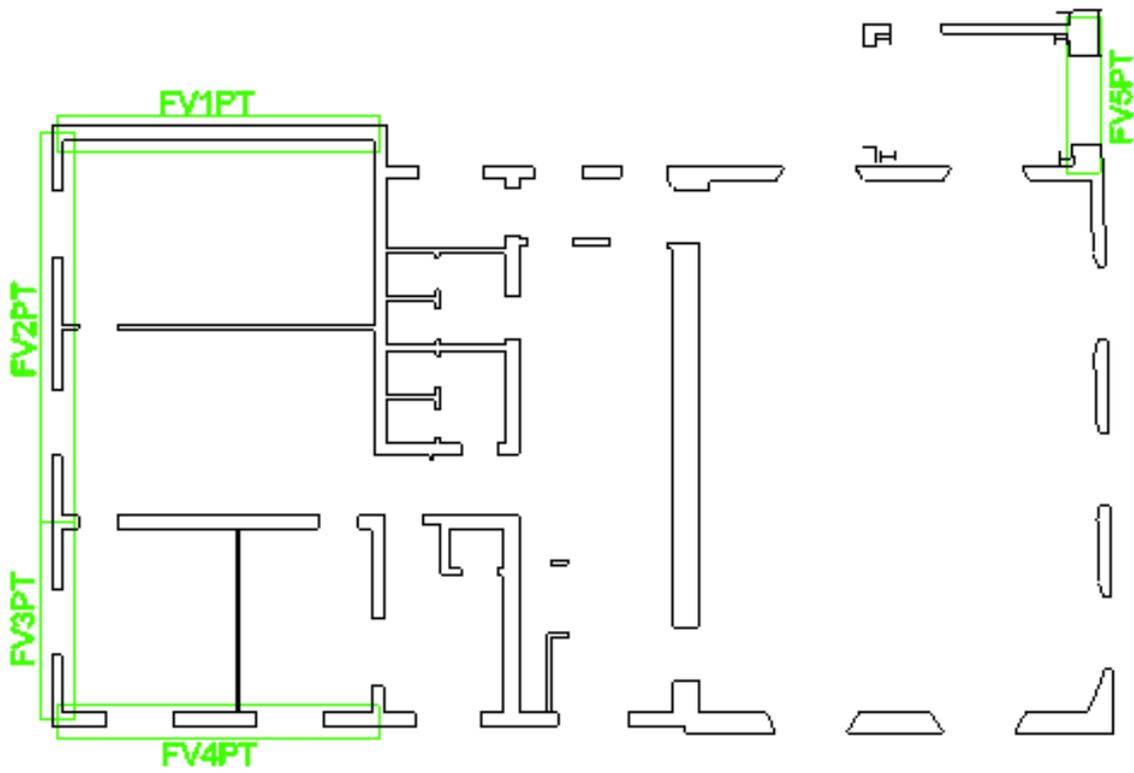


Figura 98: Maschi murari FV piano terra

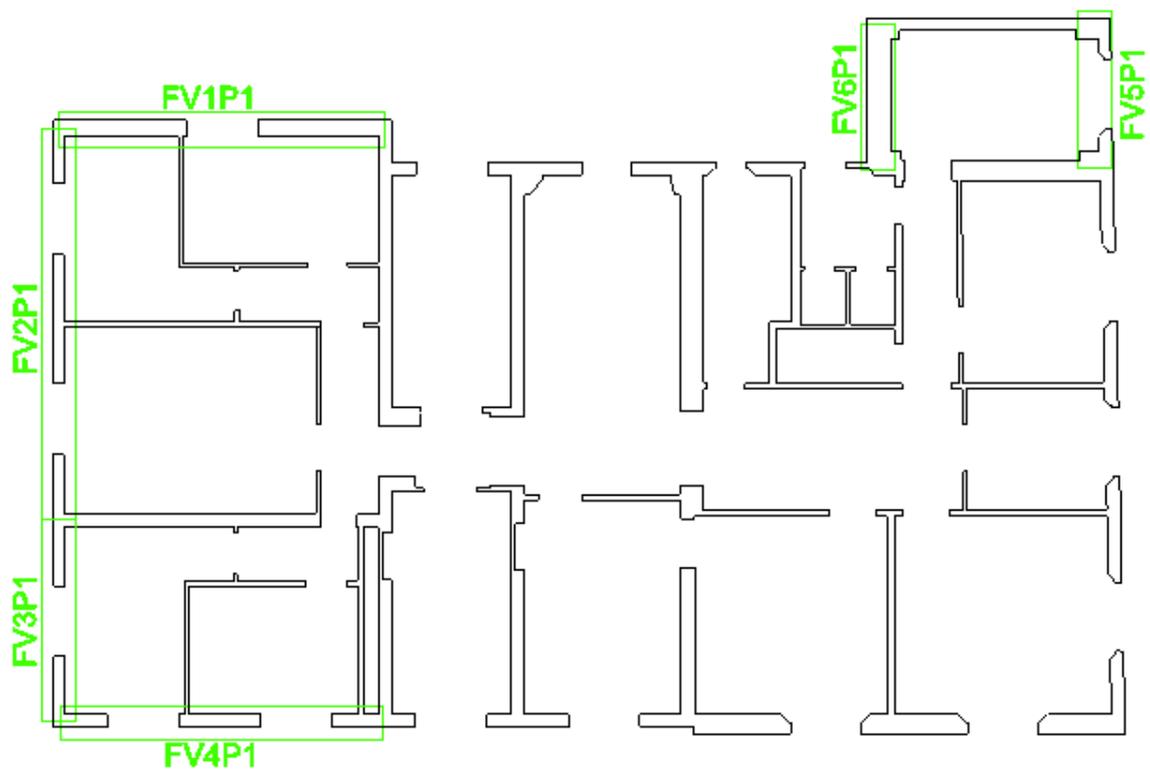


Figura 99: Maschi murari FV piano primo

### 9.6.2 Definizione dei carichi

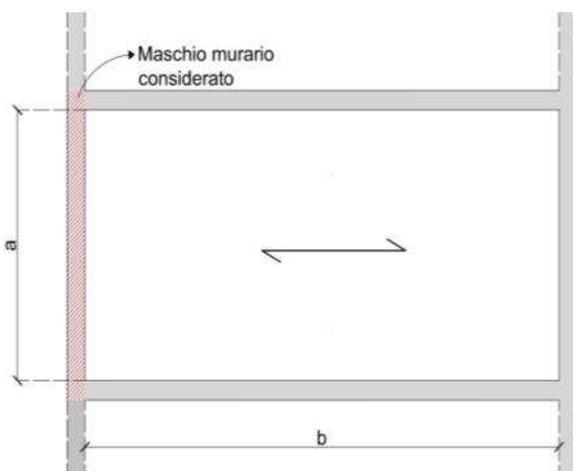
Riprendendo i dati già visti nel *paragrafo 4.4* si deducono i carichi per unità di superficie per ciascun tipo di solaio, nella combinazione per ricavare la massa sismica, ossia:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

<b>Tabella 13</b>	Tipologia di solaio	Permanenti ( kg/m <sup>2</sup> )	Permanenti non strutturali ( kg/m <sup>2</sup> )	Variabili ( kN/m <sup>2</sup> )	Totale Combinazione Sismica ( kg/m <sup>2</sup> )
1	Solai in latero-cemento	310	230	300 (uffici)	630
2	Solai lignei di piano con volta finta	220	230	300 (uffici)	540
3	Solai lignei di copertura con volta finta	60	170	120 (neve)	266
4	Scale	600	200	400 (affollamento)	920

Per quanto riguarda i modi in cui un solaio può scaricare su un setto murario, sono stati individuati i seguenti casi:

#### Solaio che scarica sul maschio murario considerato:



Peso del solaio agente sul maschio murario:

$$q_v = p \cdot \frac{b}{2} \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

$$F_V = P_{si} = p \cdot \frac{bl}{2} [kN]$$

Solaio che scarica sui muri ortogonali a quello considerato:

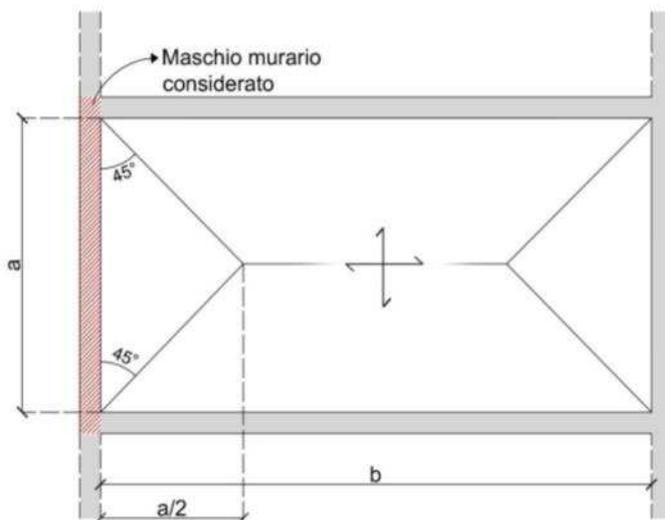
Non è stato considerato nessun peso derivante dai solai.

Peso del solaio agente sul maschio murario:

$$q_V = 0 \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad F_V = P_{Si} = 0$$

Solaio di copertura

Sono stati calcolati i pesi derivanti dalla copertura considerando la reale area d'influenza delle falde di copertura



Peso del solaio agente sul maschio murario:

$$q_V = \frac{pa}{4} \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

$$F_V = \frac{pal}{4} [kN]$$

### 9.6.3 Risultati delle verifiche

Si riassumono nella seguente tabella le accelerazioni minime ( $a_{g,SLV}$ ) e i fattori di sicurezza (FS) relativi a ciascun maschio murario considerato ottenuti come:

$$FS = \frac{a_{g,min}}{a_{g,Rif}}$$

Tabella 14	Tipo meccanismo	$a_{g,SLV}$	$a_{g,RIFERIMENTO}$	FS	Verifica
RS1	Ribaltamento	0,014	0,19	0,074	NON Verificato
RS2	Ribaltamento	0,013	0,19	0,068	NON Verificato
RS3	Ribaltamento	0,022	0,19	0,116	NON Verificato
RS4	Ribaltamento	0,013	0,19	0,068	NON Verificato
RS5	Ribaltamento	0,013	0,19	0,068	NON Verificato
RS6	Ribaltamento	0,014	0,19	0,074	NON Verificato
RS7	Ribaltamento	0,013	0,19	0,068	NON Verificato
FV1PT	Flessione verticale	0,327	0,19	1,721	Verificato
FV2PT	Flessione verticale	0,247	0,19	1,300	Verificato
FV3PT	Flessione verticale	0,221	0,19	1,163	Verificato
FV4PT	Flessione verticale	0,278	0,19	1,463	Verificato
FV5PT	Flessione verticale	0,23	0,19	1,211	Verificato
FV1P1	Flessione verticale	0,056	0,19	0,295	NON Verificato
FV2P1	Flessione verticale	0,065	0,19	0,342	NON Verificato
FV3P1	Flessione verticale	0,05	0,19	0,263	NON Verificato
FV4P1	Flessione verticale	0,056	0,19	0,295	NON Verificato
FV5P1	Flessione verticale	0,052	0,19	0,274	NON Verificato
FV6P1	Flessione verticale	0,063	0,19	0,332	NON Verificato

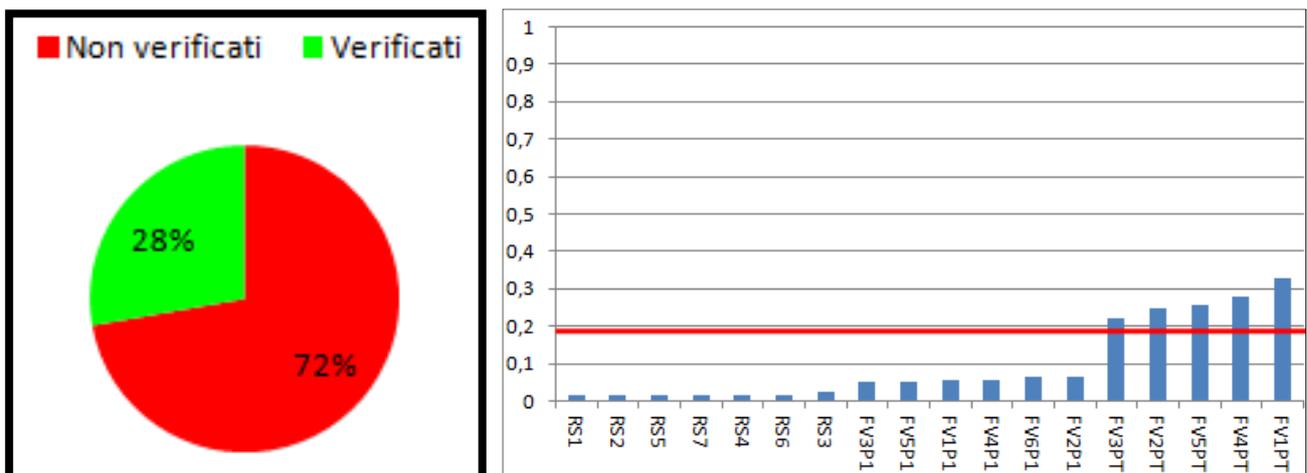


Figura 100: Percentuali dei meccanismi locali verificati e non verificati

#### **9.6.4 Osservazioni**

Si è deciso di considerare per i maschi murari nei quali erano assenti cordoli di piano la condizione più sfavorevole, assenza di collegamenti efficaci e nei maschi in corrispondenza dei quali sono presenti cordoli la condizione più favorevole, presenza di collegamenti efficaci.

Osservando i risultati si evince che la totalità dei maschi murari RS e FVP1 non è verificata, mentre sono verificati i maschi FVPT.

Il risultato per gli RS è del tutto normale essendo valida, in questo caso, l'ipotesi di facciata semplicemente appoggiata il cui ribaltamento è impedito dai soli pesi gravanti su di essa.

Per quanto riguarda il meccanismo di FV ad un piano l'ipotesi di collegamento efficace tra solai e pareti fa sì che quasi la metà dei maschi analizzati risulti verificata.

## 10. VULNERABILITA' NON QUANTIFICABILI

Fra le vulnerabilità non quantificabili si segnalano:

- la presenza di scaffali non ancorati nei locali biblioteca;
- l' impianto di illuminazione del locale biblioteca ancorato tramite catene al soffitto ed esposto al rischio di oscillare e sbattere negli scaffali e nei muri circostanti al verificarsi di un evento sismico.



*Figura 101: Vulnerabilità non quantificabili*

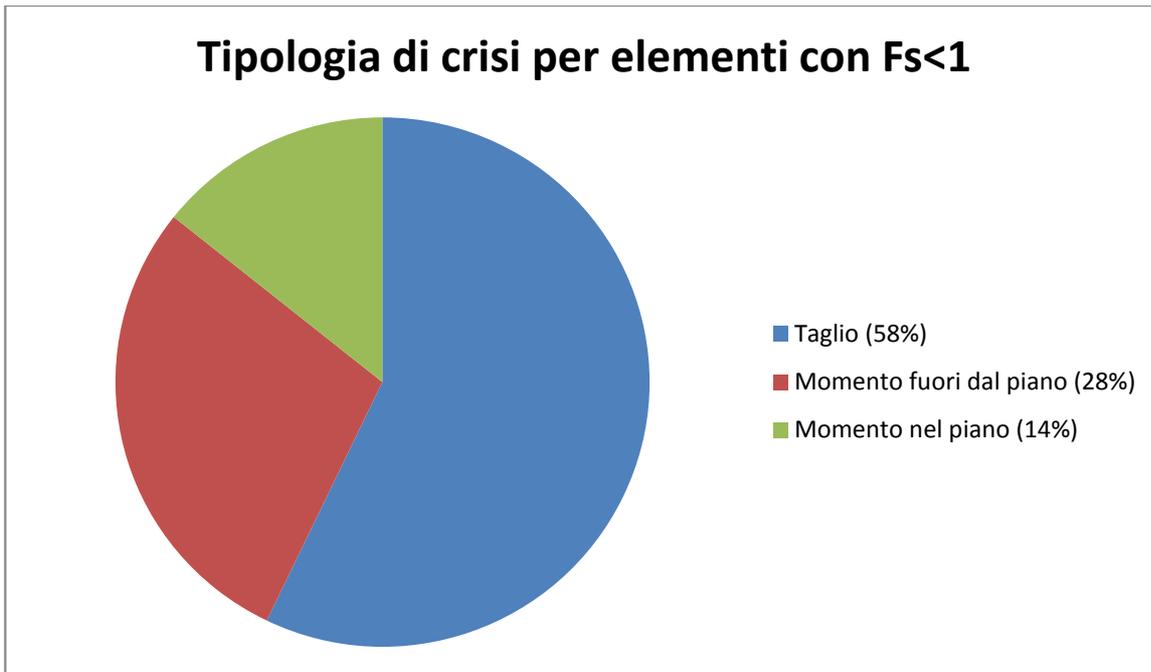
## CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state descritte la metodologia e i risultati relativi alle verifiche di vulnerabilità sismica dell' edificio sito in via San Giacomo 3 condotte nell'ambito della convenzione tra Area dell'Ufficio Edilizia e Logistica (AUTC) e Dipartimento di Ingegneria Civile, dei Materiali e Ambientale (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum (Università di Bologna) intitolata "*Verifiche di vulnerabilità sismica del patrimonio immobiliare dell'Università di Bologna*".

In particolare nella prima parte è stata descritta la metodologia adottata nel condurre le verifiche di vulnerabilità sismica delle strutture in muratura, con particolare riferimento alla metodologia messa a punto specificamente per l'edificio in questione con l'obiettivo di valutare la vulnerabilità dell'immobile durante un sisma; mentre nella seconda parte sono stati riportati i principali risultati ottenuti considerando le seguenti ipotesi e coefficienti di sicurezza:

- per quanto attiene la definizione delle resistenze dei materiali (resistenze di progetto) utilizzate per la valutazione della capacità degli elementi, si è fatto riferimento ai valori medi ottenuti a partire dalle prove sperimentali effettuate su campioni di mattoni e malta, adottando:
  - un fattore di confidenza  $FC=3,5$ , corrispondente al livello di conoscenza LC1, (Conoscenza Limitata);
  - un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a  $\gamma_m = 3$ ;
- per quanto riguarda la valutazione delle sollecitazioni nell'ambito dell'analisi del comportamento globale della struttura è stato utilizzato un fattore di struttura pari a  $q = 2.25$ , mentre per l'analisi dei meccanismi locali di collasso è stato utilizzato un fattore di struttura pari a  $q = 1$ .

Dalle verifiche condotte con un foglio di calcolo di Excel, partendo dal valore delle tensioni nelle varie sezioni significative della struttura fornite dal programma di calcolo SAP2000 e calcolando poi tramite un altro foglio di Excel le relative azioni/sollecitazioni, è emerso che allo Stato Limite di Esercizio tutte le sezioni risultano verificate, mentre allo Stato Limite di salvaguardia della Vita 7 maschi murari, cioè il 9% delle sezioni, risulta non verificato.



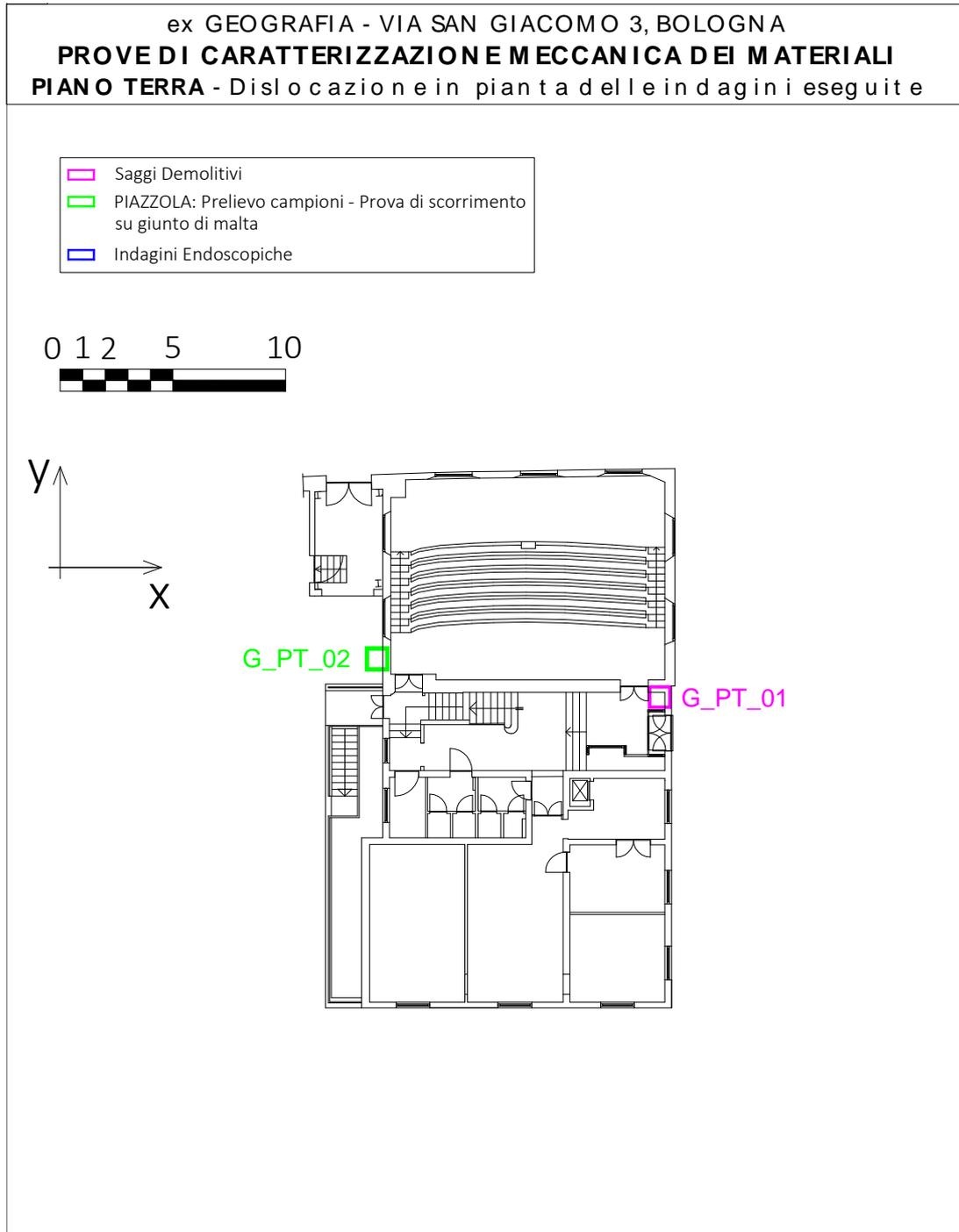
*Figura 102: tipologia di crisi per meccanismi locali con  $F_s < 1$*

Come si osserva dal grafico di *Figura 102* la maggior parte dei maschi murari non verificati (4 su 7) risultano soggetti ad una crisi per taglio, secondo l'esperienza questo è il meccanismo che avviene più frequentemente nelle costruzioni in murature semplici.

# ALLEGATI

## A. RISULTATI PROVE VULNERABILITA' SISMICA UNIBO EX GEOGRAFIA – Via San Giacomo 3, Bologna

Di seguito è riportata la relazione sulle prove svolte nell' edificio Ex-Geografia, redatta da membri del CIRI-Edilizia e Costruzioni, la ditta che ha materialmente svolto le prove.



ex GEOGRAFIA - VIA SAN GIACOMO 3, BOLOGNA  
**PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**  
**PIANO PRIMO** - Dislocazione in pianta delle indagini eseguite

-  Saggi Demolitivi
-  PIAZZOLA: Prelievo campioni - Prova di scorrimento su giunto di malta
-  Indagini Endoscopiche

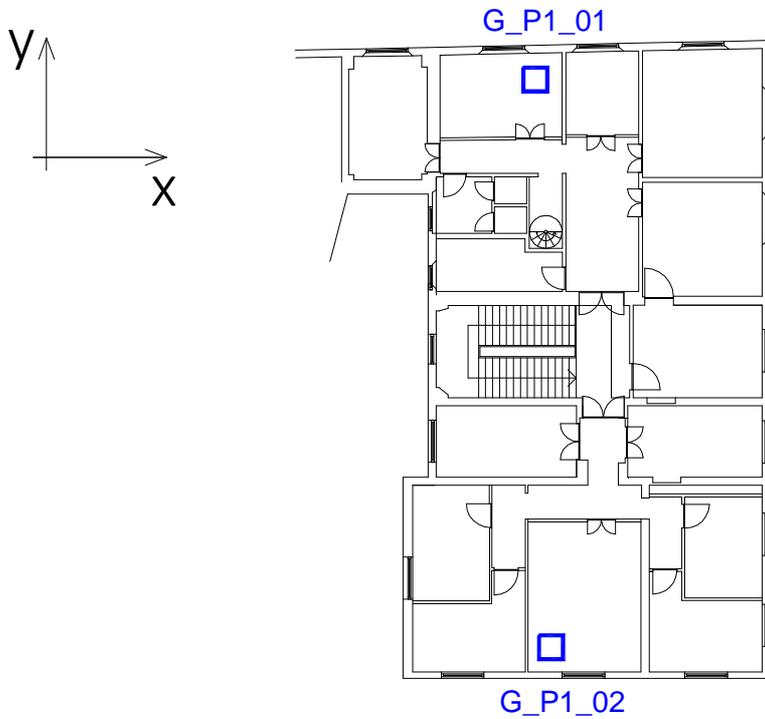


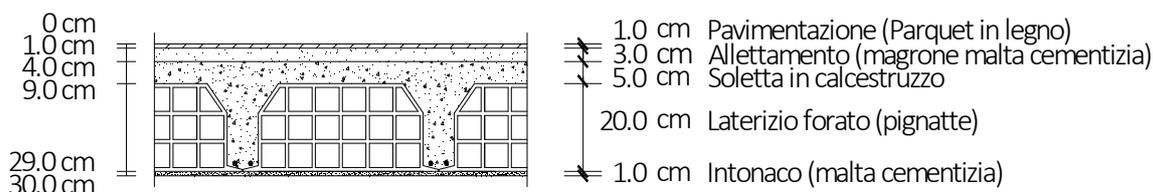
Figura 103: Ubicazione prove in sito

## A.1 Endoscopie

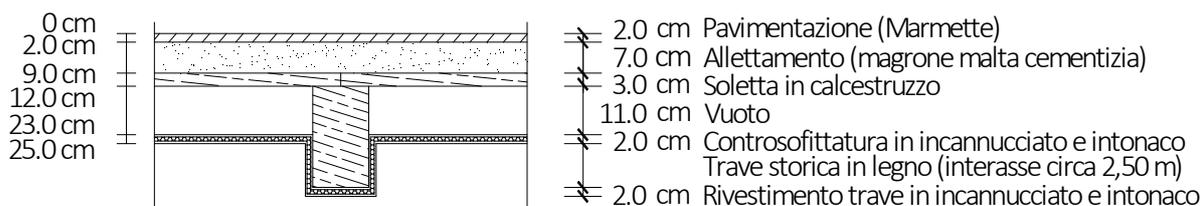
Operativamente si è realizzato un foro passante nel solaio del diametro di 16 mm, nel quale è stata inserita la sonda. La zona ispezionata viene illuminata tramite un fascio di fibre ottiche ed attraverso una videocamera integrata allo strumento si registrano le immagini alle diverse quote di solaio. In totale sono state eseguite 2 indagini endoscopiche.

### *Ex Geografia - Università di Bologna*

#### G\_P1\_01 - Solaio in latero-cemento

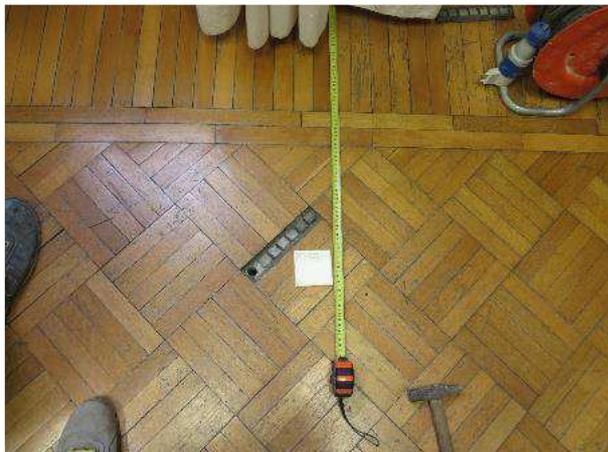


#### G\_P1\_02 - Solaio in legno



G\_P1\_01 (INGRESSO FORO)

G\_P1\_02 (INGRESSO FORO)



G\_P1\_02 (USCITA FORO E TRAVI LIGNEE IN ALTEZZA)



*Figura 104: Fori endoscopie*

G\_P1\_01 (vista verticale)



0 cm

5 cm

10 cm



15 cm

20 cm

25 cm



30 cm

G\_P1\_02 (vista verticale)



0 cm

5 cm

10 cm



Figura 105: Immagini endoscopie

## RIASSUNTO PROVE DI LABORATORIO

Elemento	Piano	Prova di compressione giunto inclinato	Prova doppio punzonamento su malta	Prova di compressione sui laterizi
G_PT_02	Terra	3	6	11
<b>TOT campioni</b>		<b>3</b>	<b>6</b>	<b>11</b>

### A.2 Prova di scorrimento giunto (G\_PT\_02)

In accordo con la ASTM C 1531-09[1]. Tale prova consiste nella misura della forza necessaria a far scorrere orizzontalmente un mattone in laterizio rispetto alle file di mattoni sottostanti e soprastanti, producendo così la rottura dei corrispondenti giunti di malta orizzontale. In generale, questa tipologia di prova è in grado di fornire indicazioni attinenti alla resistenza a taglio della muratura provata. La preparazione del set-up di prova consiste nella rimozione dell'intonaco e di due mattoni, che precedono e seguono quello oggetto di prova. La forza di scorrimento viene generata mediante martinetto idraulico opportunamente collocato in una delle cavità realizzate. La misura della forza si ottiene moltiplicando la pressione idraulica, letta attraverso un manometro (sensibilità 10 bar), per una adeguata costante di conversione. Per la valutazione degli spostamenti orizzontali, sono stati posizionati due comparatori centesimali parallelamente alla direzione di spinta. Essi forniscono lo spostamento relativo tra il mattone oggetto della prova e i corsi di mattoni superiore e quello tra il mattone dietro il martinetto e i corsi di mattoni superiori, come mostrato nel set-up di prova di *Figura 106*, la seconda misura viene presa nella

inusuale ipotesi che la crisi si manifesti in seguito allo scorrimento del mattone di contrasto invece che di quello oggetto di prova.

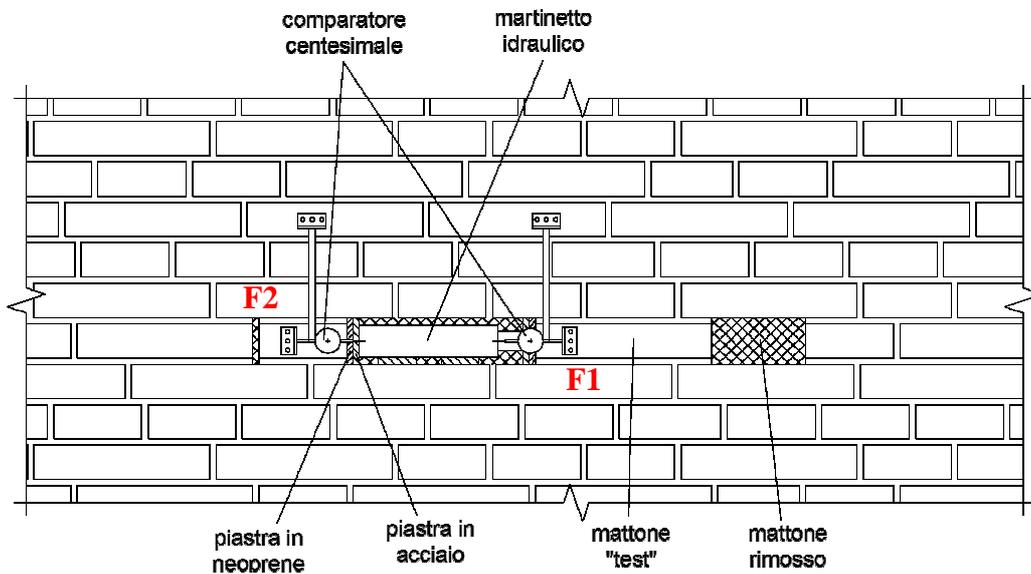


Figura 106: Prove di scorrimento su giunto di malta-Set-Up terminale

Per ogni prova, è stata calcolata la corrispondente tensione tangenziale  $\tau_i$  massima a partire dalla forza orizzontale esercitata dal martinetto  $F_{app,i}$  che ha portato allo scorrimento del giunto:

$$\tau_i = \frac{F_{app}}{A_i}$$

dove  $A_i$  è la somma dell'area dei giunti orizzontali superiore ed inferiore del mattone  $i$ -esimo considerato. Parallelamente, è stata anche valutata la tensione verticale agente sul mattone oggetto di prova, attraverso la modellazione agli elementi finiti dell'edificio in esame e previa analisi dei carichi; tale valutazione delle tensioni verticali è eseguita a carico del DICAM. A partire dai valori misurati in termini di tensione tangenziale e da quelli forniti in termini di tensione verticale, viene indicata la resistenza a taglio secondo il modello di Mohr-Coulomb:

$$\tau_i = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_v$$

dove  $\sigma_v$ ,  $\tau_0$  e  $\tau_i$  sono la tensione verticale, la tensione tangenziale resistente in assenza di tensione normale e il coefficiente di attrito, rispettivamente.

## LAYOUT DI PROVA

INIZIO PROVA



FINE PROVA



Figura 107: Immagini prova a taglio

## RISULTATI

Piazzola	b [cm]	l [cm]	h [cm]	Atrasv [cm <sup>2</sup> ]	Fapp [N]	$\sigma$ [MPa]	$\tau$ [MPa]
G_PT_02	13	28.5	5	370.5	28439	0.27	0.38

(la “sigma” è stata ottenuta da modellazione FEM a cura del DICAM, le dimensioni “b”, “l”, “h” si riferiscono alle dimensioni del mattone scorso)

### A.3 Carotaggi su muratura (G\_PT\_02)



Figura 108: Immagini carotaggi

Si sono eseguiti 5 carotaggi con carotatrice meccanica lubrificata ad acqua, su 3 carote si sono eseguite prove di compressione con giunto di malta inclinato ( $45^\circ$   $50^\circ$   $55^\circ$ ), mentre dalle restanti 2 carote si è prelevata la malta per le prove di doppio punzonamento. Dai mattoni estratti per eseguire la prova di scorrimento giunto si sono ricavate le carote di laterizio.

### A.4 Prove di laboratorio sulle malte (double-punch test)

I provini sono stati infine rotti a compressione per doppio punzonamento utilizzando due punzoni circolari di diametro 20 mm, secondo il metodo proposto da Henzel e Karl: "double punch test"<sup>[2]</sup>.

Nome Provino	Spessore giunto di malta				Carico [N]	$f_{dp}$ [MPa]	
	$s_1$ [mm]	$s_2$ [mm]	$s_3$ [mm]	$s_M$ [mm]			
G_PT_02	(1)	10.20	10.10	10.15	10.15	392	1.25
	(2)	7.40	7.30	7.50	7.40	1814	<b>5.77</b>
	(3)	12.65	12.50	12.00	12.38	441	1.40
	(4)	10.50	10.55	10.45	10.50	588	1.87
	(5)	12.35	12.40	12.30	12.35	441	1.40
	(6)	13.85	13.80	13.75	13.80	343	<b>1.09</b>



Figura 109: carote prima e dopola prova

### A.5 Prove di laboratorio su laterizi (prova di compressione assiale)

Da ogni mattone prelevato in situ, si sono ricavati almeno due provini cilindrici, cercando comunque di ricavarne il maggior numero possibile. Dopo la rettifica delle facce, i provini sono stati testati a compressione secondo la norma UNI EN 772-1[3].

Nome Provino	Altezza [mm]				Diametro [mm]				Area [mm <sup>2</sup> ]	Carico [KN]	f <sub>b</sub> [MPa]	
	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>M</sub>	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>M</sub>				
G_PT_02	(1)	49.86	49.85	49.83	49.85	49.75	49.80	49.78	49.78	1946	33.83	<b>17.39</b>
	(2)	48.78	48.80	48.75	48.78	49.70	49.73	49.75	49.73	1942	49.52	25.50
	(3)	46.28	46.30	46.32	46.30	49.68	49.75	49.77	49.73	1943	50.50	26.00
	(4)	49.53	49.50	49.55	49.53	49.77	49.70	49.75	49.74	1943	55.90	28.77
	(5)	50.13	50.15	50.10	50.13	49.80	49.81	49.78	49.80	1948	47.07	24.17
	(6)	47.90	47.88	47.91	47.90	49.75	49.77	49.80	49.77	1946	45.11	23.18
	(7)	49.79	49.80	49.78	49.79	49.76	49.78	49.75	49.76	1945	59.33	<b>30.50</b>
	(8)	48.56	48.60	48.58	48.58	49.77	49.80	49.75	49.77	1946	54.92	28.22
	(9)	48.22	48.25	48.30	48.26	49.80	49.75	49.77	49.77	1946	49.03	25.20
	(10)	49.98	49.95	49.96	49.96	49.73	49.75	49.78	49.75	1944	50.01	25.73
	(11)	49.20	49.22	49.25	49.22	49.76	49.80	49.77	49.78	1946	52.96	27.21



Nella trattazione statistica dei risultati sono stati esclusi il valore massimo e minimo ottenuti

## A.6 Prove di laboratorio sulle carote di muratura (prova di compressione diametrale)

Le carote, diametro  $\phi=100\text{mm}$ , estratte integre dalle porzioni di muratura, sono state tagliate in modo tale da fornire campioni cilindrici di altezza almeno pari al diametro,  $h \geq \phi$ , per valutare la resistenza a taglio della muratura. Si sono quindi ottenuti 3 provini provati mediante prova di compressione diametrale (brasiliiana) con giunto di malta inclinato a  $45^\circ$ ,  $50^\circ$  e  $55^\circ$  rispetto all'orizzontale, in modo da applicare diversi rapporti tra tensione normale e tangenziale sul letto di malta al momento della crisi, tale possibilità non è consentita nelle prove di scorrimento del giunto di malta eseguite in situ.

nome provino	Altezza (mm)				D (mm)				Area ( $\text{mm}^2$ )	Carico (N)	$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	angolo ( $^\circ$ )
	$h_1$	$h_2$	$h_3$	$h_m$	$d_1$	$d_2$	$d_3$	$d_m$					
G_PT_02 (E)	136.31	136.06	137.2	136.52	94.28	90.96	94.47	93.24	12729	7355	0.41	0.41	45
G_PT_02 (B)	135.21	135.26	135.52	135.33	94.78	94.72	92.55	94.02	12723	8238	0.42	0.50	50
G_PT_02 (D)	136.48	137.52	136.83	136.94	94.38	94.13	93.55	94.02	12875	3923	0.17	0.25	55

45° PRIMA



45°DOPO



50° PRIMA



50°DOPO



55° PRIMA



55°DOPO



Figura 110: prove di compressione diametrale

## A.7 Risultati sulla muratura (scheda riepilogativa)

PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA																				
EX GEOGRAFIA																				
Risultati <u>PROVE DI COMPRESSIONE LATERIZI</u>																				
<b>Nome Provino</b>	<b>f<sub>bm,i</sub> [Mpa]</b>	<b>f<sub>b,M</sub> [Mpa]</b>	<b>Dev. St [Mpa]</b>	<b>f<sub>bN,M</sub> [Mpa]</b>																
G_PT_02	26.00	26.00	1.81	<b>17.68</b>																
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><math>f_{bN,M} = f_{b,M} * \delta * \zeta</math></td> <td><math>f_{bm,i}</math></td> <td>Resistenza a compressione media dei laterizi della Piazzola i-esima.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">δ</td> <td style="text-align: center;">0.85</td> <td><math>f_{bN,M}</math></td> <td>Resistenza a compressione <i>media normalizzata</i> dei laterizi.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">ζ</td> <td style="text-align: center;">0.80</td> <td>δ</td> <td>Fattore di forma.</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>ζ</td> <td>Condizionamento provini.</td> </tr> </table>					$f_{bN,M} = f_{b,M} * \delta * \zeta$		$f_{bm,i}$	Resistenza a compressione media dei laterizi della Piazzola i-esima.	δ	0.85	$f_{bN,M}$	Resistenza a compressione <i>media normalizzata</i> dei laterizi.	ζ	0.80	δ	Fattore di forma.			ζ	Condizionamento provini.
$f_{bN,M} = f_{b,M} * \delta * \zeta$		$f_{bm,i}$	Resistenza a compressione media dei laterizi della Piazzola i-esima.																	
δ	0.85	$f_{bN,M}$	Resistenza a compressione <i>media normalizzata</i> dei laterizi.																	
ζ	0.80	δ	Fattore di forma.																	
		ζ	Condizionamento provini.																	
Risultati <u>PROVE DI DOPPIO PUNZONAMENTO SULLE MALTE</u>																				
<b>Nome Provino</b>	<b>sp giunto [mm]</b>	<b>f<sub>dpm,i</sub> [Mpa]</b>	<b>f<sub>dp,M</sub> [Mpa]</b>	<b>Dev. St [Mpa]</b>																
G_PT_02	10.66	1.48	<b>1.48</b>	0.27																
$f_{dpm,i}$ Resistenza a doppio punzonamento media del giunto di malta della Piazzola i-esima. $f_{dp,M}$ Resistenza a doppio punzonamento <i>media</i> del giunto di malta.																				
RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE e MODULO ELSTICO secondo l' <b>Eurocodice 6 del 2002</b>																				
$f_k = K \cdot f_{bN,M}^\alpha \cdot f_{dp,M}^\beta$ $E = 1000 \cdot f_k$		<table border="1" style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><b>f<sub>k</sub> [Mpa]</b></td> <td style="text-align: center;"><b>E [Mpa]</b></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><b>4.62</b></td> <td style="text-align: center;"><b>4623</b></td> </tr> </table>			<b>f<sub>k</sub> [Mpa]</b>	<b>E [Mpa]</b>	<b>4.62</b>	<b>4623</b>												
<b>f<sub>k</sub> [Mpa]</b>	<b>E [Mpa]</b>																			
<b>4.62</b>	<b>4623</b>																			
K	0.55																			
α	0.7																			
β	0.3																			
RESISTENZA MEDIA A TAGLIO DELLA MURATURA IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI																				
Muratura portante → dalle prove di compressione diagonale <b>f<sub>vM0</sub>=0.13 Mpa</b>																				

## A.8 Saggio demolitivo

E' stato eseguito un solo saggio demolitivo (G\_PT\_01), il quale ha portato alla luce la presenza di una muratura portante in laterizi pieni e malta di calce la quale, nell'innesto d'angolo tra due murature ortogonali, ha presentato un buon ammorsamento.

G\_P1\_02



*Figura 111: saggio demolitivo*

## A.9 Bibliografia

- [1] ASTM C1531-09: "In situ measurement of masonry mortar joint shear strength index";
- [2] Henzel J., Karl S.: "Determination of strength of mortar in the joints of masonry by compression tests on small specimens", Darmstadt Concrete 2 (1987) 123-136;
- [3] Norma Europea UNI EN 772-1, "Metodi prova per elementi di muratura - Determinazione della resistenza a compressione", 2011;
- [4] Eurocode 6 – Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures.
- [5] Norma Europea UNI EN 772-1, "Metodi prova per elementi di muratura - Determinazione della resistenza a compressione", 2011.

## B. TABULATI DI CALCOLO

### B.1 Caratteristiche dei materiali

Caratteristiche del materiale	Materiale 1	
$f_m$ (da prove)	4,62	N/mm <sup>2</sup>
$f_{vm0}$ (da prove)	0,13	N/mm <sup>2</sup>
Fc	1,35	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_m$	3,00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{vd0}$ (da normativa)	0,08	N/mm <sup>2</sup>
$f_{td}$ (da normativa)	0,12	N/mm <sup>2</sup>
$f_d$ (da normativa)	1,67	N/mm <sup>2</sup>

### B.2 Proprietà delle sezioni

TABLE: Area Section Properties						
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
SEZIONE 28	Muratura Piena	0	Shell	Shell-Thin	0,28	0,28
SEZIONE 42	Muratura Piena	0	Shell	Shell-Thin	0,42	0,42

### B.3 Sollecitazioni dei maschi murari studiati

Statica per sisma						
Area	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	kN	kN	kN	KN-m	KN-m	KN-m
X0sec01	8,045	2,253	99,237	1,1194	10,4515	1,1715
X0sec02	3,442	0,032	133,028	0,13	3,7179	0,0018
X0sec03	0,5	2,737	138,486	1,3616	1,0362	0,0159
X0sec04	5,661	1,982	95,809	0,8318	14,2017	0,2502

X0sec05	8,004	3,563	261,113	1,956	40,7148	0,0139
X0sec06	2,554	0,056	210,635	0,1838	3,1916	0,0334
X0sec07	10,981	4,021	182,918	2,7732	22,4629	2,8973
X0sec08	0,49	0,146	31,151	0,0685	0,006	0,0166
X0sec09	3,535	0,074	276,853	0,0453	10,9901	0,2293
X0sec10	0,928	1,258	32,999	0,4782	0,7617	0,0854
X0sec11	1,892	1,41	108,816	0,6389	4,3188	1,0425
X0sec12	1,221	1,625	123,087	0,7918	2,707	1,1452
X0sec13	7,419	0,484	55,464	0,2065	4,6631	0,3074
X0sec14	1,571	1,087	71,111	0,6082	1,4934	0,0233
X0sec15	1,696	0,147	76,097	0,2463	2,4012	0,0311
X0sec16	1,165	0,558	185,095	0,6335	27,8905	0,177
X0sec17	2,014	0,063	156,553	0,1547	40,8979	0,0225
X0sec18	10,195	0,875	114,332	0,4767	9,8329	0,6695
X0sec19	4,282	0,088	78,827	0,0102	1,7766	0,1113
X0sec20	1,511	0,442	63,14	0,1943	1,5941	0,0975
X0sec21	1,415	1,331	217,66	0,825	17,024	1,8759
X1sec01	0,977	0,063	38,315	0,0266	1,0635	0,0212
X1sec02	0,651	0,006557	51,391	0,0102	0,1341	0,0136
X1sec03	0,587	0,046	48,65	0,005	0,7018	0,0161
X1sec04	0,149	0,027	34,065	0,0242	3,1828	0,0074
X1sec05	0,255	0,104	105,328	0,2795	27,289	0,0441
X1sec06	1,138	0,017	95,554	0,0678	1,1069	0,065
X1sec07	1,124	0,223	78,515	0,1559	2,8125	0,2223
X1sec08	3,03	0,004218	153,65	0,0508	175,5488	0,0069
X1sec09	0,595	0,487	47,737	0,2113	3,2549	0,1208
X1sec10	0,589	0,037	32,626	0,0294	1,5599	0,0948
X1sec11	0,458	0,115	30,683	0,039	0,7812	0,0449
X1sec12	1,167	0,333	32,19	0,1358	1,6799	0,1195
X1sec13	0,155	0,011	21,997	0,016	0,6894	0,0052
X1sec14	1,121	0,033	46,65	0,0032	4,9759	0,0299
X1sec15	2,312	0,047	44,856	0,0868	6,0477	0,0142
X1sec16	0,826	0,026	37,242	0,042	3,3628	0,0303
X1sec17	1,826	0,747	41,45	0,1672	4,5934	0,2546
X1sec18	10,518	0,158	139,752	0,1164	36,0393	1,1948
X1sec19	4,282	0,088	78,827	0,0102	1,7766	0,1113
X1sec20	4,761	0,021	78,541	0,1079	2,166	0,0244
X1sec21	2,387	0,387	123,712	0,5063	72,7336	0,6379
Y0sec01	2,341	7,169	99,417	10,1165	1,1786	1,2196
Y0sec02	0,763	3,451	191,737	4,9158	0,5265	0,0265
Y0sec03	0,023	3,265	185,269	2,2547	0,1005	0,0036
Y0sec04	1,547	7,909	85,935	8,0987	0,7428	0,7743
Y0sec05	0,014	3,863	70,027	2,2521	0,016	0,0217
Y0sec06	1,344	3,453	142,877	1,3748	0,8147	0,9938

Y0sec07	5,242	1,777	420,56	348,6167	2,7886	0,9449
Y0sec08	1,897	0,098	264,901	9,3737	1,018	1,6437
Y0sec09	0,347	3,653	175,661	3,0803	0,4096	0,3306
Y0sec10	0,047	1,48	114,946	2,0277	0,0411	0,0888
Y0sec11	0,056	0,361	37,924	0,4768	0,1061	0,0214
Y0sec12	2,133	0,683	86,027	1,1544	0,9796	0,5667
Y0sec13	0,392	2,287	742,812	158,5108	0,8028	0,525
Y0sec14	0,84	0,568	34,956	0,1088	0,3428	0,1287
Y0sec15	2,142	0,309	58,985	4,1953	0,9729	0,5523
Y0sec16	0,078	0,497	155,937	7,6831	0,2029	0,0746
Y0sec17	0,051	4,858	157,147	13,5494	0,1554	0,0355
Y0sec18	5,484	7,421	165,883	9,9528	2,6477	2,4167
Y0sec19	3,218	3,76	73,154	3,0026	1,4396	0,9697
Y1sec01	0,065	1,487	38,353	0,9132	0,0325	0,0606
Y1sec02	0,343	0,248	77,762	0,0589	0,2125	0,0052
Y1sec03	0,009209	0,698	77,552	1,1966	0,0109	0,0209
Y1sec04	0,000604	0,201	35,065	1,0524	0,0036	0,0057
Y1sec05	0,159	0,91	110,736	29,6213	0,0673	0,3752
Y1sec06	0,261	0,869	198,561	199,1075	0,000313	0,6805
Y1sec07	0,025	2,919	121,067	5,2797	0,048	0,4061
Y1sec08	0,04	2,949	160,501	117,0875	0,1018	0,4806
Y1sec09	0,021	14,893	111,509	34,7749	0,0156	0,0049
Y1sec10	0,001917	0,748	60,928	1,5045	0,0141	0,0127
Y1sec11	0,116	16,663	227,791	165,4769	0,1394	0,4691
Y1sec12	0,912	3,244	14,662	19,4816	0,2787	1,1607
Y1sec13	0,048	1,088	24,371	0,5216	0,0273	0,0022
Y1sec14	0,011	0,622	65,2	0,1101	0,0246	0,0146
Y1sec15	0,002747	0,719	65,117	0,3474	0,0471	0,0444
Y1sec16	0,24	2,178	73,059	30,3954	0,0694	0,0137
Y1sec17	0,324	0,35	22,498	0,702	0,1868	0,071

<b>S<sub>x</sub>+0,3S<sub>y</sub> ( SLV )</b>						
<b>Area</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>Text</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>
X0sec01	23,054	4,733	149,096	4,3126	27,3793	3,01
X0sec02	25,377	5,322	159,446	12,0887	29,8889	1,1333
X0sec03	24,191	7,793	197,066	5,3935	29,1497	1,46
X0sec04	20,28	5,715	141,731	2,956	35,6333	1,6421
X0sec05	55,59	9,55	335,221	13,2205	122,4239	20,1555
X0sec06	34,041	15,622	239,827	43,4164	43,2338	5,3876
X0sec07	36,017	11,039	263,29	16,9334	55,9088	12,727
X0sec08	6,435	2,394	51,594	1,2904	4,7201	1,2181

X0sec09	208,448	20,964	329,407	33,7668	468,4308	15,5161
X0sec10	10,241	4,147	59,407	2,0051	6,851	0,8003
X0sec11	45,598	5,128	157,699	3,8815	75,1545	3,7651
X0sec12	101,526	5,435	181,691	3,8336	140,2104	3,6772
X0sec13	26,594	2,467	85,71	1,4261	16,6321	1,1995
X0sec14	14,912	2,804	102,305	2,3565	13,2607	0,7016
X0sec15	16,839	2,022	97,12	3,5195	17,896	1,1629
X0sec16	56,014	3,045	221,051	7,0206	94,6598	11,8585
X0sec17	44,497	16,407	172,693	36,8484	91,5799	4,046
X0sec18	44,145	5,856	145,41	7,7909	37,722	3,6684
X0sec19	41,809	2,258	99,233	6,8429	28,0126	18,3799
X0sec20	32,334	7,644	174,793	17,6835	26,2461	5,0906
X0sec21	174,906	17,949	330,932	27,801	365,9587	21,3063
X1sec01	6,937	0,822	51,791	1,1852	3,8473	6,4199
X1sec02	10,203	3,048	60,913	3,3631	7,7123	3,3783
X1sec03	11,516	0,412	57,938	1,3423	10,1226	4,1738
X1sec04	10,151	0,499	41,791	0,8359	10,032	2,7227
X1sec05	27,247	2,944	126,205	5,2784	49,4327	38,1487
X1sec06	23,9	1,948	107,681	13,5477	19,403	14,9053
X1sec07	16,44	3,358	99,685	6,8736	10,7488	37,8237
X1sec08	135,617	17,941	224,205	9,2181	337,8309	74,1791
X1sec09	41,946	8,639	64,409	2,8996	57,4222	5,985
X1sec10	18,801	3,95	44,531	1,7748	10,8763	2,619
X1sec11	39,929	3,7	60,435	1,7008	29,1196	5,6367
X1sec12	41,854	3,56	67,014	1,7772	30,9525	5,92
X1sec13	9,48	0,374	32,237	0,7762	4,334	1,0847
X1sec14	25,096	1,024	58,706	1,0152	20,2907	6,3819
X1sec15	29,664	1,224	57,37	4,3995	21,1227	10,4623
X1sec16	23,403	1,688	44,181	5,8878	12,3737	8,1161
X1sec17	14,67	28,779	64,987	25,7069	13,5896	5,1999
X1sec18	92,184	15,017	160,432	21,7197	88,3149	15,9257
X1sec19	41,809	2,258	99,233	6,8429	28,0126	18,3799
X1sec20	43,486	0,973	105,489	2,5293	26,9554	17,0278
X1sec21	146,741	20	165,459	26,5674	287,2635	16,8294
Y0sec01	4,943	22,696	150,236	27,143	4,4407	2,815
Y0sec02	5,394	41,29	276,426	56,4912	9,0919	6,8422
Y0sec03	18,787	43,429	235,413	52,7885	44,8757	3,6828
Y0sec04	5,268	23,375	149,171	23,946	6,6918	2,9648
Y0sec05	2,524	23,444	84,194	17,4157	1,8836	1,0654
Y0sec06	8,837	44,982	210,004	67,9748	8,4814	4,6768
Y0sec07	29,924	131,786	681,473	1153,151	32,0716	54,7334
Y0sec08	9,582	81,236	366,292	176,0599	8,9948	9,0494
Y0sec09	9,338	60,039	330,54	83,7594	13,7294	9,137
Y0sec10	7,081	31,72	147,891	38,4284	10,1289	4,1187
Y0sec11	0,845	4,893	46,38	3,4106	1,104	0,5065

Y0sec12	11,341	9,791	100,571	9,2664	8,5929	7,1335
Y0sec13	105,389	199,707	782,54	600,391	328,3959	54,3692
Y0sec14	4,176	35,393	299,775	33,7579	2,2938	1,4294
Y0sec15	4,065	10,647	90,486	11,1596	2,6882	1,8595
Y0sec16	18,742	42,297	176,823	73,8777	40,4919	15,2786
Y0sec17	19,775	52,633	204,222	87,816	44,6854	13,6105
Y0sec18	12,622	51,99	232,587	78,9225	9,7085	11,7676
Y0sec19	17,559	19,336	188,142	17,8465	10,4995	12,1106
Y1sec01	0,718	9,131	50,246	5,0521	1,2656	5,0951
Y1sec02	1,775	22,865	132,381	19,099	4,3909	17,6391
Y1sec03	5,74	22,338	97,59	19,4351	18,6794	7,6277
Y1sec04	1,426	12,561	54,431	6,0446	2,2067	13,9845
Y1sec05	2,648	60,274	136,181	69,3127	2,7564	5,0802
Y1sec06	4,658	83,125	276,025	408,247	8,5051	15,8596
Y1sec07	2,222	61,133	143,591	36,2247	1,8504	3,9674
Y1sec08	4,457	77,819	226,905	262,8256	9,4078	11,8895
Y1sec09	7,415	66,56	129,295	78,3656	11,9165	53,2271
Y1sec10	21,146	10,598	64,614	13,0628	23,9315	4,6345
Y1sec11	14,103	105,346	255,162	246,5795	37,1922	197,5554
Y1sec12	13,348	13,371	25,978	34,48	1,3043	23,2352
Y1sec13	0,473	7,313	31,718	2,956	2,3519	7,6252
Y1sec14	2,415	20,352	78,29	16,3536	11,0484	29,4377
Y1sec15	2,726	26,115	74,079	20,5861	12,6455	24,423
Y1sec16	1,569	29,778	91,09	54,0193	4,6982	22,1475
Y1sec17	1,477	7,119	32,825	3,5179	2,5059	2,3313

<b>0,3 S<sub>x</sub>+S<sub>y</sub> ( SLV )</b>						
<b>Area</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>Text</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>
X0sec01	21,789	6,311	171,901	6,5289	26,9211	3,4411
X0sec02	22,564	6,826	170,183	20,6528	26,2158	1,4458
X0sec03	21,664	9,96	229,808	7,2045	25,493	2,1239
X0sec04	18,994	7,687	167,726	4,0791	33,8969	1,5767
X0sec05	50,026	11,79	360,906	16,4288	114,3304	20,4368
X0sec06	29,876	19,283	254,42	54,1304	38,6538	4,633
X0sec07	32,498	13,85	300,952	21,8748	59,1876	12,585
X0sec08	4,986	3,016	46,666	1,4572	3,4256	0,9706
X0sec09	136,458	24,555	322,943	40,5634	298,6626	13,9327
X0sec10	10,667	5,544	76,542	2,6316	5,2658	1,0393
X0sec11	34,118	6,59	184,299	4,9095	48,2466	4,4032
X0sec12	61,692	6,272	210,552	4,2822	90,6069	4,2903
X0sec13	24,384	3,155	91,766	1,7714	15,0827	1,5227

X0sec14	14,02	3,677	116,391	3,2624	12,2993	0,4677
X0sec15	16,323	1,798	106,91	3,041	17,1298	0,9237
X0sec16	51,741	3,783	240,173	7,6103	90,6055	11,9984
X0sec17	44,973	21,365	175,462	48,4032	91,8975	5,74
X0sec18	48,549	7,86	149,754	10,7726	36,6641	4,0638
X0sec19	37,448	1,836	109,396	4,0869	25,4492	13,8468
X0sec20	36,011	9,635	209,923	23,4649	23,2495	6,1516
X0sec21	149,779	19,731	303,318	33,1024	315,1877	25,1016
X1sec01	8,772	1,041	56,99	1,3739	3,5339	11,2205
X1sec02	9,323	3,043	65,201	5,8232	7,042	5,0723
X1sec03	11,188	0,744	65,288	2,8531	9,7644	7,3027
X1sec04	9,45	0,633	44,395	0,8635	9,6465	2,9688
X1sec05	25,914	4,056	138,185	5,0326	50,2312	47,0744
X1sec06	20,155	2,48	113,558	15,5369	16,4735	11,6578
X1sec07	16,774	3,673	108,393	5,2604	9,0341	43,1587
X1sec08	93,657	20,156	201,133	9,6278	282,5745	84,5859
X1sec09	28,561	8,676	69,093	3,2053	38,8853	7,7136
X1sec10	14,789	4,373	47,447	1,8504	7,9521	2,2699
X1sec11	22,393	3,457	54,452	1,5719	16,4307	2,9418
X1sec12	23,802	4,936	54,077	2,1314	18,3208	3,2392
X1sec13	8,658	0,429	34,595	0,4615	3,8061	1,0044
X1sec14	25,846	0,853	63,337	0,689	20,4357	4,3394
X1sec15	29,116	1,797	61,032	4,6155	21,2323	7,0767
X1sec16	19,548	2,202	46,971	6,6244	10,4077	12,9984
X1sec17	11,741	38,046	72,607	34,7125	14,4573	5,6198
X1sec18	102,232	18,081	154,356	28,5717	81,7852	20,039
X1sec19	37,448	1,836	109,396	4,0869	25,4492	13,8468
X1sec20	34,809	1,135	110,731	2,2596	22,6448	12,9741
X1sec21	133,355	25,697	164,114	33,7751	297,9116	21,5545
Y0sec01	4,702	32,008	152,983	36,4962	4,4948	3,2105
Y0sec02	4,37	68,715	250,151	92,7035	6,8267	4,8117
Y0sec03	10,623	70,977	230,416	87,7851	22,5255	3,4925
Y0sec04	4,587	33,406	150,628	33,5127	4,6659	2,2041
Y0sec05	2,566	31,884	87,6	23,9753	1,9384	1,5018
Y0sec06	7,027	74,514	185,474	85,4603	6,5996	4,6975
Y0sec07	18,86	191,796	561,926	1101,983	17,7425	36,1679
Y0sec08	8,006	123,493	332,899	213,4546	7,4488	6,7343
Y0sec09	5,903	81,389	295,473	127,0017	8,1985	5,5292
Y0sec10	4,164	46,316	142,211	57,1676	5,647	2,519
Y0sec11	0,715	7,222	49,199	4,9343	0,9982	0,3384
Y0sec12	10,637	11,2	100,685	11,7289	8,1138	6,9904
Y0sec13	72,92	292,128	779,685	803,8279	244,6785	80,6729
Y0sec14	3,469	46,741	380,044	44,8338	1,6769	1,5114
Y0sec15	3,843	12,195	92,265	14,3275	2,4889	1,8609
Y0sec16	10,503	64,654	177,704	110,7368	21,6789	8,8979

Y0sec17	10,932	80,163	229,748	129,3474	22,8925	9,1734
Y0sec18	13,21	78,963	219,135	115,7311	9,6812	11,2109
Y0sec19	14,755	24,057	166,901	26,0028	8,4642	11,7905
Y1sec01	0,865	13,692	49,258	7,6704	2,6654	6,2754
Y1sec02	1,463	39,17	113,785	32,7345	3,1649	12,3878
Y1sec03	4,652	37,231	95,047	32,3723	8,0093	8,2018
Y1sec04	0,988	14,432	53,496	8,0483	1,633	7,9453
Y1sec05	2,936	95,785	127,204	80,7302	3,2199	4,0069
Y1sec06	2,861	116,572	239,893	382,9601	4,7586	8,3976
Y1sec07	2,046	81,622	139,439	42,0803	1,8077	2,9729
Y1sec08	3,094	102,433	207,061	227,1126	5,3859	6,8441
Y1sec09	6,54	93,093	137,503	102,1732	8,945	47,7969
Y1sec10	18,413	15,413	64,996	19,0415	17,7142	7,644
Y1sec11	11,171	146,336	265,247	282,0034	27,2081	151,4003
Y1sec12	12,811	16,019	21,995	29,1431	1,4124	22,813
Y1sec13	0,515	9,496	30,436	4,115	1,6338	6,6733
Y1sec14	1,878	31,257	83,206	24,8843	6,136	15,9689
Y1sec15	2,197	40,167	73,492	31,6792	6,6279	15,9628
Y1sec16	1,755	46,489	89,081	65,3776	2,6791	19,3268
Y1sec17	1,651	6,713	31,758	3,4019	3,1417	2,7288

<b>SLU</b>						
<b>Area</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>Text</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>	<b>KN-m</b>
X0sec01	10,472	2,93	129,024	1,4554	13,5997	1,523
X0sec02	4,494	0,041	172,95	0,1691	4,8558	0,0024
X0sec03	0,672	3,559	180,042	1,7701	1,3718	0,0208
X0sec04	7,348	2,578	124,548	1,0815	18,4452	0,3251
X0sec05	10,426	4,632	339,427	2,5422	52,849	0,0183
X0sec06	3,339	0,072	273,582	0,2308	4,1291	0,04
X0sec07	14,366	5,189	236,958	3,5574	29,0702	3,7377
X0sec08	0,637	0,189	40,497	0,0891	0,0078	0,0216
X0sec09	4,597	0,096	359,911	0,0589	14,2808	0,2982
X0sec10	1,206	1,635	42,898	0,6217	0,9902	0,111
X0sec11	2,459	1,834	141,458	0,8305	5,613	1,3551
X0sec12	1,586	2,112	160,013	1,0293	3,5218	1,4887
X0sec13	9,638	0,629	72,091	0,2684	6,058	0,3995
X0sec14	2,041	1,413	92,439	0,7906	1,9398	0,0304
X0sec15	2,205	0,193	98,941	0,3218	3,1218	0,0413
X0sec16	1,577	0,728	240,815	0,8172	36,2637	0,2428
X0sec17	2,489	0,104	204,2	0,2524	53,2729	0,033
X0sec18	13,151	1,131	149,948	0,6084	12,8314	0,874

X0sec19	5,57	0,114	102,47	0,0133	2,3106	0,1458
X0sec20	2,411	0,596	87,214	0,236	2,5273	0,1216
X0sec21	2,571	1,744	302,471	1,0445	25,8065	2,4989
X1sec01	1,265	0,082	49,812	0,0345	1,3854	0,0275
X1sec02	0,856	0,008526	66,813	0,0133	0,1827	0,0178
X1sec03	0,751	0,059	63,25	0,0066	0,9012	0,0209
X1sec04	0,182	0,035	44,287	0,0314	4,1289	0,0097
X1sec05	0,38	0,136	136,91	0,3645	35,4203	0,0523
X1sec06	1,477	0,022	124,121	0,0888	1,4499	0,0745
X1sec07	1,316	0,298	101,73	0,1945	3,647	0,2918
X1sec08	3,938	0,005433	199,747	0,066	228,21	0,0089
X1sec09	0,775	0,632	62,057	0,2746	4,2303	0,1573
X1sec10	0,766	0,048	42,412	0,0384	2,0284	0,1236
X1sec11	0,594	0,149	39,888	0,0506	1,016	0,0588
X1sec12	1,516	0,433	41,849	0,1767	2,1832	0,1556
X1sec13	0,214	0,014	28,601	0,0207	0,8901	0,0074
X1sec14	1,418	0,043	60,642	0,0043	6,5003	0,0368
X1sec15	2,964	0,063	58,319	0,1167	7,8329	0,013
X1sec16	1,082	0,041	48,454	0,0777	4,3702	0,0112
X1sec17	2,387	1,097	54,039	0,3135	5,9862	0,368
X1sec18	12,987	0,186	183,082	0,2296	47,5855	1,7694
X1sec19	5,57	0,114	102,47	0,0133	2,3106	0,1458
X1sec20	6,169	0,026	102,078	0,1404	2,8124	0,0327
X1sec21	3,618	0,601	161,233	0,7629	95,5348	0,7795
Y0sec01	3,045	9,317	129,272	13,1554	1,5333	1,5865
Y0sec02	0,991	4,487	249,269	6,395	0,6845	0,0345
Y0sec03	0,03	4,242	240,847	2,9265	0,1307	0,0047
Y0sec04	2,011	10,282	111,705	10,5264	0,9653	1,0062
Y0sec05	0,02	5,022	91,04	2,9278	0,0218	0,0286
Y0sec06	1,746	4,489	185,741	1,7861	1,0588	1,2921
Y0sec07	6,811	2,312	546,65	453,2232	3,6223	1,2327
Y0sec08	2,464	0,13	344,382	12,205	1,3218	2,1391
Y0sec09	0,451	4,747	228,361	4,0055	0,5327	0,4297
Y0sec10	0,061	1,925	149,421	2,6366	0,053	0,1153
Y0sec11	0,073	0,468	49,298	0,6197	0,1377	0,028
Y0sec12	2,775	0,887	111,838	1,4998	1,2751	0,7371
Y0sec13	0,524	2,949	965,719	206,2051	1,0687	0,7209
Y0sec14	1,201	0,928	49,501	0,2308	0,4976	0,188
Y0sec15	2,782	0,32	76,513	5,3879	1,2627	0,7184
Y0sec16	0,1	0,993	202,526	10,5311	0,2621	0,0952
Y0sec17	0,067	6,225	204,131	17,2828	0,2055	0,0476
Y0sec18	7,149	9,473	217,403	13,1161	3,4491	3,1429
Y0sec19	4,493	4,484	101,171	3,7045	2,0015	1,3775
Y1sec01	0,084	1,937	49,866	1,1868	0,0423	0,0789

Y1sec02	0,446	0,323	101,094	0,0752	0,2764	0,0068
Y1sec03	0,012	0,909	100,817	1,5579	0,0142	0,0274
Y1sec04	0,000804	0,262	45,583	1,3679	0,0046	0,0076
Y1sec05	0,206	1,181	143,959	38,5047	0,0877	0,4877
Y1sec06	0,339	1,126	258,083	258,861	0,0012	0,8835
Y1sec07	0,033	3,792	157,394	6,8508	0,0627	0,5277
Y1sec08	0,051	3,837	208,635	152,2532	0,1321	0,6241
Y1sec09	0,029	19,39	144,969	45,2334	0,0206	0,0081
Y1sec10	0,002333	0,979	79,202	1,9644	0,0212	0,013
Y1sec11	0,159	21,644	296,145	215,0078	0,212	0,6012
Y1sec12	1,293	4,366	20,174	26,8093	0,4361	1,6373
Y1sec13	0,065	1,495	31,664	0,6352	0,0356	0,0016
Y1sec14	0,015	0,429	84,536	0,2267	0,0322	0,0206
Y1sec15	0,003636	1,415	84,477	0,9254	0,0628	0,056
Y1sec16	0,323	2,812	95,63	39,5296	0,0925	0,0181
Y1sec17	0,453	0,425	31,818	0,6799	0,2741	0,0945

#### B.4 Tabulati di calcolo per la verifica statica agli SLU

Sezione	Spessore t (m)	l (m)	h (m)	dir	Nslu (F2) KN	$\sigma_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	FS	Sezione	FS
X0sec01	0,28	1,5	5,5	x	129,024	0,31	3,71	Y0sec09	1,399
X0sec02	0,28	2	5,5	x	172,95	0,31	3,69	Y0sec08	1,855
X0sec03	0,28	2	5,5	x	180,042	0,32	3,55	Y0sec10	3,206
X0sec04	0,28	1,5	5,5	x	124,548	0,30	3,85	Y0sec14	3,226
X0sec05	0,35	3,5	5,5	x	339,427	0,28	4,12	X0sec15	3,228
X0sec06	0,42	2,5	5,5	x	273,582	0,26	4,38	Y0sec11	3,240
X0sec07	0,42	2	5,5	x	236,958	0,28	4,04	X0sec16	3,316
X0sec08	0,28	0,5	5,5	x	40,497	0,29	3,94	Y0sec06	3,439
X0sec09	0,28	4,5	5,5	x	359,911	0,29	3,99	X0sec14	3,455
X0sec10	0,28	0,5	5,5	x	42,898	0,31	3,72	Y0sec05	3,508
X0sec11	0,28	2	5,5	x	141,458	0,25	4,52	X0sec03	3,548
X0sec12	0,28	2	5,5	x	160,013	0,29	3,99	X0sec20	3,662
X0sec13	0,28	1	5,5	x	72,091	0,26	4,43	X0sec02	3,694
X0sec14	0,28	1	5,5	x	92,439	0,33	3,46	X0sec21	3,696
X0sec15	0,28	1	5,5	x	98,941	0,35	3,23	Y0sec01	3,706
X0sec16	0,28	2,5	5,5	x	240,815	0,34	3,32	X0sec01	3,713
X0sec17	0,28	2,5	5,5	x	204,2	0,29	3,91	X0sec10	3,723
X0sec18	0,28	2	5,5	x	149,948	0,27	4,26	Y0sec02	3,844
X0sec19	0,28	2	5,5	x	102,47	0,18	6,23	X0sec04	3,847

X0sec20	0,28	1	5,5	x	87,214	0,31	3,66	X0sec17	3,910
X0sec21	0,28	3,5	5,5	x	302,471	0,31	3,70	Y0sec17	3,912
X1sec01	0,28	1,5	5	x	49,812	0,12	9,62	Y0sec16	3,943
X1sec02	0,28	2	5	x	66,813	0,12	9,56	X0sec08	3,944
X1sec03	0,28	2	5	x	63,25	0,11	10,10	Y0sec03	3,979
X1sec04	0,28	1,5	5	x	44,287	0,11	10,82	X0sec12	3,992
X1sec05	0,35	3,5	5	x	136,91	0,11	10,21	X0sec09	3,994
X1sec06	0,42	2,5	5	x	124,121	0,12	9,65	X0sec07	4,044
X1sec07	0,42	2	5	x	101,73	0,12	9,42	X0sec05	4,117
X1sec08	0,28	6	5	x	199,747	0,12	9,59	Y0sec15	4,175
X1sec09	0,3	1,5	5	x	62,057	0,14	8,27	X0sec18	4,260
X1sec10	0,28	1	5	x	42,412	0,15	7,53	Y0sec12	4,284
X1sec11	0,28	1	5	x	39,888	0,14	8,01	Y0sec04	4,289
X1sec12	0,28	1	5	x	41,849	0,15	7,63	X0sec06	4,378
X1sec13	0,28	1	5	x	28,601	0,10	11,17	Y0sec07	4,382
X1sec14	0,28	2	5	x	60,642	0,11	10,53	X0sec13	4,431
X1sec15	0,28	2	5	x	58,319	0,10	10,95	Y0sec13	4,465
X1sec16	0,28	1,5	5	x	48,454	0,12	9,89	X0sec11	4,516
X1sec17	0,35	1	5	x	54,039	0,15	7,39	Y0sec18	4,591
X1sec18	0,42	4	5	x	183,082	0,11	10,47	Y0sec19	4,736
X1sec19	0,28	3	5	x	102,47	0,12	9,35	Y1sec10	6,049
X1sec20	0,28	3	5	x	102,078	0,12	9,39	X0sec19	6,234
X1sec21	0,28	5,5	5	x	161,233	0,10	10,90	X1sec17	7,388
Y0sec01	0,28	1,5	5,5	y	129,272	0,31	3,71	X1sec10	7,531
Y0sec02	0,28	3	5,5	y	249,269	0,30	3,84	X1sec12	7,632
Y0sec03	0,28	3	5,5	y	240,847	0,29	3,98	Y1sec09	7,711
Y0sec04	0,28	1,5	5,5	y	111,705	0,27	4,29	X1sec11	8,008
Y0sec05	0,28	1	5,5	y	91,04	0,33	3,51	X1sec09	8,272
Y0sec06	0,28	2	5,5	y	185,741	0,33	3,44	Y1sec11	8,898
Y0sec07	0,28	7,5	5,5	y	546,65	0,26	4,38	Y1sec07	9,132
Y0sec08	0,28	2	5,5	y	344,382	0,61	1,85	Y1sec06	9,282
Y0sec09	0,28	1	5,5	y	228,361	0,82	1,40	X1sec19	9,351
Y0sec10	0,28	1,5	5,5	y	149,421	0,36	3,21	X1sec20	9,387
Y0sec11	0,28	0,5	5,5	y	49,298	0,35	3,24	X1sec07	9,419
Y0sec12	0,42	1	5,5	y	111,838	0,27	4,28	Y1sec14	9,446
Y0sec13	0,42	9	5,5	y	965,719	0,26	4,47	Y1sec15	9,452
Y0sec14	0,28	0,5	5,5	y	49,501	0,35	3,23	Y1sec02	9,479
Y0sec15	0,28	1	5,5	y	76,513	0,27	4,17	Y1sec03	9,505
Y0sec16	0,28	2,5	5,5	y	202,526	0,29	3,94	X1sec02	9,561
Y0sec17	0,28	2,5	5,5	y	204,131	0,29	3,91	X1sec08	9,594
Y0sec18	0,35	2,5	5,5	y	217,403	0,25	4,59	Y1sec01	9,608
Y0sec19	0,42	1	5,5	y	101,171	0,24	4,74	X1sec01	9,618
Y1sec01	0,28	1,5	5	y	49,866	0,12	9,61	X1sec06	9,650
Y1sec02	0,28	3	5	y	101,094	0,12	9,48	X1sec16	9,888

Y1sec03	0,28	3	5	y	100,817	0,12	9,50	Y1sec08	9,951
Y1sec04	0,28	1,5	5	y	45,583	0,11	10,51	Y1sec05	9,984
Y1sec05	0,28	4,5	5	y	143,959	0,11	9,98	Y1sec16	10,020
Y1sec06	0,28	7,5	5	y	258,083	0,12	9,28	Y1sec17	10,039
Y1sec07	0,28	4,5	5	y	157,394	0,12	9,13	X1sec03	10,100
Y1sec08	0,28	6,5	5	y	208,635	0,11	9,95	X1sec05	10,207
Y1sec09	0,28	3,5	5	y	144,969	0,15	7,71	X1sec18	10,468
Y1sec10	0,42	1	5	y	79,202	0,19	6,05	Y1sec04	10,511
Y1sec11	0,42	5,5	5	y	296,145	0,13	8,90	X1sec14	10,534
Y1sec12	0,3	3,5	5	y	20,174	0,02	59,37	Y1sec13	10,808
Y1sec13	0,3	1	5	y	31,664	0,11	10,81	X1sec04	10,818
Y1sec14	0,28	2,5	5	y	84,536	0,12	9,45	X1sec21	10,896
Y1sec15	0,28	2,5	5	y	84,477	0,12	9,45	X1sec15	10,954
Y1sec16	0,28	3	5	y	95,63	0,11	10,02	X1sec13	11,168
Y1sec17	0,28	1	5	y	31,818	0,11	10,04	Y1sec12	59,372

GRUPPI	n. sezioni
Gruppo 1 (1<FS<2)	2
Gruppo 2 (2<FS<3)	0
Gruppo 3 (3<FS<4)	24
Gruppo 4 (4<FS<5)	13
Gruppo 5 (FS>5)	39

Sezioni totali	78
Sezioni verificate	78
Verificate in percentuale	100 %

## B.5 Tabulati di calcolo per le verifiche a partire dal modello globale

Sezione	V piano (kN)	M piano (kNm)	M fuori piano (kNm)	FS <sub>taglio</sub>	FS <sub>M piano</sub>
X0sec01	23,1	27,38	6,53	3,20	4,63
X0sec02	25,4	29,89	20,65	3,88	7,56
X0sec03	24,2	29,15	7,20	4,14	7,96
X0sec04	20,3	35,63	4,08	3,58	3,47
X0sec05	55,6	122,42	16,43	3,71	6,55
X0sec06	34,0	43,23	54,13	5,06	10,87
X0sec07	36,0	59,19	21,87	3,96	5,39
X0sec08	6,4	4,72	1,46	3,73	2,86
X0sec09	208,4	468,43	40,56	1,26	2,31

X0sec10	10,7	6,85	2,63
X0sec11	45,6	75,15	4,91
X0sec12	101,5	140,21	4,28
X0sec13	26,6	16,63	1,77
X0sec14	14,9	13,26	3,26
X0sec15	16,8	17,90	3,52
X0sec16	56,0	94,66	7,61
X0sec17	45,0	91,90	48,40
X0sec18	48,5	37,72	10,77
X0sec19	41,8	28,01	6,84
X0sec20	36,0	26,25	23,46
X0sec21	174,9	365,96	33,10
X1sec01	8,8	3,85	1,37
X1sec02	10,2	7,71	5,82
X1sec03	11,5	10,12	2,85
X1sec04	10,2	10,03	0,86
X1sec05	27,2	50,23	5,28
X1sec06	23,9	19,40	15,54
X1sec07	16,8	10,75	6,87
X1sec08	135,6	337,83	9,63
X1sec09	41,9	57,42	3,21
X1sec10	18,8	10,88	1,85
X1sec11	39,9	29,12	1,70
X1sec12	41,9	30,95	2,13
X1sec13	9,5	4,33	0,78
X1sec14	25,8	20,44	1,02
X1sec15	29,7	21,23	4,62
X1sec16	23,4	12,37	6,62
X1sec17	14,7	14,46	34,71
X1sec18	102,2	88,31	28,57
X1sec19	41,8	28,01	6,84
X1sec20	43,5	26,96	2,53
X1sec21	146,7	297,91	33,78
Y0sec01	32,0	36,50	4,49
Y0sec02	68,7	92,70	9,09
Y0sec03	71,0	87,79	44,88
Y0sec04	33,4	33,51	6,69
Y0sec05	31,9	23,98	1,94
Y0sec06	74,5	85,46	8,48
Y0sec07	191,8	1153,15	32,07
Y0sec08	123,5	213,45	8,99
Y0sec09	81,4	127,00	13,73
Y0sec10	46,3	57,17	10,13
Y0sec11	7,2	4,93	1,10
Y0sec12	11,2	11,73	8,59

2,30	2,05
1,99	2,60
0,94	1,53
1,72	2,99
3,40	4,45
3,10	3,44
2,30	4,00
2,67	3,69
1,91	5,38
7,26	22,82
1,34	2,08
0,96	1,81
5,88	15,22
6,76	13,57
5,88	9,84
4,90	5,25
5,69	7,52
5,39	12,55
6,20	14,85
2,29	2,78
1,39	1,25
1,99	2,97
0,92	1,05
0,89	1,03
3,46	5,25
2,59	4,69
2,23	4,36
2,18	4,61
3,20	2,83
2,35	6,51
2,49	8,58
2,39	8,89
1,86	2,36
2,31	3,47
2,12	5,34
2,02	5,50
2,08	3,41
1,58	2,44
1,36	2,77
2,69	2,44
2,10	4,92
1,55	2,88
1,69	2,44
3,60	3,12
6,21	6,51

Y0sec13	292,1	803,83	328,40	3,16	7,46
Y0sec14	46,7	44,83	2,29	0,54	0,33
Y0sec15	12,2	14,33	2,69	3,84	3,63
Y0sec16	64,7	110,74	40,49	1,85	3,05
Y0sec17	80,2	129,35	44,69	1,50	2,63
Y0sec18	79,0	115,73	9,71	1,78	3,24
Y0sec19	24,1	26,00	10,50	2,71	2,60
Y1sec01	13,7	7,67	2,67	3,77	7,64
Y1sec02	39,2	32,73	4,39	2,65	7,25
Y1sec03	37,2	32,37	18,68	2,78	7,32
Y1sec04	14,4	8,05	2,21	3,48	6,72
Y1sec05	95,8	80,73	3,22	2,16	6,31
Y1sec06	116,6	408,25	8,51	3,36	3,70
Y1sec07	81,6	42,08	1,85	2,61	13,12
Y1sec08	102,4	262,83	9,41	3,24	4,06
Y1sec09	93,1	102,17	11,92	1,46	3,79
Y1sec10	15,4	19,04	23,93	3,94	3,06
Y1sec11	146,3	282,00	37,19	2,99	4,49
Y1sec12	16,0	34,48	1,41	5,65	1,65
Y1sec13	9,5	4,12	2,35	3,74	6,10
Y1sec14	31,3	24,88	11,05	2,77	6,66
Y1sec15	40,2	31,68	12,65	2,16	5,23
Y1sec16	46,5	65,38	4,70	2,19	3,43
Y1sec17	7,1	3,52	3,14	4,64	6,60

Sezione	ef,p	e1	FS <sub>fessurazione</sub>	e2	FS <sub>collasso</sub>	e3	FS <sub>schiacc</sub>
X0sec01	0,066	0,05	1,60	0,14	4,79	0,11	3,62
X0sec02	0,155	0,05	0,68	0,14	2,03	0,11	1,53
X0sec03	0,052	0,05	2,02	0,14	6,05	0,10	4,51
X0sec04	0,043	0,05	2,47	0,14	7,40	0,11	5,66
X0sec05	0,063	0,06	2,09	0,18	6,26	0,14	4,88
X0sec06	0,257	0,07	0,61	0,21	1,84	0,17	1,46
X0sec07	0,120	0,07	1,32	0,21	3,95	0,16	3,06
X0sec08	0,047	0,05	2,24	0,14	6,73	0,11	5,19
X0sec09	0,147	0,05	0,72	0,14	2,15	0,11	1,66
X0sec10	0,080	0,05	1,32	0,14	3,95	0,11	2,99
X0sec11	0,045	0,05	2,33	0,14	6,98	0,11	5,58
X0sec12	0,035	0,05	3,02	0,14	9,05	0,11	7,00
X0sec13	0,032	0,05	3,29	0,14	9,86	0,11	7,85
X0sec14	0,046	0,05	2,29	0,14	6,87	0,10	5,07
X0sec15	0,046	0,05	2,27	0,14	6,81	0,10	4,90
X0sec16	0,041	0,05	2,55	0,14	7,66	0,10	5,57

X0sec17	0,309	0,05	0,34	0,14	1,02	0,11	0,78
X0sec18	0,094	0,05	1,11	0,14	3,34	0,11	2,64
X0sec19	0,087	0,05	1,21	0,14	3,63	0,13	3,49
X0sec20	0,372	0,05	0,28	0,14	0,85	0,11	0,65
X0sec21	0,152	0,05	0,69	0,14	2,07	0,11	1,60
X1sec01	0,036	0,05	2,93	0,14	8,78	0,13	7,96
X1sec02	0,113	0,05	0,93	0,14	2,78	0,13	2,52
X1sec03	0,059	0,05	1,79	0,14	5,37	0,13	4,89
X1sec04	0,025	0,05	4,14	0,14	12,43	0,13	11,39
X1sec05	0,050	0,06	2,62	0,18	7,86	0,16	7,16
X1sec06	0,163	0,07	0,97	0,21	2,91	0,19	2,63
X1sec07	0,088	0,07	1,80	0,21	5,40	0,19	4,88
X1sec08	0,063	0,05	1,68	0,14	5,03	0,13	4,55
X1sec09	0,067	0,05	1,68	0,15	5,03	0,13	4,48
X1sec10	0,057	0,05	1,85	0,14	5,55	0,12	4,89
X1sec11	0,055	0,05	1,89	0,14	5,68	0,12	5,04
X1sec12	0,066	0,05	1,59	0,14	4,76	0,12	4,19
X1sec13	0,035	0,05	2,98	0,14	8,93	0,13	8,20
X1sec14	0,022	0,05	4,82	0,14	14,47	0,13	13,23
X1sec15	0,103	0,05	1,02	0,14	3,06	0,13	2,81
X1sec16	0,178	0,05	0,59	0,14	1,77	0,13	1,61
X1sec17	0,837	0,06	0,16	0,18	0,47	0,15	0,41
X1sec18	0,204	0,07	0,77	0,21	2,31	0,19	2,11
X1sec19	0,087	0,05	1,21	0,14	3,63	0,13	3,28
X1sec20	0,032	0,05	3,26	0,14	9,78	0,13	8,84
X1sec21	0,273	0,05	0,38	0,14	1,15	0,13	1,06
Y0sec01	0,045	0,05	2,32	0,14	6,97	0,11	5,27
Y0sec02	0,047	0,05	2,21	0,14	6,64	0,11	5,08
Y0sec03	0,242	0,05	0,43	0,14	1,30	0,11	1,00
Y0sec04	0,078	0,05	1,35	0,14	4,05	0,11	3,19
Y0sec05	0,028	0,05	3,79	0,14	11,38	0,10	8,44
Y0sec06	0,059	0,05	1,77	0,14	5,31	0,10	3,91
Y0sec07	0,076	0,05	1,38	0,14	4,13	0,11	3,28
Y0sec08	0,034	0,05	3,09	0,14	9,28	0,11	7,27
Y0sec09	0,078	0,05	1,34	0,14	4,03	0,10	2,99
Y0sec10	0,088	0,05	1,19	0,14	3,57	0,10	2,57
Y0sec11	0,029	0,05	3,61	0,14	10,82	0,10	7,80
Y0sec12	0,100	0,07	1,58	0,21	4,73	0,17	3,73
Y0sec13	0,442	0,07	0,36	0,21	1,07	0,17	0,85
Y0sec14	0,066	0,05	1,60	0,14	4,80	0,10	3,56
Y0sec15	0,046	0,05	2,30	0,14	6,91	0,11	5,41
Y0sec16	0,260	0,05	0,40	0,14	1,21	0,11	0,93
Y0sec17	0,284	0,05	0,37	0,14	1,11	0,11	0,85
Y0sec18	0,059	0,06	2,24	0,18	6,73	0,14	5,41
Y0sec19	0,144	0,07	1,10	0,21	3,29	0,17	2,70

Y1sec01	0,069	0,05	1,51	0,14	4,53	0,13	4,11
Y1sec02	0,056	0,05	1,86	0,14	5,58	0,13	5,05
Y1sec03	0,241	0,05	0,44	0,14	1,31	0,13	1,18
Y1sec04	0,063	0,05	1,67	0,14	5,01	0,13	4,57
Y1sec05	0,029	0,05	3,61	0,14	10,83	0,13	9,85
Y1sec06	0,043	0,05	2,45	0,14	7,35	0,13	6,64
Y1sec07	0,015	0,05	6,87	0,14	20,61	0,13	18,57
Y1sec08	0,059	0,05	1,79	0,14	5,37	0,13	4,89
Y1sec09	0,107	0,05	0,98	0,14	2,95	0,12	2,60
Y1sec10	0,393	0,07	0,40	0,21	1,20	0,18	1,02
Y1sec11	0,163	0,07	0,96	0,21	2,89	0,19	2,60
Y1sec12	0,096	0,05	1,17	0,15	3,50	0,15	3,45
Y1sec13	0,097	0,05	1,17	0,15	3,50	0,14	3,20
Y1sec14	0,169	0,05	0,62	0,14	1,86	0,13	1,68
Y1sec15	0,194	0,05	0,54	0,14	1,62	0,13	1,47
Y1sec16	0,064	0,05	1,63	0,14	4,90	0,13	4,46
Y1sec17	0,140	0,05	0,75	0,14	2,26	0,13	2,07

Sezione	FS <sub>taglio</sub>	FS <sub>M piano</sub>	FS <sub>e2</sub>
X0sec01	3,20	4,63	4,79
X0sec02	3,88	7,56	2,03
X0sec03	4,14	7,96	6,05
X0sec04	3,58	3,47	7,40
X0sec05	3,71	6,55	6,26
X0sec06	5,06	10,87	1,84
X0sec07	3,96	5,39	3,95
X0sec08	3,73	2,86	6,73
X0sec09	1,26	2,31	2,15
X0sec10	2,30	2,05	3,95
X0sec11	1,99	2,60	6,98
X0sec12	0,94	1,53	9,05
X0sec13	1,72	2,99	9,86
X0sec14	3,40	4,45	6,87
X0sec15	3,10	3,44	6,81
X0sec16	2,30	4,00	7,66
X0sec17	2,67	3,69	1,02
X0sec18	1,91	5,38	3,34
X0sec19	7,26	22,82	3,63
X0sec20	1,34	2,08	0,85

FS <sub>min</sub>	collasso
3,20	taglio
2,03	momento fuori piano
4,14	taglio
3,47	momento nel piano
3,71	taglio
1,84	momento fuori piano
3,95	momento fuori piano
2,86	momento nel piano
1,26	taglio
2,05	momento nel piano
1,99	taglio
0,94	taglio
1,72	taglio
3,40	taglio
3,10	taglio
2,30	taglio
1,02	momento fuori piano
1,91	taglio
3,63	momento fuori piano
0,85	momento fuori piano

X0sec21	0,96	1,81	2,07
X1sec01	5,88	15,22	8,78
X1sec02	6,76	13,57	2,78
X1sec03	5,88	9,84	5,37
X1sec04	4,90	5,25	12,43
X1sec05	5,69	7,52	7,86
X1sec06	5,39	12,55	2,91
X1sec07	6,20	14,85	5,40
X1sec08	2,29	2,78	5,03
X1sec09	1,39	1,25	5,03
X1sec10	1,99	2,97	5,55
X1sec11	0,92	1,05	5,68
X1sec12	0,89	1,03	4,76
X1sec13	3,46	5,25	8,93
X1sec14	2,59	4,69	14,47
X1sec15	2,23	4,36	3,06
X1sec16	2,18	4,61	1,77
X1sec17	3,20	2,83	0,47
X1sec18	2,35	6,51	2,31
X1sec19	2,49	8,58	3,63
X1sec20	2,39	8,89	9,78
X1sec21	1,86	2,36	1,15
Y0sec01	2,31	3,47	6,97
Y0sec02	2,12	5,34	6,64
Y0sec03	2,02	5,50	1,30
Y0sec04	2,08	3,41	4,05
Y0sec05	1,58	2,44	11,38
Y0sec06	1,36	2,77	5,31
Y0sec07	2,69	2,44	4,13
Y0sec08	2,10	4,92	9,28
Y0sec09	1,55	2,88	4,03
Y0sec10	1,69	2,44	3,57
Y0sec11	3,60	3,12	10,82
Y0sec12	6,21	6,51	4,73
Y0sec13	3,16	7,46	1,07
Y0sec14	0,54	0,33	4,80
Y0sec15	3,84	3,63	6,91
Y0sec16	1,85	3,05	1,21
Y0sec17	1,50	2,63	1,11
Y0sec18	1,78	3,24	6,73
Y0sec19	2,71	2,60	3,29
Y1sec01	3,77	7,64	4,53
Y1sec02	2,65	7,25	5,58
Y1sec03	2,78	7,32	1,31

0,96	taglio
5,88	taglio
2,78	momento fuori piano
5,37	momento fuori piano
4,90	taglio
5,69	taglio
2,91	momento fuori piano
5,40	momento fuori piano
2,29	taglio
1,25	momento nel piano
1,99	taglio
0,92	taglio
0,89	taglio
3,46	taglio
2,59	taglio
2,23	taglio
1,77	momento fuori piano
0,47	momento fuori piano
2,31	momento fuori piano
2,49	taglio
2,39	taglio
1,15	momento fuori piano
2,31	taglio
2,12	taglio
1,30	momento fuori piano
2,08	taglio
1,58	taglio
1,36	taglio
2,44	momento nel piano
2,10	taglio
1,55	taglio
1,69	taglio
3,12	momento nel piano
4,73	momento fuori piano
1,07	momento fuori piano
0,33	momento nel piano
3,63	momento nel piano
1,21	momento fuori piano
1,11	momento fuori piano
1,78	taglio
2,60	momento nel piano
3,77	taglio
2,65	taglio
1,31	momento fuori piano

Y1sec04	3,48	6,72	5,01
Y1sec05	2,16	6,31	10,83
Y1sec06	3,36	3,70	7,35
Y1sec07	2,61	13,12	20,61
Y1sec08	3,24	4,06	5,37
Y1sec09	1,46	3,79	2,95
Y1sec10	3,94	3,06	1,20
Y1sec11	2,99	4,49	2,89
Y1sec12	5,65	1,65	3,50
Y1sec13	3,74	6,10	3,50
Y1sec14	2,77	6,66	1,86
Y1sec15	2,16	5,23	1,62
Y1sec16	2,19	3,43	4,90
Y1sec17	4,64	6,60	2,26

3,48	taglio
2,16	taglio
3,36	taglio
2,61	taglio
3,24	taglio
1,46	taglio
1,20	momento fuori piano
2,89	momento fuori piano
1,65	momento nel piano
3,50	momento fuori piano
1,86	momento fuori piano
1,62	momento fuori piano
2,19	taglio
2,26	momento fuori piano

## B.6 Tabulati di calcolo per la verifica dei meccanismi locali

### B.6.1 Ribaltamento

#### Maschio murario RS1

DATI INIZIALI							
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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		0,0				
2	24,8		12,0				
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]			
2 - 1	7,5	1,2	0,0	0,0			
2	3,5	1,2	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	281,5	126,8	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	59,2	0,0	0,0	0,0		

MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	<b>0,021</b>	1,35	5,314	0,799	0,193
2	<b>0,039</b>		3,339	0,889	0,318
PARAMETRI DI CALCOLO					
Fattore di struttura q					1,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$					1,00
Categoria suolo di fondazione					C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]					<b>0,190</b>
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$					2,422
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]					0,313
Fattore di smorzamento $\eta$					1,000
Altezza della struttura H [m]					12,50
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$					1,424
Coefficiente $C_C$					1,540
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S					1,424
Numero di piani dell'edificio N					2
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$					1,200
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]					0,332
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			0,014		
2	5,64	0,451	0,023	0,587	
PGA-SLV					
Ribaltamento delle elevazioni:			$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1			<b>0,014</b>		
2			<b>0,017</b>		

## Maschio murario RS2

DATI INIZIALI							
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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		0,0				
2	24,8		16,3				
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	7,5	1,6	0,0	0,0			
2	3,5	1,6	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	281,5	172,3	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	80,4	0,0	0,0	0,0		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,020</b>	1,35	5,706	0,805	0,181		
2	<b>0,036</b>		3,736	0,891	0,294		

PARAMETRI DI CALCOLO				
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			0,013	
2	5,64	0,451	0,021	0,544
PGA-SLV				
Ribaltamento delle elevazioni:		$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1		<b>0,013</b>		
2		<b>0,016</b>		

## Maschio murario RS3

DATI INIZIALI							
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	0,42	5,64	0,10			2,82	
2	0,42	4,93	0,10			2,47	
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	42,6		0,0				
2	37,3		10,9				
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	16,8	1,1	0,0	0,0			
2	7,8	1,1	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]		
2 - 1	422,3	115,2	0,0	0,0	0,0		
2	91,9	53,7	0,0	0,0	0,0		
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,033</b>	1,35	7,354	0,794	0,304		
2	<b>0,061</b>		4,398	0,896	0,497		

PARAMETRI DI CALCOLO				
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			0,022	
2	5,64	0,451	0,036	0,918
PGA-SLV				
Ribaltamento delle elevazioni:		$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1		<b>0,022</b>		
2		<b>0,027</b>		

## Maschio murario RS4

DATI INIZIALI							
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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		24,7				
2	24,8		7,7				
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	7,5	3,2	0,0	0,0			
2	3,5	0,8	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	281,5	220,7	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	38,0	0,0	0,0	0,0		
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,021</b>	1,35	7,338	0,840	0,184		
2	<b>0,043</b>		2,967	0,894	0,348		

<b>PARAMETRI DI CALCOLO</b>				
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			0,013	
2	5,64	0,451	0,025	0,643
<b>PGA-SLV</b>				
Ribaltamento delle elevazioni:		$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1		<b>0,013</b>		
2		<b>0,019</b>		

## Maschio murario RS5

DATI INIZIALI							
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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		0,0				
2	24,8		13,5				
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	7,5	1,4	0,0	0,0			
2	3,5	1,4	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	281,5	142,7	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	66,6	0,0	0,0	0,0		
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,021</b>	1,35	5,450	0,801	0,188		
2	<b>0,038</b>		3,475	0,889	0,309		

<b>PARAMETRI DI CALCOLO</b>				
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			0,013	
2	5,64	0,451	0,022	0,570
<b>PGA-SLV</b>				
Ribaltamento delle elevazioni:		$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1		<b>0,013</b>		
2		<b>0,017</b>		

## Maschio murario RS6

DATI INIZIALI							
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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		0,0				
2	24,8		10,5				
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	7,5	1,1	0,0	0,0			
2	3,5	1,1	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]		
2 - 1	281,5	111,0	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	51,8	0,0	0,0	0,0		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,022</b>	1,35	5,181	0,797	0,198		
2	<b>0,040</b>		3,205	0,890	0,327		

PARAMETRI DI CALCOLO				
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			0,014	
2	5,64	0,451	0,023	0,605
PGA-SLV				
Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)			
2 - 1	<b>0,014</b>			
2	<b>0,018</b>			

## Maschio murario RS7

DATI INIZIALI							
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 e 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	0,28	5,64	0,10			2,82	
2	0,28	4,93	0,10			2,47	
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	28,4		0,0				
2	24,8		13,8				
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	7,5	1,4	0,0	0,0			
2	3,5	1,4	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	281,5	145,9	0,0	0,0	0,0		
2	61,2	68,0	0,0	0,0	0,0		
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$							
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $a_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]		
2 - 1	<b>0,021</b>	1,35	5,477	0,801	0,188		
2	<b>0,038</b>		3,503	0,889	0,307		

PARAMETRI DI CALCOLO				
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			0,013	
2	5,64	0,451	0,022	0,567
PGA-SLV				
Ribaltamento delle elevazioni:		$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		
2 - 1		<b>0,013</b>		
2		<b>0,017</b>		

## B.6.2 Flessione verticale ad un piano

### Maschio murario FV1PT

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete $s$ [m]	Altezza della parete (interpiano) $h$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B $d$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $d_v$ [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $h_v$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B $a$ [m]
0,28	5,64	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete $W$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio $P_s$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_v$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte $F_H$ [kN]
18,0	28,4	22,7	32,7	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_2 = h_v$	
0,695		3,61		N.C.	
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Fattore di Confidenza $FC$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,695</b>	<b>3,61</b>	1,35	2,898	1,000	5,049
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,327</b>					

## Maschio murario FV2PT

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete $s$ [m]	Altezza della parete (interpiano) $h$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B $d$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $d_v$ [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $h_v$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B $a$ [m]
0,28	5,64	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete $W$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio $P_s$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_v$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte $F_H$ [kN]
18,0	28,4	0,0	35,8	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_2 = h_v$		
0,524	3,72		N.C.		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,524</b>	<b>3,72</b>	1,35	2,898	1,000	3,806
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,247</b>					

## Maschio murario FV3PT

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	5,64	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	28,4	0,0	30,6	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>		
0,470	3,72		N.C.		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,470</b>	<b>3,72</b>	1,35	2,898	1,000	3,412
PGA-SLV					
a <sub>g(SLV)</sub> min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,221</b>					

## Maschio murario FV4PT

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	5,64	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>S</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>V</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	28,4	11,1	32,7	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,591		3,72		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,591</b>	<b>3,72</b>	1,35	2,898	1,000	4,294
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,278</b>					

## Maschio murario FV5PT

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,42	5,64	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	42,6	0,0	31,3	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,489		4,06		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,489</b>	<b>4,06</b>	1,35	4,346	1,000	3,552
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,230</b>					

## Maschio murario FV1P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	24,8	7,9	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,251		3,85		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
0,251	3,85	1,35	2,533	1,000	1,821
PGA-SLV					
a <sub>g(SLV)</sub> min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
0,056					

## Maschio murario FV2P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	24,8	11,0	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,290		3,75		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,290</b>	<b>3,75</b>	1,35	2,533	1,000	2,111
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,065</b>					

## Maschio murario FV3P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	24,8	5,8	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,222		3,94		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,222</b>	<b>3,94</b>	1,35	2,533	1,000	1,617
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,050</b>					

## Maschio murario FV4P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete $S$ [m]	Altezza della parete (interpiano) $h$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B $d$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $d_v$ [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B $h_v$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B $a$ [m]
0,28	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete $W$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio $P_s$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_v$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte $F_H$ [kN]
18,0	24,8	7,9	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_2 = h_v$		
0,251	3,85		N.C.		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,251</b>	<b>3,85</b>	1,35	2,533	1,000	1,821
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,056</b>					

## Maschio murario FV5P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,28	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>S</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>V</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	24,8	6,5	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>		
0,232	3,85		N.C.		
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,232</b>	<b>3,85</b>	1,35	2,533	1,000	1,686
PGA-SLV					
$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,052</b>					

## Maschio murario FV6P1

DATI INIZIALI					
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d <sub>v</sub> [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h <sub>v</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,42	4,93	0,14			0,10
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P <sub>s</sub> [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>v</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F <sub>H</sub> [kN]
18,0	37,3	6,5	0,0	0,0	0,0
DATI DI CALCOLO					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$		Valore di h <sub>1</sub> per $\alpha_0$ minimo [m]		Valore assunto da $\alpha_0$ per h <sub>2</sub> = h <sub>v</sub>	
0,282		4,14		N.C.	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h <sub>1</sub> [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
<b>0,282</b>	<b>4,14</b>	1,35	3,799	1,000	2,052
PGA-SLV					
a <sub>g(SLV)</sub> min(C8A.4.9; C8A.4.10)					
<b>0,063</b>					

## BIBLIOGRAFIA

- OPCM 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- D.M. 14/01/2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008” (nel seguito del testo richiamata come CM617);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.
- RELUIS, Allegato alle “*Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni*”.