

COMUNE DI RIVOLI

RIQUALIFICAZIONE DELLA VILLA ANTICA, DELLA PALAZZINA SVIZZERA E DELLE AREE ESTERNE AD ESSE CONNESSE DEL COMPENDIO DENOMINATO "VILLA MELANO"

FONTE DI FINANZIAMENTO: FONDO PER LO SVILUPPO E LA COESIONE (FSC)
CIG: 938107432A - CUP: F25C19001500007



PROGETTO ESECUTIVO

RTP: **Isolarchitetti S.r.l. (capogruppo)**

prof. arch. Giovanni Durbiano

arch. Umberto Montanari

arch. paesaggista Marco Ferrari

Nicola Restauri S.r.l.

MCM Ingegneria S.r.l.

ing. Damiano Bonomelli

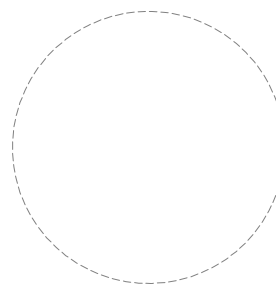
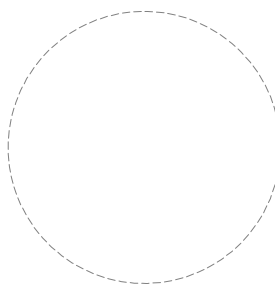
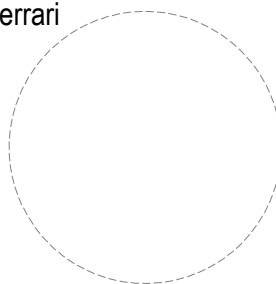
geol. Andrea Ferrarotti

Pirotecnico S.r.l.

RUP: **arch. Antonio Graziani**

Comune di Rivoli

Direzione Servizi al Territorio e alla Città



OGGETTO

Relazione di calcolo - Valutazione della
vulnerabilità sismica: Citroniera

B03d

DATA

29/01/2024

REV.01

12/03/2024

REV.02

REV.03

SCALA

COMUNE DI RIVOLI

RIQUALIFICAZIONE DELLA VILLA ANTICA, DELLA PALAZZINA SVIZZERA E DELLE AREE ESTERNE AD ESSE CONNESSE DEL COMPENDIO DENOMINATO “VILLA MELANO”

FONTE DI FINANZIAMENTO: FONDO PER LO SVILUPPO E LA COESIONE (FSC)

CIG: 938107432A - CUP: F25C19001500007

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO: Valutazione della Vulnerabilità Sismica – Citroniera

SOMMARIO

1. PREMESSA	1
2. OGGETTO.....	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4. CAMPAGNA DI INDAGINE – LIVELLO DI CONOSCENZA	7
5. CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI.....	16
6. MATERIALI DA COSTRUZIONE STRUTTURE ESISTENTI.....	23
7. ANALISI DEI CARICHI	25
8. MODELLO DI CALCOLO IMPIEGATO	29
9. ANALISI STATO DI FATTO	31
10. CONCLUSIONI	45

ALLEGATO A – ESTRATTI TAVOLE DI PROGETTO RELATIVE AL CANTIERE CONCLUSO NEL 2011

ALLEGATO B – REPORT DELLE PROVE SUI MATERIALI RIF. TO-153-23 DEL 22/09/23 – 4EMME SERVICE S.P.A.

1. PREMESSA

La Committenza, nell'ambito del “*Progetto Esecutivo di riqualificazione della Villa Antica, della Palazzina Svizzera e delle aree esterne ad esse connesse del compendio denominato Villa Melano*” ed a seguito dell'evidente aumento dello stato di degrado delle murature portanti verificatosi nell'ultimo periodo, ha provveduto ad incaricare la Società 4EMME Service S.p.A. per eseguire delle prove in sito e di laboratorio atte alla definizione delle proprietà meccaniche delle murature esistenti. I risultati di tali prove saranno quindi usati come dato di partenza per la Valutazione di Vulnerabilità Sismica dei manufatti in muratura portante esistenti, in aggiornamento a quanto già predisposto dall' Ing. Franco Galvagno nell'ambito del “*Progetto di Fattibilità Tecnico – Economico – Gestionale per la valorizzazione del complesso architettonico della Villa Melano e nuove pertinenze*” datato 24 Giugno 2022.

Il compendio denominato Villa Melano, sito nel Comune di Rivoli (TO) in Via Melano, 1-3, è costituito da diversi edifici, in parte storici ed in parte più recenti.

- Gli edifici più recenti, realizzati con struttura in cemento armato, sono figli di un progetto del 2008 di riqualificazione del complesso con destinazione d'uso alberghiera, mai portato a termine ed i cui riferimenti sono riportati nei paragrafi successivi. Tali edifici sono esclusi dall'ambito del progetto esecutivo e quindi NON oggetto di indagine.
- Gli edifici storici, realizzati in muratura portante a partire dal 1500 circa, ed in parte anch'essi interessati dal progetto del 2008 di cui sopra, sono gli unici oggetto di riqualificazione nell'ambito del progetto esecutivo e sono identificabili 3 unità strutturali principali:
 - Villa antica;
 - Palazzina Svizzera;
 - Citroniera.

Si riporta di seguito una vista aerea del complesso con indicato in rosso gli edifici cementizi NON oggetto di indagine, in verde la Villa Antica, in azzurro la Palazzina Svizzera ed in giallo la Citroniera.



Figura 1 – Vista aerea del compendio “Villa Melano” con l’identificazione della sagoma dei diversi edifici principali

Saranno dunque redatte tre diverse relazioni, con tale premessa comune per tutte, per ognuna delle unità strutturali sopra definite.

1.1. AMBITO DI INTERVENTO

Come precedentemente indicato, gli edifici storici oggetto del presente progetto esecutivo sono stati oggetto di diversi interventi strutturali nell’ambito del “Progetto di restauro, riqualificazione funzionale e ampliamento con destinazione ad albergo” a firma dello Studio Arch. Gianfranco GRITELLA e Associati il cui iter del progetto strutturale è stato:

- Denuncia iniziale strutture prot. 2718 del 23/01/2008 Pratica n. 346. Progettista e D.L. strutturale Ing. Franco GALVAGNO;

- Variante alla Denuncia delle opere strutturali presentata il 07/01/2011;
- Relazione a Strutture Ultimate a firma del D.L. Ing. Franco GALVAGNO del 05/02/2018 e deposito prot. 6176 del 15/02/2018;
- Collaudo strutturale a firma dell' Ing. Giorgio NEGRO del 15/02/2018 e deposito prot. 6261 del 15/02/2018.

Nello specifico, i principali interventi strutturali eseguiti sulle strutture storiche nell'ambito del progetto di cui sopra sono stati:

- Rifacimento della copertura lignea della Villa Antica e della Palazzina Svizzera;
- Rifacimento dei solai della Villa Antica e della Palazzina Svizzera mediante strutture in latero-cemento o in travi metalliche e quindi lamiera grecata con getto di cls;
- Rifacimento di alcune scale della Villa Antica con struttura metallica e getto di cls;
- Consolidamento dell'estradosso della copertura voltata della Citroniera.

Per maggiori dettagli, si rimanda all'Allegato 1 del documento “B01 – Relazione tecnica specialistica” nel quale sono riportati alcuni estratti dei documenti appena sopra citati.

Tali interventi locali risultano collaudati e quindi non oggetto di ulteriore analisi in quanto, non prevedendo l'aumento dei carichi di progetto e non modificando la Classe d'Uso della costruzione, non si rende necessaria la Valutazione della Sicurezza ai sensi delle NTC2018 (Par. 8.3 D.M. 17 gennaio 2018). Si procederà solo alla Valutazione della Vulnerabilità Sismica delle strutture storiche come espressamente richiesto dalla Committenza.

1.2. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA - DEFINIZIONE

La valutazione della vulnerabilità sismica di una costruzione significa valutare quale sia la sua propensione a subire danni in conseguenza delle sollecitazioni indotte dal terremoto. Essenzialmente si tratta della determinazione della capacità resistente che le strutture sono in grado di esibire se soggette ad azioni orizzontali quali quelle sismiche. Il lavoro di studio è stato sviluppato secondo tre fasi concettuali: la fase di indagine, la fase di analisi e la fase conclusiva.

La fase di indagine ha comportato:

- indagini documentali, volte a recuperare documenti di progetto architettonico e/o strutturale per ricostruire l'evoluzione storica dell'edificio;
- rilievo geometrico, con lo scopo di ottenere dimensioni e distribuzione spaziale degli elementi strutturali;

- indagini visive, mirate a valutare la tipologia e lo stato di conservazione delle strutture nonché il loro quadro fessurativo, il grado di ammorsamento tra i paramenti murari e con gli orizzontamenti;
- indagini strumentali in situ e di laboratorio, che hanno comportato l'esecuzione di riprese con termocamera, prove con martinetto doppio su muratura portante, prove penetrometriche da malta e prove di laboratorio su malta.

La fase di analisi è stata sviluppata secondo le seguenti fasi:

- analisi strutturale dei meccanismi locali di collasso, per valutare preliminarmente il grado di vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi di primo modo, ossia dei meccanismi c.d. “fuori piano”;
- analisi strutturale globale dell'edificio con metodo dinamico lineare, nell'ipotesi di comportamento scatolare della struttura.

Infine, la fase conclusiva in cui sono state esposte:

- conclusioni e giudizio sul grado di vulnerabilità sismica delle strutture sulla base delle indagini e delle analisi svolte;
- proposte di intervento atte a mitigare la vulnerabilità alle azioni sismiche.

Ogni fase di lavoro è dettagliatamente descritta nei capitoli seguenti per ognuna delle tre unità strutturali individuata.

2. OGGETTO

Oggetto della presente relazione è rappresentato dalla Valutazione di Vulnerabilità Sismica della **Citroniera** del compendio “Villa Melano” ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circ. n° 07 del 21/01/2019 C.S.LL.PP., sita in Via Melano, 1-3 – 10098 Rivoli (TO).



Figura 2 – Viste facciata esposta della Citroniera



Figura 3 – Vista interna della Citroniera (sinistra) e del locale voltato posteriore (destra)

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto del Presidente della Repubblica n° 308 del 6 Giugno 2001 *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica”*.

UNI ENV 1991 - 1 - 1 Eurocodice 1 *“Azioni sulle strutture”* Parte 1 *“Pesi per unità di volume, pesi propri, e sovraccarichi per gli edifici”*.

UNI ENV 1992 - 1 - 1 Eurocodice 2 *“Progettazione delle strutture cementizie”* Parte 1 *“Regole generali e regole per gli edifici”*.

UNI ENV 1996 - 1 - 1 Eurocodice 6 *“Progettazione delle strutture in muratura”* Parte 1 *“Regole generali per strutture di muratura armata e non armata”*.

UNI ENV 1998 - 1 - 1 Eurocodice 8 *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* Parte 1 *“Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”*.

D.P.C.M. 9 febbraio 2011 *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*

Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 - *“Norme tecniche per le costruzioni”* Testo unitario.

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. *“Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*.

4. CAMPAGNA DI INDAGINE – LIVELLO DI CONOSCENZA

La Villa Antica, e la relativa citroniera, presenta una storia più lunga rispetto a quella della Palazzina Svizzera in quanto le sue origini risalgono al 1600 circa. Le prime pietre furono infatti posate a partire dal 1601 quando il Ducato di Savoia decise di realizzare un convento di cappuccini e la chiesa dedicata a Maria Vergine delle Grazie, in prossimità dell'attuale Castello di Rivoli. Nel *Theatrum Sabaudiae*, stampato nel 1682, il complesso conventuale è costituito da un corpo di fabbrica principale rivolto verso valle, collegato con due porzioni trasversali alla chiesa. La manica di collegamento occidentale si protende su una porzione di collina sistemata a orti.



Figura 4 – Theatrum Sabaudiae - 1682

Con l'invasione Napoleonica e la secolarizzazione dei beni ecclesiastici, il convento diviene bene demaniale e quindi venduto a privati. Il primo acquirente fu tal Antonio Cajre nel 1808. Nelle rappresentazioni cartografiche del 1815 la chiesa risulta oramai già demolita. Nel corso del XIX secolo la villa cambia proprietà venendo acquistata dalla famiglia Melano la quale trasforma l'ex complesso conventuale in una lussuosa residenza borghese con radicali modifiche architettoniche e la realizzazione di vaste gallerie coperte attrezzate come citroniere. Nel catasto Rabbini, completato per la parte cartografica di Rivoli nel 1864, appare già una situazione molto simile a quella odierna.



Figura 5 – Carta catastale Rabbini - 1864

All'estinzione della famiglia Melano, la proprietà viene da prima acquistata nel 1948 dall'Opera nazionale per gli invalidi di guerra e quindi nel 1958 dalla Pia Opera ospedale Maria Vittoria di Torino. Il complesso, in notevole stato di abbandono e degrado, diviene nel 1999 proprietà del Comune di Rivoli.

Nell'ambito del progetto e quindi del “recente” cantiere concluso nel 2011, di cui alla *Denuncia iniziale strutture prot. 2718 del 23/01/2008 Pratica n. 346*, la Citroniera è stata interessata da limitati interventi quali il rinforzo estradossale delle volte e degli archi, le quali murature presentano ancora un importante quadro fessurativo residuo, più che altro di tipo estetico.

Per la verifica della vulnerabilità sismica si considera dunque come stato di fatto la situazione esistente, compresi gli interventi terminati nel 2011, e come stato di progetto la situazione derivante dall'attuazione del progetto esecutivo allegato.

4.1. DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE STRUTTURE

Il fabbricato in oggetto è disposto complessivamente su di un unico livello semi interrato, ossia interrato lato monte e “aperto” lato valle. Le strutture principali individuano due principali costruzioni:

- Locale mostre temporanee: locale interrato, avente dimensione in pianta di circa 48x7,3m, caratterizzato da una copertura costituita da una grossa volta a botte, unghiata in corrispondenza delle aperture, sorretta lato monte da un muro a sezione variabile e lato valle da una serie di arcate, quasi totalmente tamponate;
- Citroniera vera e propria, adiacente al locale di cui sopra, avente dimensione in pianta di circa 83x3,9m la quale risulta costituita da una serie di arcate, longitudinali e trasversali, e quindi una serie di volte a crociera di copertura.

La muratura portante è essenzialmente costituita da laterizi pieni con malta di calce tranne che per la muratura controterra del livello seminterrato la quale è costituita da elementi lapidei. Si rimanda ai paragrafi successivi per maggiori dettagli.

4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA

Nel caso in esame, in accordo con la Committenza, si decide di raggiungere un Livello di Conoscenza minimo pari ad **LC2** (Paragrafo 8.5.4 del *D.M. 17/01/2018*), il quale implica l'esecuzione dell'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo e indagini estese (livello facilmente raggiungibile data l'esposizione al rustico di quasi tutti i maschi murari presenti) e quindi prove estese sulle caratteristiche di resistenza dei materiali. Il rispettivo Fattore di Confidenza da adottare sarà dunque pari a **FC=1,20**.

I fattori che contribuiscono a formare i livelli di conoscenza sono:

- Geometria (caratteristiche geometriche degli elementi strutturali);
- Dettagli strutturali (quantità, disposizione e forma delle armature);
- Materiali (proprietà meccaniche degli elementi strutturali).

La campagna delle indagini condotta sul fabbricato in questione, eseguita con l'obiettivo di raggiungere il Livello di Conoscenza LC2, ha compreso:

- indagini documentali, volte a recuperare documenti di progetto architettonico e/o strutturale per ricostruire l'evoluzione storica dell'edificio;
- rilievo geometrico, con lo scopo di ottenere dimensioni e distribuzione spaziale degli elementi strutturali, eventualmente anche a conferma di quanto attestato dai documenti disponibili;
- indagini visive, mirate a valutare la tipologia e lo stato di conservazione delle strutture nonché il loro quadro fessurativo, il grado di ammorsamento tra i paramenti murari e con gli orizzontamenti;
- indagini strumentali in situ e di laboratorio, che hanno comportato l'esecuzione di riprese con termocamera, prove penetrometriche da malta e prove di laboratorio su malta, endoscopie e prove con martinetto piatto.

4.3. ANALISI DOCUMENTALE

La documentazione storica relativa alla prima edificazione della Citroniera risulta assente o comunque non reperita negli archivi storici. È stato invece esaminato il progetto completo relativo agli interventi strutturali di cui alla *Denuncia iniziale strutture prot. 2718 del 23/01/2008 Pratica n. 346*, nello specifico, quelli relativi alla Citroniera sono:

- Tav. s09_e (esecutivo) Villa Antica – Interventi sulle volte quota +0,05m;
- Tav. c34_s (costruttivo) Villa Antica – Interventi sulle volte quota +0,05m (in sostituzione della tavola “s09_e”);

Tali documenti, che hanno permesso di definire la natura degli archi e delle volte così da considerarne la reale rigidità nella realizzazione del modello FEM della Citroniera, sono riportati nell'Allegato A della presente relazione.

4.4. RILIEVO GEOMETRICO, INDAGINI VISIVE ED INDAGINI STRUMENTALI

Il rilievo geometrico e le indagini visive sono state svolte contestualmente durante diversi sopralluoghi svolti presso l'edificio effettuati nei mesi di giugno - agosto 2023.

Rilievo geometrico ed indagini visive

Il rilievo geometrico è stato svolto con lo scopo di ottenere dimensioni e distribuzione spaziale degli elementi strutturali, nonché per verificare la veridicità della documentazione esistente, mentre le indagini visive sono state indirizzate a valutare la tipologia e lo stato di conservazione delle strutture e quindi il loro quadro fessurativo, il grado di ammorsamento tra i paramenti murari e con gli orizzontamenti.

La muratura portante costituente l'edificio in oggetto risulta completamente priva di intonaco e questo ha permesso di valutare facilmente la tessitura della muratura e quindi eventuali criticità. Nello specifico, la struttura risulta costituita da paramenti murari di notevole spessore, maggiore anche di 200cm in alcuni punti. La volta del locale mostre temporanee presenta uno

spessore in chiave pari a circa 25cm. La muratura è generalmente integra a parte le fessure residue sulle arcate della citroniera già consolidate nel corso del cantiere terminato nel 2011.

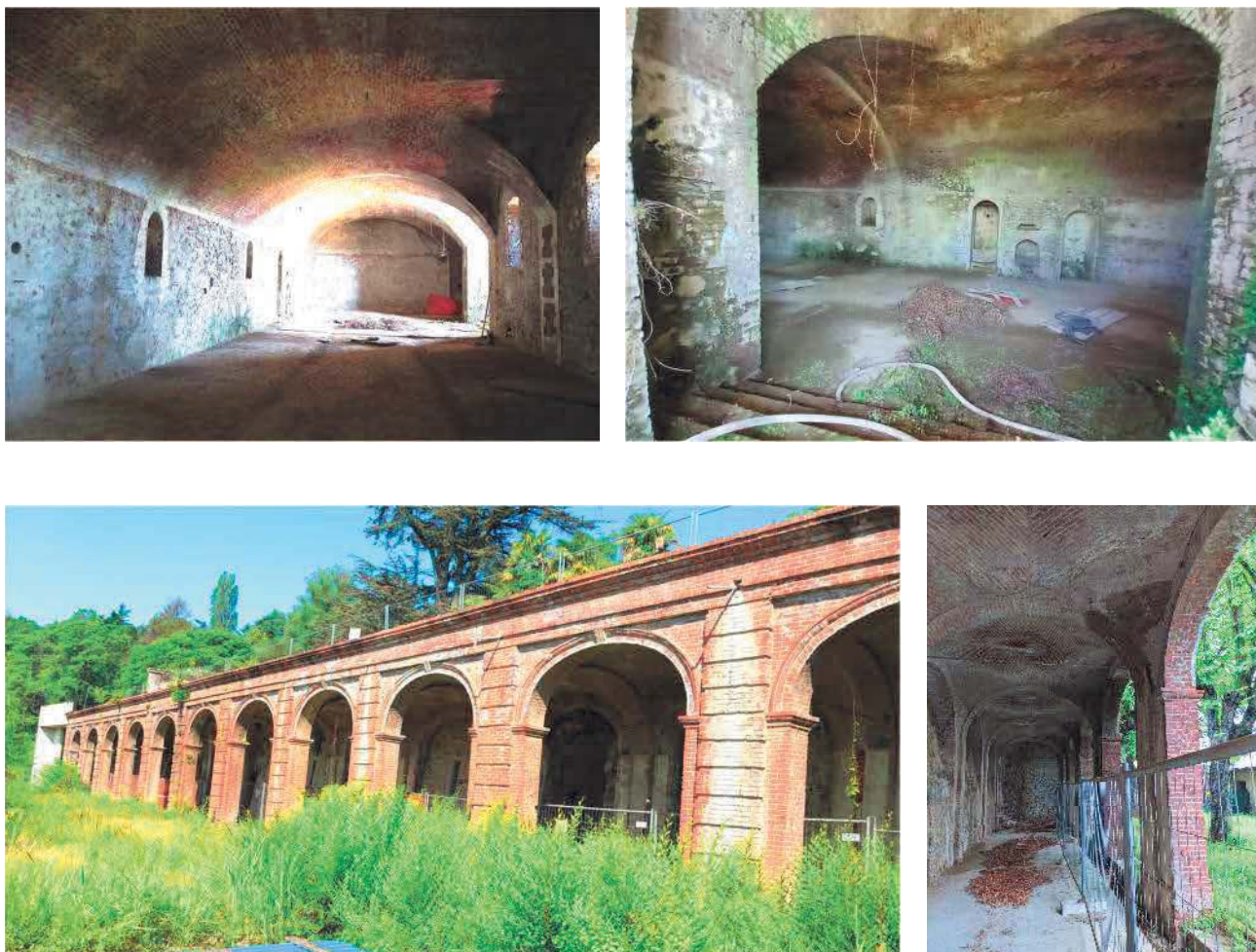


Figura 6 – Interni di Citroniera (sopra) e locale voltato retrostante (sotto)

Come precedentemente indicato, sono presenti alcuni dissesti localizzati, di natura essenzialmente più estetica che funzionale, sulle arcate della citroniera. Tali fessure sono precedenti ai lavori di consolidamento conclusi con il cantiere del 2011 per cui gli eventuali problemi statici si considerano risolti con tali interventi.

Si riporta di seguito una immagine di archivio relativa ai lavori di consolidamento dell'estradosso delle volte e delle arcate della citroniera.



Figura 7 – Foto di archivio relative al consolidamento delle volte della Citroniera – cantiere 2011

Si riportano di seguito i alcune immagini dei principali dissesti locali riscontrati in sito.

Dissesto arcate citroniera

Le arcate della citroniera presentano diverse fessure residue all’imposta delle stesse e selle volte di copertura. Tali fessure, come precedentemente indicato, risultano essere di natura più che altro estetica in quanto le volte e le arcate della Citroniera sono state già oggetto id rinforzo estradossale.



Figura 8 – Dettaglio fessure arcate Citroniera

Indagini strumentali

Le indagini strumentali sono state eseguite, oltre che per approfondire la geometria degli elementi strutturali, per la definizione delle proprietà meccaniche della muratura portante.

Il D.M. 17 gennaio 2018 stabilisce il numero e la tipologia di prove minime per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura in funzione del Livello di Conoscenza che si vuole raggiungere. Per il raggiungimento del Livello di Conoscenza LC2 è necessario procedere a prove estese sulla muratura, ossia indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Come definito dalle NTC2018, e quindi dalla relativa circolare esplicativa, sono da prevedersi saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

La scelta del livello di conoscenza adottato, LC2, impone, in funzione della tipologia muraria in considerazione, l'assegnazione dei seguenti valori medi dei parametri meccanici da adottare nei calcoli:

- Resistenze: valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I.

Di seguito si riporta la Tabella C8.5.I della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP., per la definizione delle proprietà meccaniche delle strutture in muratura.

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

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

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

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

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

Nello specifico, come precedentemente accennato, si definiscono 2 tipologie di muratura portante costituenti la Citroniera le quali, con buona approssimazione, raggruppano tutte le tipologie murarie riscontrate in sito. In accordo alle NTC2018 ed alla relativa circolare esplicativa, le due tipologie di muratura riscontrate in sito sono:

- Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari);
- Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

La Normativa vigente permettere inoltre di incrementare i suddetti valori medi, mediante appositi coefficienti correttivi, qualora ricorrano determinati parametri, come indicato nella Tabella C8.5.II della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP., di seguito riportata.

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

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

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

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come “malta buona” una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.25}$ (f_m in N/mm²).

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

Come anticipato precedentemente, anche se per il Livello di Conoscenza LC2 è sufficiente l'adozione dei valori meccanici della muratura come da tabelle sopra riportate, si eseguono comunque delle prove, in situ ed in laboratorio, per contestualizzare e verificare tali dati.

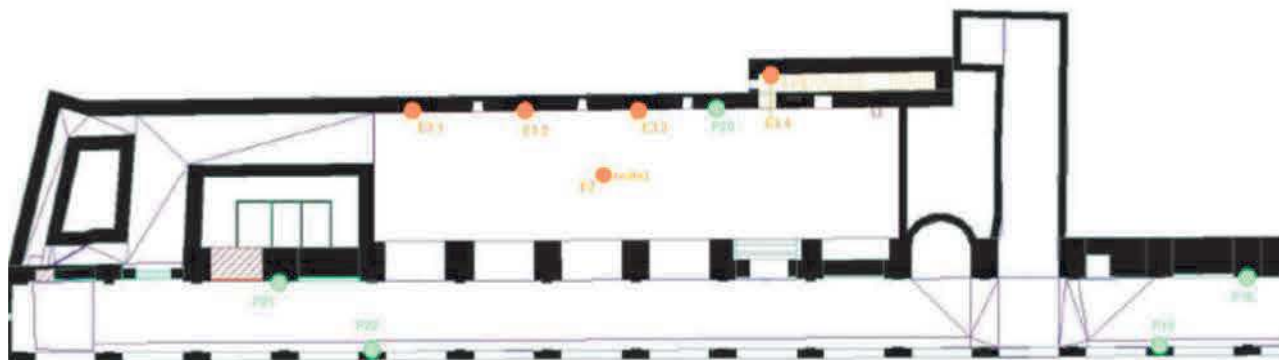


Figura 9 – Indagini sulla muratura Citroniera – Livello unico

Si rimanda all'Allegato B per il dettaglio delle prove eseguite in sito, nello specifico la Relazione Rif.: TO-153-23 del 22/09/2023 redatta dall' Arch. Alberto Capussotto, direttore del Centro di Torino del Laboratorio di Prove Materiali “4EMME Service S.p.A.”, sede legale Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano. per i risultati delle prove di cui sopra e quindi per la prova di caratterizzazione dinamica della struttura.

Nello specifico, per la Villa Antica, sono state fatte due prove con martinetto piatto doppio, individuate con “MP1” ed MP2” nelle figure sopra riportate, ed una sulla palazzina Svizzera, denominata “MP3”, le quali sono ritenute significative e rappresentative delle due tipologie di muratura riscontrate in sito anche per la Citroniera.

Le prove MP1 ed MP2 sono state eseguite su maschi murari definibili come “murature in pietrame disordinato” mentre la prova MP3 è stata eseguita su una muratura più regolare, rappresentativa della tipologia “murature in mattoni pieni e malta di calce”

Per ragioni pratiche, dato che la prova con martinetto piatto doppio mal sopporta le irregolarità delle murature per via delle falsate espansioni dei martinetti piatti che ne conseguirebbero, anche per le murature in pietra disordinata sono state comunque cercate le zone più regolari delle stesse.

I risultati delle suddette prove, per i quali dettagli si rimanda all'Allegato B, sono riassumibili in:

Prova	$\sigma_{rottura}$ [MPa]	E_{sec} [MPa]
MP1 – Villa Antica	1,74	917
MP2 – Villa Antica	1,60	921
MP3 – Palazzina Svizzera	2,54	1934

Dal riassunto dei risultati sopra riportati, è possibile notare come il risultato delle prove in situ con martinetto piatto doppio sia comparabile con i valori di resistenza a rottura e di modulo elastico della muratura proposti dalla Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP.

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Per il livello di conoscenza LC2, le NTC2018, in funzione della Tabella C8.5.I della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP. precedentemente riportata, impongono di impiegare i seguenti parametri:

$$f_m = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

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

Considerato però che il valore della resistenza a compressione misurata in sito risulta più basso del valore medio proposto dalle NTC18 per la tipologia muraria in esame, si decide di usare per la resistenza il valore minimo proposto dalle NTC e per

il modulo elastico il valore medio ossia:

$$f_m = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

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

Muratura in pietrame disordinata

Per il livello di conoscenza LC2, le NTC2018, in funzione della Tabella C8.5.I della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP. precedentemente riportata, impongono di impiegare i seguenti parametri:

$$f_m = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

$$E_m = 870 \text{ N/mm}^2$$

Il valore di resistenza di progetto a compressione della muratura f_m , così come il modulo elastico E_m , è minore rispetto a quelli ricavati sperimentalmente dalle prove MP1 ed MP2, pari rispettivamente a $1,74 \text{ N/mm}^2$ ed a $1,60 \text{ N/mm}^2$, per cui, a favore di sicurezza, si considera come rappresentativo della tipologia muraria “muratura in pietra disordinata” e quindi si adottano i valori tabellari proposti dalle NTC per le successive analisi di vulnerabilità sismica.

Infine, la malta di calce, come da Rapporto di Prova n. 3922 del 31/08/23 della 4EMME Service S.p.A., è classificabile come malta idraulica tipo **M2.5** (Tabella 11.10.V.D.M. 17 gennaio 2018) per cui con resistenza a compressione maggiore di 2 N/mm^2 e quindi classificabile come “malta buona” in riferimento alla tabella C.8.5.II della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP. A favore di sicurezza, si decide comunque di non applicare nessun coefficiente correttivo ai parametri meccanici della muratura in quanto dalle indagini penetrometriche su malta il valore della resistenza media stimata si attesta mediamente su 1 N/mm^2 .

4.5. GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MODELLATI

Di seguito si riporta il dettaglio dei solai presenti e quindi impiegati nella modellazione della struttura:

- Solaio voltato citroniera – volta in muratura, ipotizzata a spessore costante per tutto il suo sviluppo e pari a 12cm, rinforzata con rete elettrosaldata e getto di calcestruzzo sp.5cm (rif tavola S09_e sostituita poi dalla tavola C34_s dell’Allegato A)
- Solaio voltato locale espositivo – volta in muratura, ipotizzata a spessore costante per tutto il suo sviluppo e pari a 25cm (rif endoscopia E2 Allegato B). Di tale volta è previsto il rinforzo come da elaborato B08 allegato.

I singoli maschi murari sono stati modellati assegnando ad ognuno lo spessore rilevato in sito e quindi la tipologia di muratura di appartenenza tra le due definite ai paragrafi precedenti. Le arcate saranno modellate come aperture rettangolari aventi altezza pari a quella in corrispondenza della chiave dell’arco, ipotesi cautelativa in quanto riduce l’altezza della fascia di piano considerata nel modello rispetto a quella reale.

5. CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI

I calcoli e le verifiche sono condotti utilizzando il criterio semiprobabilistico degli stati limite (o coefficienti parziali) secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Ad integrazione delle suddette norme si utilizzeranno i seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN (comprese, quando presenti, le prescrizioni riportate nelle varie Appendici Nazionali);
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, prodotti e materiali pubblicate dall'UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad ulteriore integrazione delle presenti norme, sono stati utilizzati tutti i documenti di comprovata validità definiti al *Capitolo 12* del D.M. 17 Gennaio 2018.

5.1. **PRINCIPI FONDAMENTALI**

La sicurezza e le prestazioni dell'opera sono valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Uno stato limite è definito come la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata; in particolare gli stati limite si dividono in:

- *Sicurezza nei confronti di Stati Limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *Sicurezza nei confronti di Stati Limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *Robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, urti, esplosioni.

5.2. **VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO**

Vita Nominale (V_N): di progetto pari a *50 anni* intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata.

Classe d'uso III: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità quali le ledi degli uffici comunali.

Periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R): **75 anni**.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U (funzione della *Classe d'uso*) che, nel caso in esame, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$$

5.3. FORMULAZIONE DEL CRITERIO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE E VERIFICA DELLA SICUREZZA

5.3.1. STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U.)

Le verifiche agli *S.L.U.* si eseguono per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Per la situazione permanente e transitoria si occorre verificare che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d .

Le azioni sollecitanti di calcolo dovranno essere calcolate secondo la seguente formulazione (combinazione fondamentale):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

Dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali e del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno; forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

P pretensione e precompressione (se presente).

Q_{K1} azione variabile dominante.

Q_{Ki} azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

γ_{G1} coefficiente parziale riferito a G_1 .

γ_{G2} coefficiente parziale riferito a G_2 .

γ_P coefficiente parziale riferito a P .

γ_{Qi} coefficiente parziale riferito ai carichi variabili Q_{Ki} .

ψ_{0j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

5.3.2. STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

Anche per gli stati limite di esercizio occorre verificare che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d .

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo le seguenti formulazioni:

combinazione caratteristica (rara)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

Dove i coefficienti ψ_{ij} rappresentano i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

5.3.3. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili ed industriali le verifiche agli stati limite ultimo o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica di seguito riportata:

$$G_1 + G_2 + P + E + Q_{K1} + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ..$$

Dove E rappresenta l'azione sismica.

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

Gli S.L.E. sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

Gli S.L.U. sono:

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

ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (Tabella 3.2.I D.M. 17 Gennaio 2018 – Testo unico):

Stato Limite		P_{VR}
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato è possibile determinare il tempo di ritorno dell'azione sismica tramite la relazione (relazione 3.2.0 del D.M. 17 Gennaio 2018 – Testo unico):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Per le strutture esistenti, fatta eccezione per le strutture in classe d'uso IV, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle stesse potrà essere eseguita con riferimento ai soli SLU.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

5.4. VULNERABILITÀ SISMICA - METODO DI ANALISI

Come precedentemente indicato, si esegue di seguito la sola verifica di Vulnerabilità Sismica dell'edificio in oggetto, sia nei confronti dei meccanismi locali di collasso sia nei confronti dell'analisi globale (comportamento scatolare).

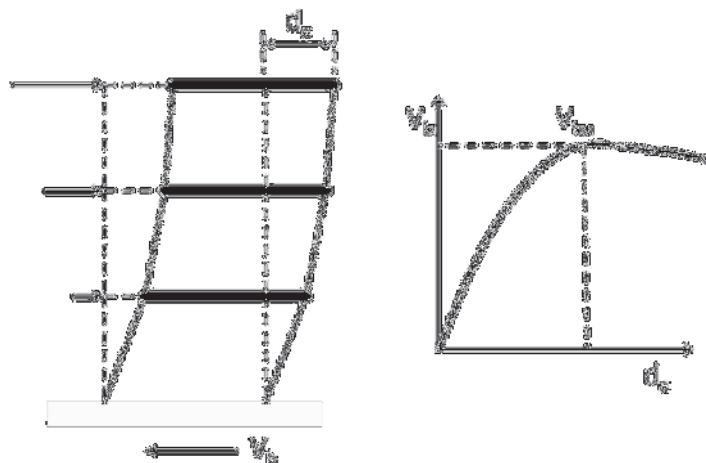
Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione in presenza di azioni sismiche, si è proceduto con l'esecuzione di una analisi statica non lineare (push-over). Questo tipo di analisi permette di individuare i cambiamenti nella risposta della struttura man mano che alcuni elementi entrano in fase plastica e quindi la sua reale capacità deformativa. In particolare è di grande utilità per l'analisi di strutture esistenti che, essendo realizzate di solito senza alcuna attenzione alle risorse di duttilità, pongono problemi nella individuazione di un corretto fattore di struttura q .

L'analisi è svolta secondo la procedura seguente:

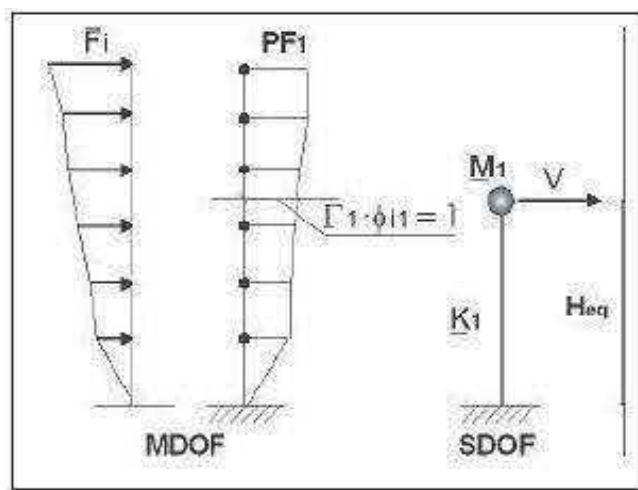
- applicazione al modello delle sole azioni statiche (corrispondenti alla combinazione sismica da NT);

$$E + G + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

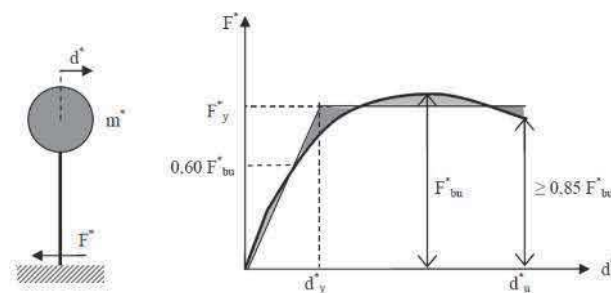
- applicazione al modello di due profili di forze sismiche (forze corrispondenti a spostamenti controllati) orizzontali crescenti: il primo crescente proporzionalmente alle forze statiche e il secondo desunto da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- monitoraggio dello spostamento di un punto di controllo “ d_c ” e tracciamento della curva di capacità



- sulla curva di capacità si individuano i limiti deformativi per il rispetto degli stati limite considerati e definiti dalla normativa;
- la curva di capacità viene trasformata, per mezzo del “fattore di partecipazione modale” G , da curva rappresentativa di un sistema M.D.O.F. a curva equivalente di un sistema S.D.O.F., ovvero un oscillatore ad un singolo grado di libertà;



- la curva di capacità S.D.O.F. viene approssimata con una “bilineare equivalente”, costruita secondo le prescrizioni di normativa. Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.



- la linearizzazione della curva permette di ricavare i parametri caratteristici di un oscillatore semplice, come il periodo T^*

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

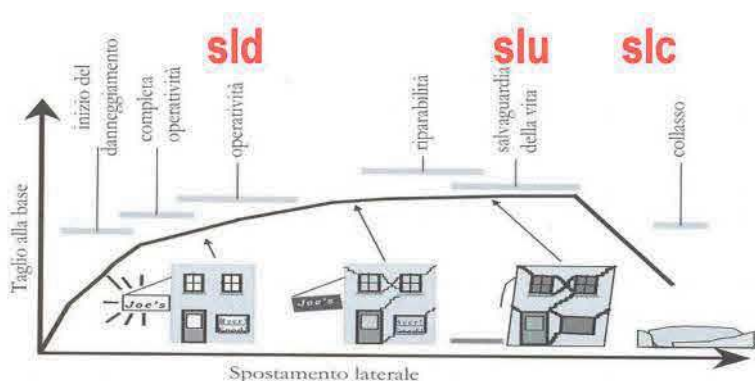
il periodo così calcolato viene utilizzato per ricavare, dagli spettri elastici di progetto (SLO, SLD, SLV, SLC), la massima accelerazione spettrale a cui corrisponde la domanda di spostamento richiesta d_{max} dal generico stato limite

$$d_{max} = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{k^*}$$

- dal rapporto tra la forza elastica richiesta dallo spettro di progetto e la forza di snervamento del sistema equivalente S.D.O.F. è possibile calcolare il fattore di struttura. La norma impone che il fattore di struttura sia inferiore a 3; in caso contrario la verifica si considera non soddisfatta.

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

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra i limiti deformativi calcolati sulla curva di capacità e la domanda di spostamento d_{max} prevista dalla normativa per ogni stato limite considerato. Per cui questo tipo di analisi si concentra sulla verifica della capacità di spostamento - o duttilità - dell'edificio sottoposto all'azione sismica, prescindendo dalla verifica di resistenza dei singoli elementi.



Curva di capacità e limiti deformativi imposti dagli stati limite di normativa

Dal punto di vista del numero di analisi da svolgere, le norme tecniche prevedono che si debbano tenere in conto gli aspetti seguenti:



Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si eseguono tutte le 24 analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

6. MATERIALI DA COSTRUZIONE STRUTTURE ESISTENTI

Come anticipato ai Capitoli precedenti, le strutture costituenti l'edificio oggetto di indagine sono state indagate per mezzo di diverse prove in sito, si rimanda all' Allegato B per il dettaglio delle prove eseguite in sito, nello specifico la Relazione Rif.: TO-153-23 del 22/09/2023 redatta dall' Arch. Alberto Capussotto, direttore del Centro di Torino del Laboratorio di Prove Materiali “4EMME Service S.p.A.”, sede legale Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano.

6.1. MURATURA

Per il Livello di Conoscenza LC2 è possibile adottare i parametri meccanici medi della muratura riportati nella tabella C.8.5.I della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP. In particolare dovranno essere considerati:

- Resistenze: valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I.

Visti però i risultati delle prove in sito, per la muratura in mattoni pieni e malta di calce saranno adottati, in riferimento alla tabella C.8.5.I della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP., i seguenti parametri:

- Resistenze: valori minimi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I.

I valori adottati nei calcoli, per ognuna delle due tipologie murarie riscontrate in sito, risultano dunque:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

- Resistenza media a compressione: $f = 2,60\text{N/mm}^2$
- Resistenza media a taglio (in assenza di tensioni normali): $t_0 = 0,05\text{N/mm}^2$
- Resistenza media a taglio (in assenza di tensioni normali): $fv_0 = 0,13\text{N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale medio: $E = 1500\text{N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale medio: $G = 500\text{N/mm}^2$
- Peso specifico medio: $W = 18\text{kN/m}^3$

Muratura in pietrame disordinata

- Resistenza media a compressione: $f = 1,50\text{N/mm}^2$
- Resistenza media a taglio (in assenza di tensioni normali): $t_0 = 0,025\text{N/mm}^2$
- Resistenza media a taglio (in assenza di tensioni normali): $fv_0 = 0\text{N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale medio: $E = 870\text{N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale medio: $G = 290\text{N/mm}^2$
- Peso specifico medio: $W = 19\text{kN/m}^3$

La malta di calce, come da Rapporto di Prova n. 3922 del 31/08/23 della 4EMME Service S.p.A., è classificabile come malta idraulica tipo **M2.5** (Tabella 11.10.V D.M. 17 gennaio 2018) per cui con resistenza a compressione maggiore di $2N/mm^2$ e quindi classificabile come “malta buona” in riferimento alla tabella C.8.5.II della Circolare Applicativa 21 gennaio 2019 n.7 del C.S.LL.PP. A favore di sicurezza, si decide comunque di non applicare nessun coefficiente correttivo ai parametri meccanici della muratura in quanto dalle indagini penetrometriche su malta il valore della resistenza media stimata si attesta mediamente su $1N/mm^2$.

6.2. ELEMENTI IN C.A.

Gli elementi in c.a. realizzati nel corso del progetto 2006-2011, essenzialmente gli elementi di rinforzo delle volte e degli archi della Citroniera, saranno definiti nel modello in funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli stessi riportate sugli elaborati grafici del progetto depositato (si rimanda all'Allegato A per maggiori dettagli), nello specifico:

Calcestruzzo

- $R_{ck} > 25N/mm^2$
- Classe di esposizione 2a;
- Rapporto acqua/cemento $< 0,55$;
- Copriferro nominale 25mm;
- Dimensione massima dell'aggregato 25mm;
- Cemento 42,5R;
- Classe di consistenza (Slump) S3.

Acciaio da armatura

- FeB44K controllato in stabilimento

Considerata la mancanza di prove in sito su tali elementi, per eventuali verifiche locali si considera un livello di conoscenza delle strutture in c.a. pari ad **LC1** per cui sarà applicato un fattore di confidenza **FC = 1,35**.

7. ANALISI DEI CARICHI

Per la determinazione dei pesi propri dei materiali da costruzione e per il calcolo dei sovraccarichi permanenti si è fatto riferimento alla *Tabella 3.1.I* del D.M. 17 Gennaio 2018.

Le sollecitazioni di calcolo verranno determinate considerando le azioni di calcolo (F_d) classificate in relazione al tempo come:

- Azioni permanenti (G_1): peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno (quando pertinente), forze indotte dal terreno, forze risultanti dall'azione dell'acqua (quando si configurano costanti nel tempo).
- Azioni permanenti (G_2): peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.
- Azioni variabili (Q_{ki}): carichi d'esercizio, neve, vento, ecc...

Le combinazioni di carico utilizzate per le analisi allo S.L.U. ed allo S.L.E. sono quelle indicate nel *Capitolo 5.0*.

AZIONI PERMANENTI

Tra le azioni permanenti rientrano, come detto prima, i pesi propri (G_1) ed i carichi permanenti non strutturali (G_2).

- | | |
|--|---------------------------------|
| • peso proprio elementi in C.A. | $g_{1c} = 2500 \text{ daN/m}^3$ |
| • peso proprio muratura | $g_{1m} = 1800 \text{ daN/m}^3$ |
| • permanente portato volta locale mostre (spessore riempimento 60-200cm) | $g_{2v} = 2000 \text{ daN/m}^2$ |
| • permanente portato volte citroniera (altezza minima riempimento 20cm) | $g_{2c} = 350 \text{ daN/m}^2$ |

AZIONI VARIABILI

Sovraccarico accidentale

- | | |
|---------|-----------------------------|
| • Cat.C | $q_2 = 400 \text{ daN/m}^2$ |
|---------|-----------------------------|

Sovraccarico accidentale neve

Il sovraccarico neve è alternativo al sovraccarico accidentale di cui sopra in quanto se c'è neve non può esserci folla e viceversa.

Considerato che il carico neve è sicuramente minore del carico folla si considera solo quest'ultimo.

7.1. AZIONE SISMICA

La zona sismica in cui è collocata l'opera in esame è la **Zona III** (come indicato *nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2011*). Più precisamente Rivoli (TO) è caratterizzata dalle seguenti coordinate:

Latitudine 45,0725

Longitudine 7,5273

Il D.M. 17 Gennaio 2018 permette di determinare i parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto (a_g , F_0 e T^*_C) direttamente per il sito in esame in funzione del tempo di ritorno dell'azione sismica.

Dove:

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

Di seguito viene riportata la tabella in cui sono indicati i parametri sopracitati al variare dello stato limite (e quindi del tempo di ritorno dell'azione sismica) considerato. I dati di partenza sono lo stato limite sismico (SLD, SLV, etc.) e il termine P_{VR} che indica la probabilità di superamento assegnata nel periodo di riferimento V_R . Il tempo di ritorno dell'azione sismica è indicato con T_R .

Stato limite	P_{VR}	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T^*_C [sec]
SLO	81%	45	0,33	2,54	0,21
SLD	63%	75	0,40	2,59	0,22
SLV	10%	712	0,83	2,66	0,28
SLC	5%	1462	1,02	2,67	0,28

Spettro di risposta elastico

Note la categoria al suolo di sedime, il coefficiente di smorzamento ed il parametro S , è possibile tracciare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale $S_{e(T)}$, caratterizzato dalle seguenti espressioni (D.M. 17 Gennaio 2018 – Testi Unici):

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

$$T_D \leq T \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

La categoria di sottosuolo è considerabile come **categoria B** mentre la categoria topografica applicabile, vista la morfologia locale, è la categoria **T2** (per i dettagli si rimanda alla “Relazione Geologica sulle indagini” del 14/07/2023 a firma del Geologo Dott. Andrea Ferrarotti).

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

Dove:

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

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

Dove:

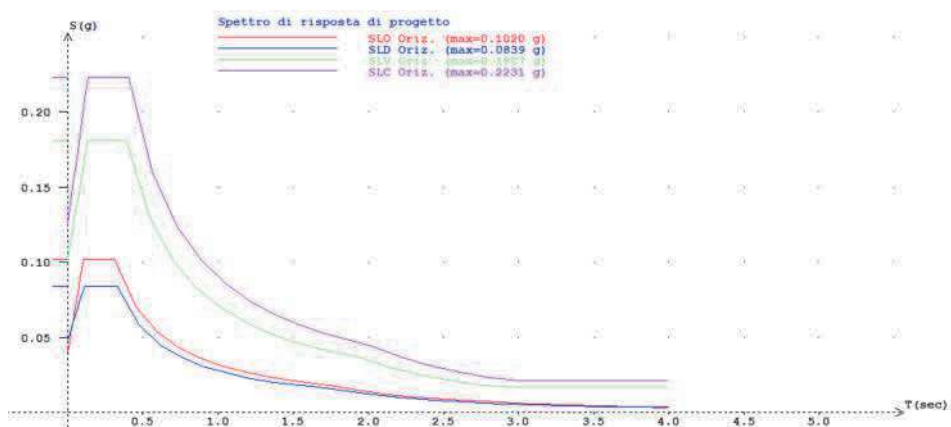
C_C coefficiente in funzione della categoria del sottosuolo

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da:

$$T_B = T_C/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da:

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



Spettri di risposta elastici considerati per i diversi Stati limite considerati (SLO, SLD, SLV, SLC)

7.2. COEFFICIENTI PARZIALI ADOTTATI PER LE AZIONI

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti (g_1)	<i>favorevoli</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	<i>sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (g_2)	<i>favorevoli</i>	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	<i>sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili (q)	<i>favorevoli</i>	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	<i>sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3

7.3. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE ADOTTATI PER LE AZIONI

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

8. MODELLO DI CALCOLO IMPIEGATO

Il calcolo e la verifica delle strutture sono stati svolti mediante analisi statica non lineare di tipo push-over con codice di calcolo 3Muri, prodotto da S.T.A. Data di Torino, in conformità di quanto disposto dalle NT 2018 e dalla circolare applicativa del 2019. I modelli realizzati sono due distinti, il primo per le verifiche pre-intervento e il secondo per le verifiche post-intervento.

8.1. PROGRAMMA DI CALCOLO IMPIEGATO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle strutture murarie, sia nei confronti delle azioni globali sia nei confronti dei cinematismi locali, si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il seguente programma di calcolo:

Nome del Software	3MURI
Versione	Release 14.0.0.4
Licenza	Licenza n° 15994 intestata a MCM Ingegneria Srl
Produzione e Distribuzione	S.T.A. DATA S.r.l. Corso Raffaello, 12 10138 Torino (TO) Tel. 011.6699345 – 011.6509864 e-mail: info@stadata.com – Internet www.stadata.com

8.2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Gli elementi strutturali sono stati modellati con le loro effettive dimensioni spaziali ottenute dal rilievo geometrico. I carichi applicati al modello derivano direttamente dall'analisi dei carichi svolta in precedenza. I materiali sono stati caratterizzati come indicato ai paragrafi che seguono e applicati ai corrispondenti elementi nel modello.

L'ultima fase di modellazione, eseguita automaticamente dal codice di calcolo, è la generazione di un telaio equivalente. Le pareti si possono suddividere in componenti elementari: maschi, fasce ed elementi rigidi. In particolare gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture e che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidità infinita (tratti neri).

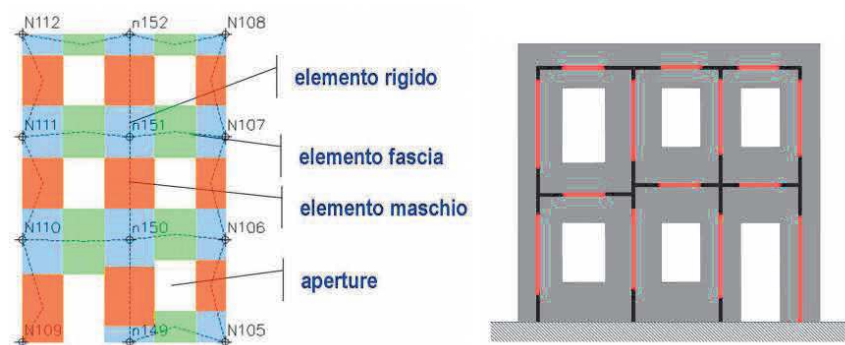


Figura 10 – Modellazione della struttura a “telaio equivalente”

La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare. Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto telaio equivalente.

Il telaio equivalente consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura; inoltre semplifica l'analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie velocizzando i tempi di calcolo.

La modellazione di calcolo dell'edificio viene quindi realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macro-elementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

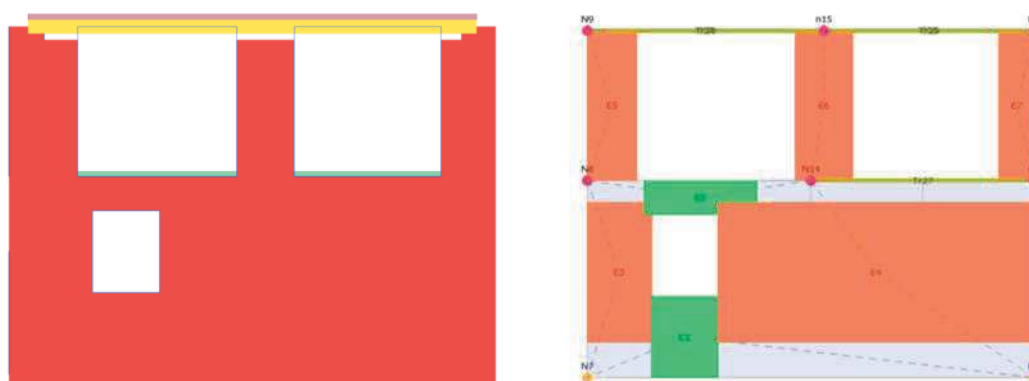


Figura 11 – Parete muraria: modello (a sinistra) e corrispondente schema a telaio equivalente (a destra)

9. ANALISI STATO DI FATTO

L'analisi pre-intervento rappresenta, come precedentemente accennato, la verifica della struttura nello stato attuale.

La verifica sismica di sicurezza globale dell'edificio viene svolta per valutare il grado di vulnerabilità della struttura esistente nei confronti delle azioni statiche e sismiche. Questo tipo di analisi si fonda sull'ipotesi che la struttura sia in grado di offrire un comportamento globale di tipo “scatolare” nei confronti delle azioni sismiche. Tale ipotesi è considerabile veritiera in quanto i maschi murari ortogonali presentano un buon ammorsamento tra gli stessi e le volte della citroniera sono state consolidate con una cappa armata di collegamento e quindi delle travi perimetrali in c.a.

9.1. MODELLO STRUTTURALE

L'edificio è stato modellato come se lo stesso fosse completamente fuori terra. Tale ipotesi risulta decisamente cautelativa in quanto, dato che l'edificio risulta quasi completamente interrato, questo, in condizione sismica, si muoverebbe in modo univoco con il terreno circostante senza che dunque nascano sollecitazioni sulla struttura.

Le fondazioni, dato che non sono completamente note, sono state modellate come travi in muratura, aventi le stesse proprietà meccaniche della struttura soprastante.

Le strutture di copertura non sono oggetto di indagine per cui è stato modellato il tetto semplicemente come contributo di carico dello stesso sulle murature sottostanti.

Le aperture con architrave voltato sono state modellate, per semplicità, come rettangolari considerando come altezza dell'apertura stessa quella in corrispondenza della chiave dell'arco.

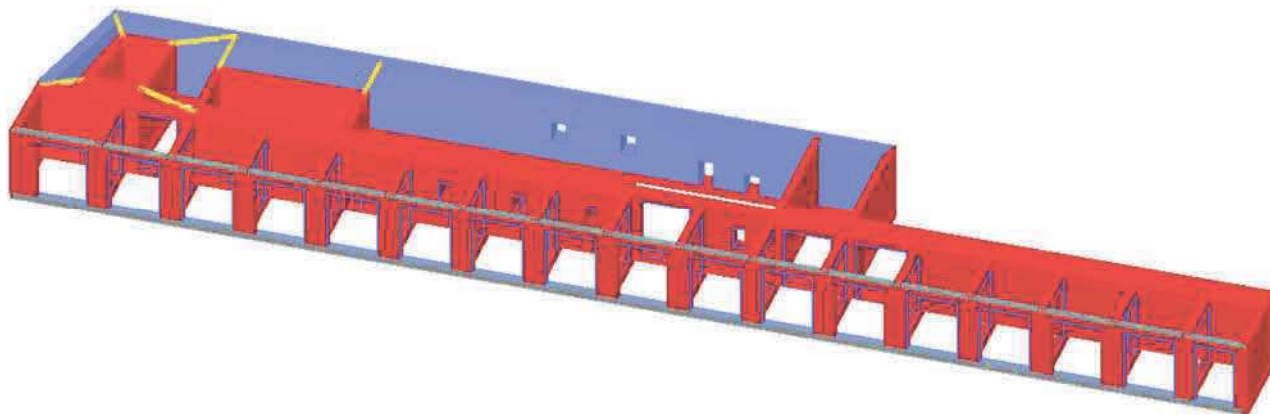


Figura 12 – Modello strutturale della Citroniera

Come è possibile notare dalle due immagini appena riportate, la muratura presenta due campiture diverse, dovute alle due tipologie murarie riscontrate in sito e quindi identificate al Paragrafo 4.4, nel dettaglio:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce
- Muratura in pietrame disordinata

9.1. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Definito il Livello di Conoscenza adottato e la tipologia di muratura riscontrata in sito, il programma di calcolo propone automaticamente i parametri meccanici da considerare nelle verifiche oppure è possibile inserirli manualmente.

Muratura di mattoni pieni e malta di calce

	fm [N/cm2]	τ [N/cm2]	fv0 [N/cm2]	E [N/mm2]	G [N/mm2]	w [N/m3]
Valore tabellare	260.00	5.00	13.00	1500.00	500.00	18

E [N/mm ²]	1500
Eh [N/mm ²]	1500
G [N/mm ²]	500
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	260
f _k [N/cm ²]	134.81
f _b [N/mm ²]	7.5
f _{v0} [N/cm ²]	13
Φ	0.5
μ	0.577
f _{bt} [N/mm ²]	0.8
FC	1.2
γ_m	3
Maschio drift taglio	0.005
Maschio drift flessione	0.01
Fascia drift taglio	0.015
Fascia drift flessione	0.015
Fascia accoppiata drift	0.02

Figura 13 – Parametri meccanici della muratura di mattoni pieni e malta di calce

Muratura in pietrame disordinata

	fm [N/cm2]	τ [N/cm2]	fv0 [N/cm2]	E [N/mm2]	G [N/mm2]	w [N/m3]
Valore tabellare	150.00	2.50	0.00	870.00	290.00	19

E [N/mm ²]	870
Eh [N/mm ²]	870
G [N/mm ²]	290
w [kN/m ³]	19
f _m [N/cm ²]	150
f _{hm} [N/cm ²]	112.5
f _k [N/cm ²]	87.5
τ [N/cm ²]	2.5
FC	1.2
γ_m	3
Maschio drift taglio	0.005
Maschio drift flessione	0.01
Fascia drift taglio	0.015
Fascia drift flessione	0.015
Fascia accoppiata drift	0.02

Figura 14 – Parametri meccanici della muratura in pietrame disordinata

9.2. VERIFICHE LOCALI PER AZIONI STATICHE

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono:

- controllo della snellezza della muratura;
- controllo dell'eccentricità dei carichi;
- verifica a compressione.

Si riporta di seguito uno schema planimetrico con l'indicazione della numerazione utilizzata per le pareti.

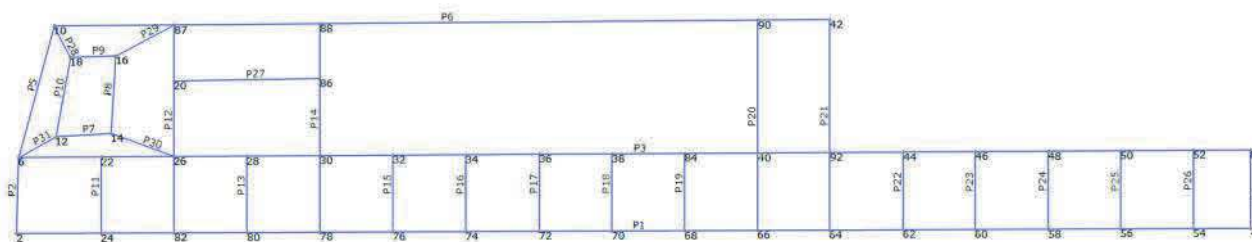


Figura 15 – Schema planimetrico delle pareti murarie

Il controllo della snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4 del D.M.2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui:

- h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a πh ;
- t : spessore del muro.
- h : l'altezza interna di piano;
- ρ : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente disequazione:

$$h_0/t < 20$$

Il controllo dell'eccentricità dei carichi è eseguito in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2 del D.M.2018. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

Dove:

t : spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \quad ; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

e_a : $h/200$

e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$

La verifica a compressione è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2 del D.M.2018. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente disequazione:

$$N_d \leq N_r$$

Dove.

N_d : carico verticale agente

N_r : carico verticale resistente, calcolato come $N_r = \phi f_d A$

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

f_d : resistenza di calcolo della muratura;

ϕ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste tre verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore). I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Si riporta di seguito una sintesi dei risultati ottenuti per ogni parete. Si ricorda che ogni parete contiene più maschi murari, pertanto i risultati indicati rappresentano il valore peggiore tra le tre posizioni indagate (inferiore, centrale, superiore) del maschio peggiore tra tutti quelli costituenti una parete. Si osservi che il risultato di verifica viene espresso anche mediante il parametro ζ_v che esprime il livello di sicurezza mediante rapporto capacità/domanda, per un rapido raffronto tra l'azione sopportabile dalla struttura e quella richiesta per il nuovo.

Parete	Maschi rotti	N_d/N_r Max	h_0/t Max	e_1/t Max	e_2/t Max
1	0	0.91	8.33	0.323	0.131
2	0	0.19	10.00	0.283	0.054
3	0	0.63	5.00	0.318	0.113
4	0	0.32	10.00	0.222	0.069
5	0	0.57	6.25	0.245	0.080
6	0	0.92	2.50	0.324	0.106
7	0	0.42	6.25	0.248	0.091
8	0	0.37	6.25	0.058	0.031
9	0	0.54	6.25	0.275	0.105
10	0	0.34	6.25	0.195	0.068
11	0	0.63	10.00	0.120	0.053
12	0	0.63	10.00	0.152	0.066
13	0	0.52	10.00	0.052	0.050
14	0	0.50	10.00	0.052	0.050
15	0	0.51	10.00	0.052	0.050
16	0	0.51	10.00	0.054	0.050
17	0	0.52	10.00	0.054	0.050
18	0	0.52	10.00	0.053	0.050
19	0	0.52	10.00	0.052	0.050
20	0	0.51	10.00	0.054	0.050
21	0	0.63	10.00	0.136	0.056
22	0	0.65	10.00	0.125	0.056
23	0	0.53	10.00	0.054	0.050
24	0	0.54	10.00	0.053	0.050
25	0	0.53	10.00	0.053	0.050
26	0	0.69	10.00	0.162	0.070
27	0	0.66	10.00	0.076	0.050

Dall'analisi dei risultati si evidenzia come, in condizione statica, tutte le murature risultano verificate in quanto $\zeta_v > 1,0$.

Sempre dall'analisi dei risultati si nota come la parete 1 è quella che presenta un maggior sfruttamento in condizione statica. Questo è dovuto principalmente al fatto che le aperture con architrave a volta vengono considerate, per semplicità di calcolo, con architrave orizzontale e l'altezza dell'apertura è sempre quella misurata sulla chiave della

volta. Tale semplificazione di modello comporta un notevole aumento della luce libera di inflessione del pilastro in muratura del modello di calcolo rispetto quella reale misurata in sito.

Parete 1

Si riportano di seguito lo schema grafico della muratura con identificato in rosso il maschio o i maschi non verificati e quindi il dettaglio delle verifiche svolte.



Figura 16 – Dettaglio della parete 1 – verifiche statiche

Tutti i maschi murari risultano dunque verificati in condizione statica

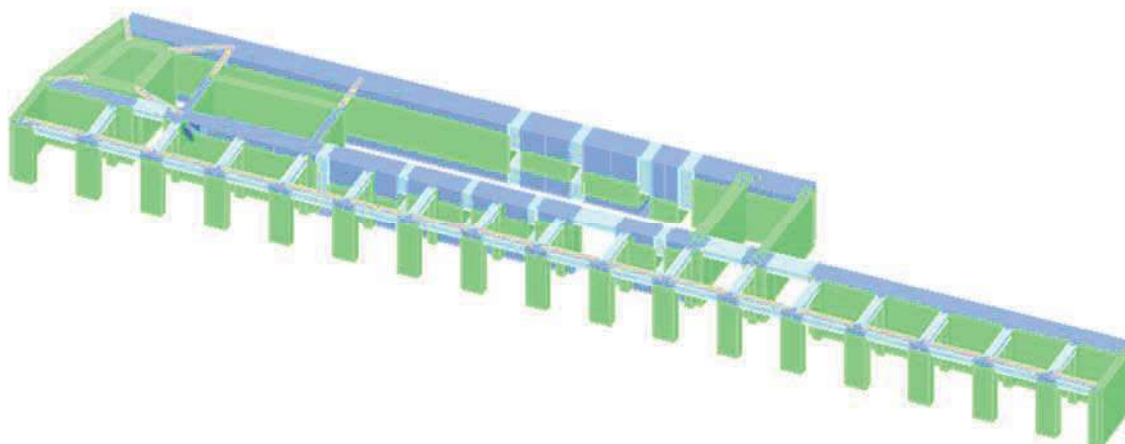


Figura 17 – Modello di calcolo con evidenziati i setti non verificati in condizioni statiche

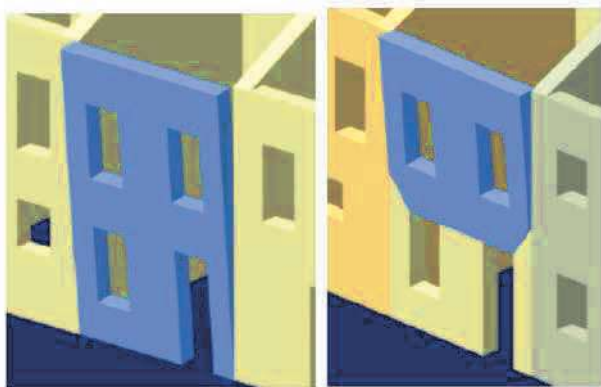
9.3. VERIFICA CINEMATISMI LOCALI

L'analisi strutturale dei meccanismi locali di collasso per cause sismiche è svolta per valutare preliminarmente il grado di vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi di primo modo, ossia dei meccanismi c.d. “fuori piano”. Questo tipo di analisi è fondamentale, poiché se vi è la possibilità di mobilitazione di meccanismi locali significa che la struttura non è in grado di offrire un comportamento globale di tipo “scatolare” nei confronti delle azioni sismiche.

La scelta dei meccanismi locali da analizzare è un aspetto molto delicato, in quanto è necessario conoscere a fondo i dettagli costruttivi della struttura che si intende analizzare per potere individuare e verificare i soli meccanismi significativi tra gli infiniti meccanismi possibili. Si richiamano pertanto le ipotesi in merito ai dettagli costruttivi desunte dalle indagini strutturali:

aspetti di interesse dettagli costruttivi	indagini svolte	giudizio
quadro fessurativo, anche di natura non sismica	analisi visiva interna ed esterna	stato di conservazione soddisfacente, non è stato rilevato alcun quadro fessurativo da analizzare se non lievi fessure di tipo estetico all'intradosso di volte e archi della Citroniera
collegamento tra pareti ortogonali	saggi esplorativi sull'incrocio di pareti ortogonali e considerazioni sul tipo di materiale	considerando i rilievi svolti e vista la specifica tipologia di muratura riscontrata, si ritiene che l'ammorsamento tra pareti sia efficace
collegamento tra pareti e solai	Analisi visiva dell'appoggio delle volte sulle murature	Le volte in muratura risultano ben ammorsate sulle murature sottostanti. La citroniera presenta inoltre un cordolo continuo in c.a. e delle travi in c.a. sull'estradosso delle volte a rinforzo delle stesse.
schema statico di copertura	indagine visiva	Copertura voltata
edifici adiacenti e/o parti interrare	indagine visiva e documentale	Non sono presenti edifici adiacenti al fabbricato in oggetto o comunque non sono interferenti con esso.

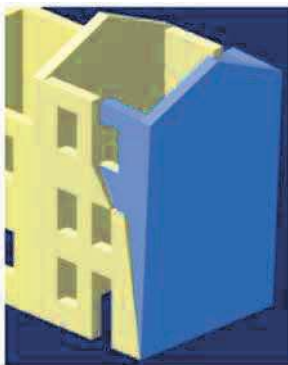
In ordine ai giudizi sui dettagli costruttivi è possibile definire i principali meccanismi locali che si possono verificare.



Ribaltamento semplice di parete

probabilità di insorgenza: **basso**

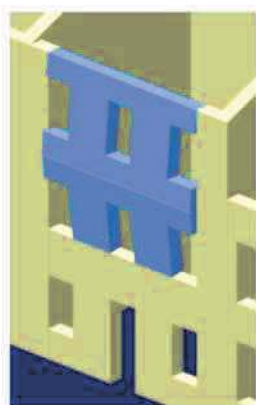
per l'ipotesi di efficace vincolo sommitale dovuto al consolidamento delle volte nel cantiere 2006-2011



Ribaltamento composto di parete

probabilità di insorgenza: **basso**

per l'ipotesi di efficace vincolo sommitale dovuto al consolidamento delle volte nel cantiere 2006-2011



Flessione verticale di parete

probabilità di insorgenza: **basso**

struttura monopiano



Flessione orizzontale di parete

probabilità di insorgenza: **basso**

per l'ipotesi di efficace vincolo sommitale dovuto al consolidamento delle volte nel cantiere 2006-2011

9.3.1. METODO DI CALCOLO

La verifica nei riguardi dei collassi parziali per cause sismiche (in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie) secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se si assume l'ipotesi di monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Il codice di calcolo svolge le verifiche con riferimento ai meccanismi locali tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con

altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti. L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

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

$$a_z \geq a_z(z=0) = S_e(T=0) = a_g \cdot S$$

$$a_z = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

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

$$a_z \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

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

$$\alpha_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

È consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi k=1.

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

$S_e(T, \xi)$: spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

γ_k : k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\Psi_k(z)$: valore della k-esimaforma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

$\alpha_{z,k}$: contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

9.3.2. RISULTATI DI VERIFICA

Alla luce degli interventi di rinforzo delle volte e degli archi della Citroniera realizzati nel corso del cantiere 2006-2011 si ritengono improbabili cinematismi locali in quanto la tessitura muraria è in buone condizioni ed i cordoli e le travi in c.a. realizzati durante il consolidamento delle volte di cui sopra costituiscono un vincolo efficace nei confronti di meccanismi fuori piano della facciata principale, ossia l'unica che, in assenza di tali opere di rinforzo, avrebbe potuto subire tali cinematismi.

9.4. VERIFICA GLOBALE

Secondo le indicazioni della Circolare alle norme tecniche [C8.7.1.3.1], le verifiche globali di vulnerabilità sismica si intendono soddisfatte se sono rispettate le seguenti condizioni.

Stato limite	condizioni di verifica
Stato limite di collasso (SLC)	$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$ D_{max}^{SLC} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, individuato dallo spettro elastico D_u^{SLC} è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra gli spostamenti ottenuti al verificarsi di: – taglio alla base residuo pari all'80% (ovvero ad un decadimento della curva push-over di un valore pari all'80% di quello massimo) – raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari
	$q^* < 4$ q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente
Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$ D_{max}^{SLV} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, individuato dallo spettro elastico D_u^{SLV} è lo spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $\frac{3}{4} D_u^{SLC}$
	$q^* < 3$ q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente
Stato limite di danno (SLD)	$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$ D_{max}^{SLD} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno D_u^{SLD} è lo spostamento massimo corrispondente al minore ottenuto tra le seguenti condizioni: – quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC; – quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari, e comunque non prima del raggiungimento di un taglio alla base pari a $\frac{3}{4}$ di quello massimo.
Stato limite di operatività (SLO)	$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$ D_{max}^{SLO} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività D_u^{SLO} è lo spostamento corrispondente a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD

Le NT 2018 introducono il parametro di valutazione delle condizioni di sicurezza di una struttura rispetto alle azioni sismiche che viene indicato con la lettera greca ξ . Esso coincide con il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura ($PGAC$ – accelerazione al suolo di capacità) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione ($PGAD$ – accelerazione al suolo di domanda). La prima rappresenta la capacità offerta dalla struttura, intesa come azione sismica massima che – applicata alla struttura – consente il superamento delle verifiche di cui sopra, mentre la seconda è la domanda richiesta dagli spettri di accelerazione da normativa.

È immediato osservare che si possono calcolare tanti indici di rischio quanti sono gli stati limite contemplati, per cui si ha:

$$\xi_{SLO} = \frac{PGAC_{SLO}}{PGAD_{SLO}} \quad \xi_{SLD} = \frac{PGAC_{SLD}}{PGAD_{SLD}} \quad \xi_{SLV} = \frac{PGAC_{SLV}}{PGAD_{SLV}} \quad \xi_{SLC} = \frac{PGAC_{SLC}}{PGAD_{SLC}}$$

In generale più bassi sono tali valori e più sono richiesti interventi atti a migliorare il comportamento sismico della costruzione: per una struttura in sicurezza assumono valori superiori od uguali ad 1. Il codice utilizzato effettua il calcolo di tutti gli indici di rischio riportati per ognuna delle analisi svolte.

Nonostante l'introduzione degli indici di rischio, è da precisare che tutte le verifiche sono comunque condotte in termini di spostamento, come descritto in precedenza. Il passaggio agli indici di PGA (o di TR) si riduce semplicemente all'individuazione delle accelerazioni (o tempi di ritorno) corrispondenti agli spostamenti già calcolati in precedenza.

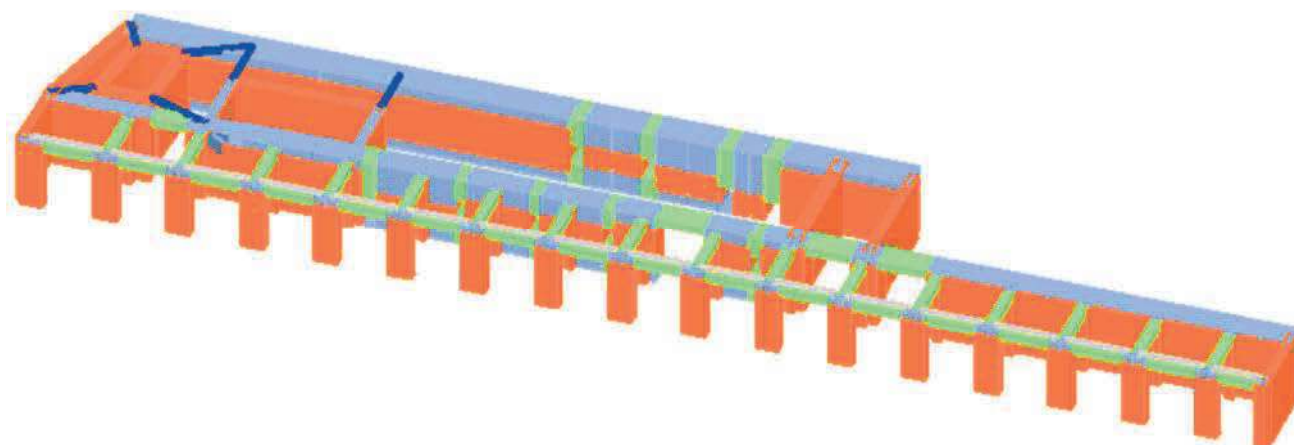


Figura 18 – Modello a telaio equivalente della struttura

L'immagine che segue sintetizza i risultati delle 24 analisi svolte sulla struttura in esame, ottenute combinando le differenti direzioni di applicazione del sisma, la tipologia di carico e l'eccentricità. Per ogni analisi è indicata:

- la direzione sismica e il verso
- la combinazione di carico applicata
- l'eccentricità
- lo spostamento di capacità e di domanda, relativo ai diversi stati limite
- l'indice di rischio ξ_E per i quattro stati limite contemplati.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sistema	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	☒	+X	Uniforme	0.00	0.07	0.98	0.52	0.06	0.74	0.42	0.03	0.14	0.03	0.09	4.728	4.824	4.539	3.651
2	☒	+X	Forze statiche	0.00	0.07	0.98	0.52	0.06	0.74	0.42	0.03	0.14	0.03	0.09	4.728	4.824	4.539	3.651
3	☒	-X	Uniforme	0.00	0.07	2.01	0.57	0.06	1.90	0.46	0.03	0.13	0.03	0.09	7.061	6.539	4.186	3.367
4	☒	-X	Forze statiche	0.00	0.07	2.01	0.57	0.06	1.90	0.46	0.03	0.13	0.03	0.09	7.061	6.539	4.186	3.367
5	☒	+Y	Uniforme	0.00	0.92	2.33	2.09	0.74	1.75	1.69	0.28	0.41	0.22	0.27	1.917	1.776	1.430	1.221
6	☒	+Y	Forze statiche	0.00	0.92	2.33	2.09	0.74	1.75	1.69	0.28	0.41	0.22	0.27	1.917	1.776	1.430	1.221
7	☒	-Y	Uniforme	0.00	0.91	1.34	1.55	0.74	1.01	1.30	0.28	0.42	0.22	0.28	1.467	1.360	1.465	1.251
8	☒	-Y	Forze statiche	0.00	0.91	1.34	1.55	0.74	1.01	1.30	0.28	0.42	0.22	0.28	1.467	1.360	1.465	1.251
9	☒	+X	Uniforme	-72.65	0.06	5.53	0.63	0.05	4.15	0.51	0.03	0.10	0.02	0.06	6.348	5.878	3.774	3.036
10	☒	+X	Uniforme	-72.65	0.09	2.37	0.57	0.07	1.78	0.46	0.04	0.15	0.03	0.10	7.061	6.540	4.178	3.360
11	☒	+X	Forze statiche	-72.65	0.06	5.53	0.63	0.05	4.15	0.51	0.03	0.10	0.02	0.06	6.348	5.878	3.774	3.036
12	☒	+X	Forze statiche	-72.65	0.09	2.37	0.57	0.07	1.78	0.46	0.04	0.15	0.03	0.10	7.061	6.540	4.178	3.360
13	☒	-X	Uniforme	-72.65	0.06	1.65	0.54	0.05	1.24	0.44	0.03	0.12	0.02	0.08	7.408	6.861	4.402	3.541
14	☒	-X	Uniforme	-72.65	0.08	1.96	0.61	0.07	1.47	0.50	0.04	0.14	0.03	0.09	6.534	6.052	3.867	3.110
15	☒	-X	Forze statiche	-72.65	0.08	1.65	0.54	0.05	1.24	0.44	0.03	0.12	0.02	0.08	7.408	6.861	4.402	3.541
16	☒	-X	Forze statiche	-72.65	0.08	1.96	0.61	0.07	1.47	0.50	0.04	0.14	0.03	0.09	6.534	6.052	3.867	3.110
17	☒	+Y	Uniforme	-419.67	0.84	1.91	2.33	0.67	1.43	1.89	0.27	0.31	0.21	0.21	1.715	1.589	1.174	1.002
18	☒	+Y	Uniforme	-419.67	0.95	1.79	1.96	0.77	1.34	1.58	0.30	0.43	0.23	0.29	1.882	1.744	1.449	1.237
19	☒	+Y	Forze statiche	-419.67	0.84	1.91	2.33	0.67	1.43	1.89	0.27	0.31	0.21	0.21	1.715	1.589	1.174	1.002
20	☒	+Y	Forze statiche	-419.67	0.95	1.79	1.96	0.77	1.34	1.58	0.30	0.43	0.23	0.29	1.882	1.744	1.449	1.237
21	☒	-Y	Uniforme	-419.67	0.68	2.10	1.96	0.71	1.38	1.58	0.28	0.37	0.22	0.25	2.044	1.894	1.349	1.152
22	☒	-Y	Uniforme	-419.67	0.96	1.07	1.83	0.77	0.80	1.48	0.30	0.44	0.23	0.29	1.119	1.036	1.486	1.269
23	☒	-Y	Forze statiche	-419.67	0.88	2.10	1.96	0.71	1.38	1.58	0.28	0.37	0.22	0.25	2.044	1.894	1.349	1.152
24	☒	-Y	Forze statiche	-419.67	0.96	1.07	1.83	0.77	0.80	1.48	0.30	0.44	0.23	0.29	1.119	1.036	1.486	1.269

Visualizza dettagli

ζ_E = 1.00

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

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

Esci

Figura 19 – Riassunto dei risultati delle 24 analisi

Per le verifiche soddisfatte, la casella corrispondente assume la colorazione verde e l'indice di vulnerabilità corrispondente (ζ_E) assume valori superiori all'unità. Quando la capacità di spostamento è inferiore alla domanda la verifica non è soddisfatta, la casella corrispondente assume la colorazione rossa e l'indice di vulnerabilità corrispondente (ζ_E) assume valori inferiori all'unità.

Dalla figura sopra riportata si evince come la vulnerabilità sismica della struttura, considerata la stessa con comportamento scatolare, risulterebbe soddisfatta per tutti gli Stati Limite per tutte le 24 analisi sia rispetto l'asse X sia rispetto l'asse Y.

Si riassumono di seguito i più bassi indici di vulnerabilità sismica:

$$\text{SLC} \rightarrow \zeta_E = 1,119 \text{ (asse Y – analisi 22 e 24)}$$

$$\text{SLV} \rightarrow \zeta_E = 1,036 \text{ (asse Y – analisi 22 e 24)}$$

$$\text{SLD} \rightarrow \zeta_E = 1,174 \text{ (asse Y – analisi 17 e 19)}$$

$$\text{SLO} \rightarrow \zeta_E = 1,002 \text{ (asse Y – analisi 17 e 19)}$$

Dato che la struttura oggetto di verifica è esistente e trattasi di bene culturale, le NTC2018, così come il D.P.C.M. 9 febbraio 2011 “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, stabiliscono che l'indice minimo ζ_E debba sempre essere maggiore di 0,6 affinché la struttura sia considerata verificata.

$$\zeta_{E,min} = 1,174 \text{ (SLV asse Y – analisi 17 e 19)} > 0,60 \text{ Verificato!}$$

Si riporta di seguito, per le due analisi più gravose lungo l'asse X e lungo l'asse Y, il dettaglio del telaio equivalente delle pareti più significative e la curva di capacità sovrapposta alla bilineare equivalente determinata ai sensi delle Norme Tecniche.

Analisi 1 – Asse X

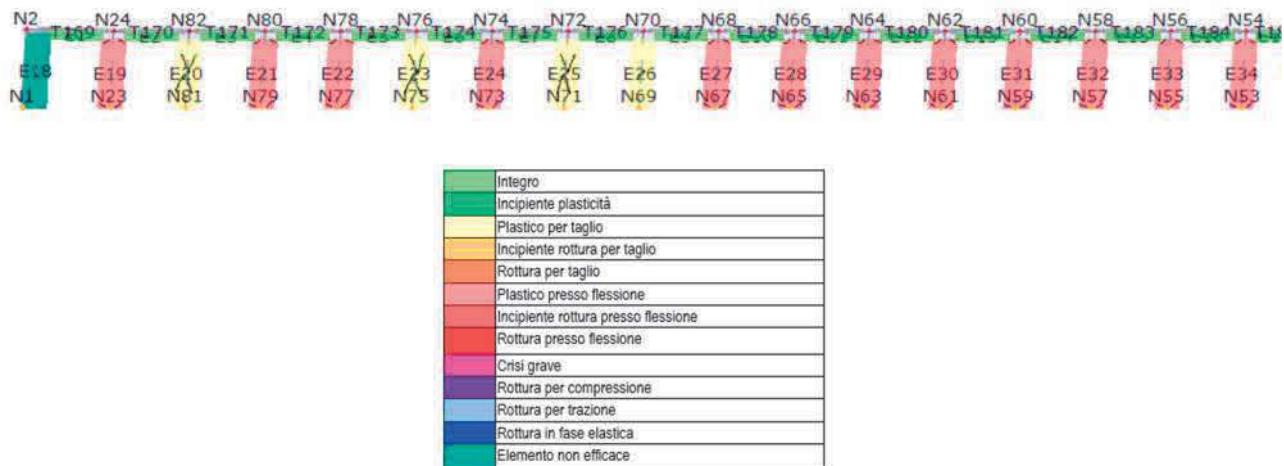


Figura 20 – Analisi 1 asse X – Parete P1 – Schema dei maschi murari

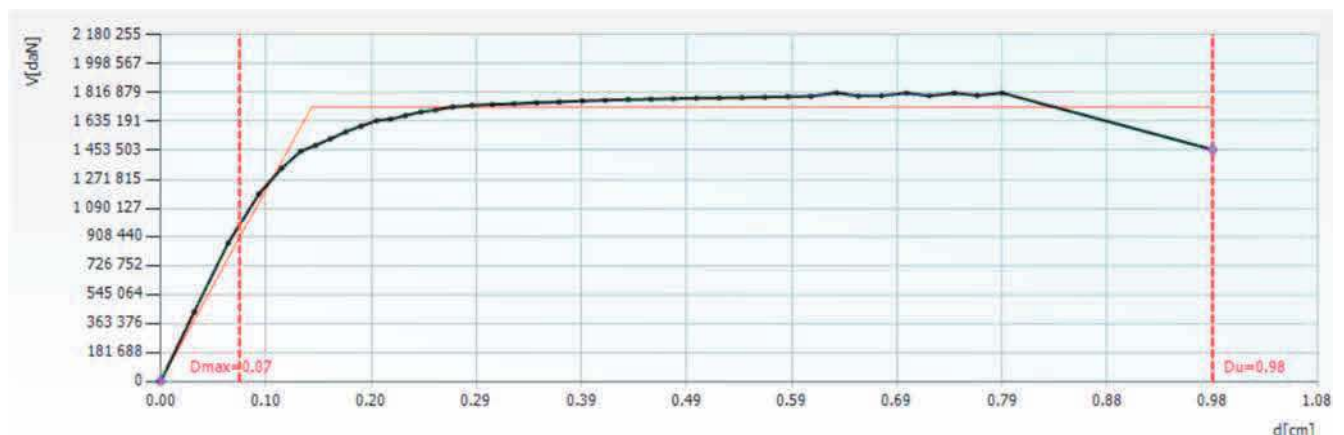


Figura 21 – Analisi 1 – Curva di capacità

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T* _C (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	> 2475	1462	> 1.6929	1.0202	1.1831	2.67	0.29	1.1596	4.8237	4.7280
SLV	> 2475	712	> 3.4761	0.8289	1.1831	2.67	0.29	1.4272	3.9990	4.8242
SLD	> 2475	75	> 33.0000	0.3963	1.1831	2.67	0.29	2.9851	1.7990	4.5393
SLO	> 2475	45	> 55.0000	0.3277	1.1831	2.67	0.29	3.6108	1.1962	3.6509

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α_{PGA}) calcolate con due approcci differenti:

α_{PGA} : Ricavato da PGA_C

Con PGA_C si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (a_g) rappresenta la PGA_C .

$\alpha_{PGA}(TR)$: Ricavato da $PGA_C(TR)$

Con $PGA_C(TR)$ si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico $T^*[s] = 0.098$

Massa partecipante $m^*/M [\%] = 68,804$

Analisi 22 – Asse Y

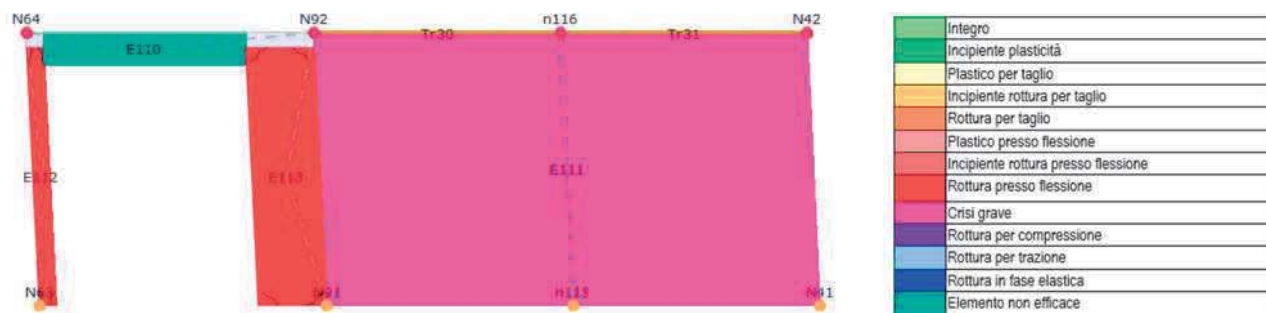


Figura 22 – Analisi 22 asse Y – Parete P21 – Schema dei maschi murari

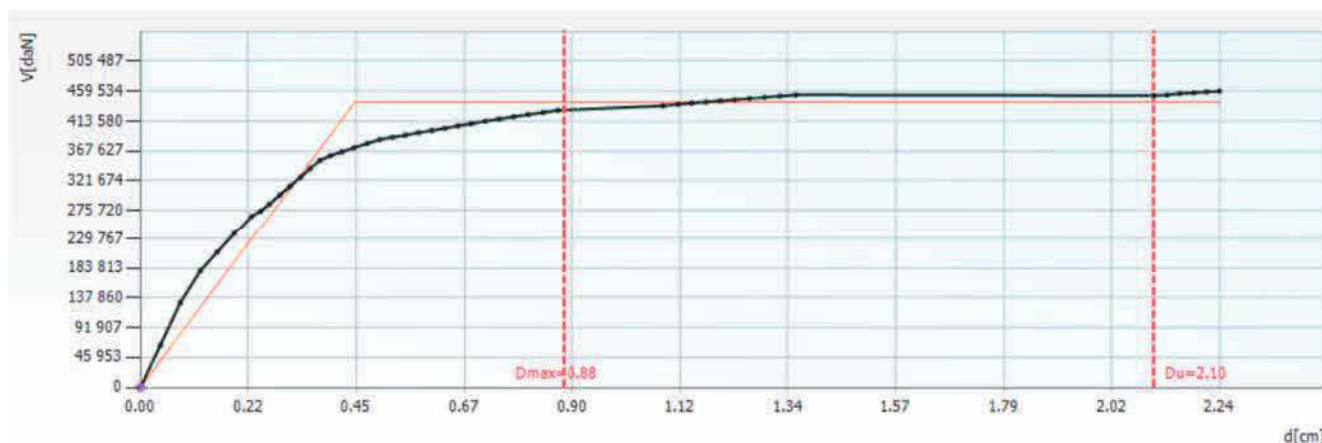


Figura 23 – Analisi 22 – Curva di capacità

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA_D [m/s ²]	$PGA_C(TR)$ [m/s ²]	$F_0(TR)$	$T^*_C(TR)$	$\alpha_{PGA}(TR)$	PGA_C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	1974	1462	1.3502	1.0202	1.1105	2.67	0.29	1.0885	1.1412	1.1186
SLV	803	712	1.1278	0.8289	0.8594	2.66	0.28	1.0367	0.8592	1.0364
SLD	169	75	2.2533	0.3963	0.5288	2.62	0.25	1.3342	0.5890	1.4862
SLO	73	45	1.6222	0.3277	0.3924	2.59	0.22	1.1976	0.4158	1.2690

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità (α_{PGA}) calcolate con due approcci differenti:

α PGA: Ricavato da PGAc

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (a_g) rappresenta la PGAc.

 α PGA(TR): Ricavato da PGAc(TR)

Con PGAc(TR) si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico $T^*[s] = 0.419$

Massa partecipante $m^*/M [\%] = 89.792$

Conclusioni

Analisi sismica n. 1 Direzione X

Analisi sismica n. 22 Direzione Y

Stato limite	α PGA (TR)	α TR	α PGA (TR)	α TR
SLC	1.1596	> 1.6929	1.0885	1.3502

(*) Tutti i valori di α_{TR} sono da ritenersi calcolati come $\alpha_{TR} = TR_C/TR_D$ (privi di qualsiasi esponente correttivo).

In base alla tipologia di edificio si assume $\zeta_{E_lim} = 0.600$

La verifica risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [Y] del sisma.

9.5. DEFINIZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Dai risultati sopra esposti è possibile affermare che l'indice di vulnerabilità sismica della struttura nello stato di fatto è pari al minore tra i rapporti PGAc/PGAd (SLV) definiti per i cinatismi locali e per l'analisi sismica globale.

Il grado di vulnerabilità sismica della struttura, allo SLV, è pari a:

$$PGAc/PGAd = 1,036$$

10. CONCLUSIONI

La struttura nello stato di fatto ha un livello di sicurezza stimato allo SLV $\zeta_{E-PRE} = 1,04$ nei confronti dell'analisi globale.

Per i beni tutelati è sufficiente raggiungere un $\zeta_E > 0,6$. Tale valore limite è stato già raggiunto nella condizione pre-intervento per cui non risultano necessari interventi di miglioramento.



ALLEGATO A

ESTRATTI TAVOLE DI PROGETTO RELATIVE AL CANTIERE
CONCLUSO NEL 2011

ALLEGATO B

Report delle prove sui materiali Rif. TO-153-23 del 22/09/23 –
4EMME Service S.p.A.



4 EMME Service S.p.A.

Prove in Sito - Laboratorio Prove Materiali

Sede legale: Via L. Zuegg, 20 - 39100 Bolzano - ITALY

Tel. 0471/543111 - Fax 543110 4emme@legalmail.it www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

INDAGINI E PROVE SPERIMENTALI SU STRUTTURE

“VILLA MELANO”

VIA MELANO s.n.c. – RIVOLI (TO)

PROVE n° 10067/TO ÷ 10070/TO

dal 30 agosto al 4 settembre 2023

Committente: **EDITEL S.p.A.**

Progettisti: **MCM Ingegneria S.r.l.**

Relatore: **geom. Diego Doto**



Vista dell'edificio principale (Villa Antica)

RIF.: TO-153-23

Torino, 22 settembre 2023

C.F./P.I. IT 01288130212 Cap. Soc. 500.000,00 Euro R.E.A. – BZ 111601 BNL IT97 H 01005 11600 000000021486

Bolzano	0471-543111	Firenze	055-461000	Padova	049-8020707	Torino	011-7706023	Laboratori Autorizzati
Bologna	051-6346808	Genova	010-586195	Palermo	091-6703629	Treviso	0438-990200	Bolzano 0471-543111
Cagliari	070-490732	Milano	02-40092545	Piacenza	0523-755849	Verona	045-8004278	Milano 02-40092545
Como	031-305253	Modena	059-395414	Roma	06-71546992			

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. UBICAZIONE DELLE PROVE.....	3
3. PROVE PENETROMETRICHE SU MALTE - PROVA N° 10067/TO	6
4. INDAGINI ENDOSCOPICHE – PROVA N° 10068/TO	14
5. PROVE CON MARTINETTI PIATTI SU MURATURA - PROVA N° 10069/TO	20
6. ANALISI PETROGRAFICHE SU MALTE - PROVA N° 10070/TO	41

ALLEGATO

- rapporto di prova n° 3922 del Laboratorio Prove Materiali di Bolzano

1. PREMESSA

La Società **4 EMME Service S.p.A.**, specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata dalla società **EDITEL S.p.A.** con sede in **Via Campodello n° 1 a Nucetto (CN)** di eseguire delle indagini e prove sperimentali in sito sulle strutture in muratura presso il complesso di Villa Melano (Villino Svizzero e Villa Antica) sita in Via Melano a Rivoli (TO).

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre ad indagine, le modalità di prova ed i punti di misura sono stati preventivamente concordati con l'arch. Paolo Giorda e l'ing. Alessandro Pisano dello studio MCM Ingegneria S.r.l. di Torino.

Le prove sono state eseguite nei giorni compresi tra il 30 agosto e 4 settembre 2023 dal geom. Diego Doto e dal geom. Sebastiano Greco della **4 EMME Service S.p.A.**.

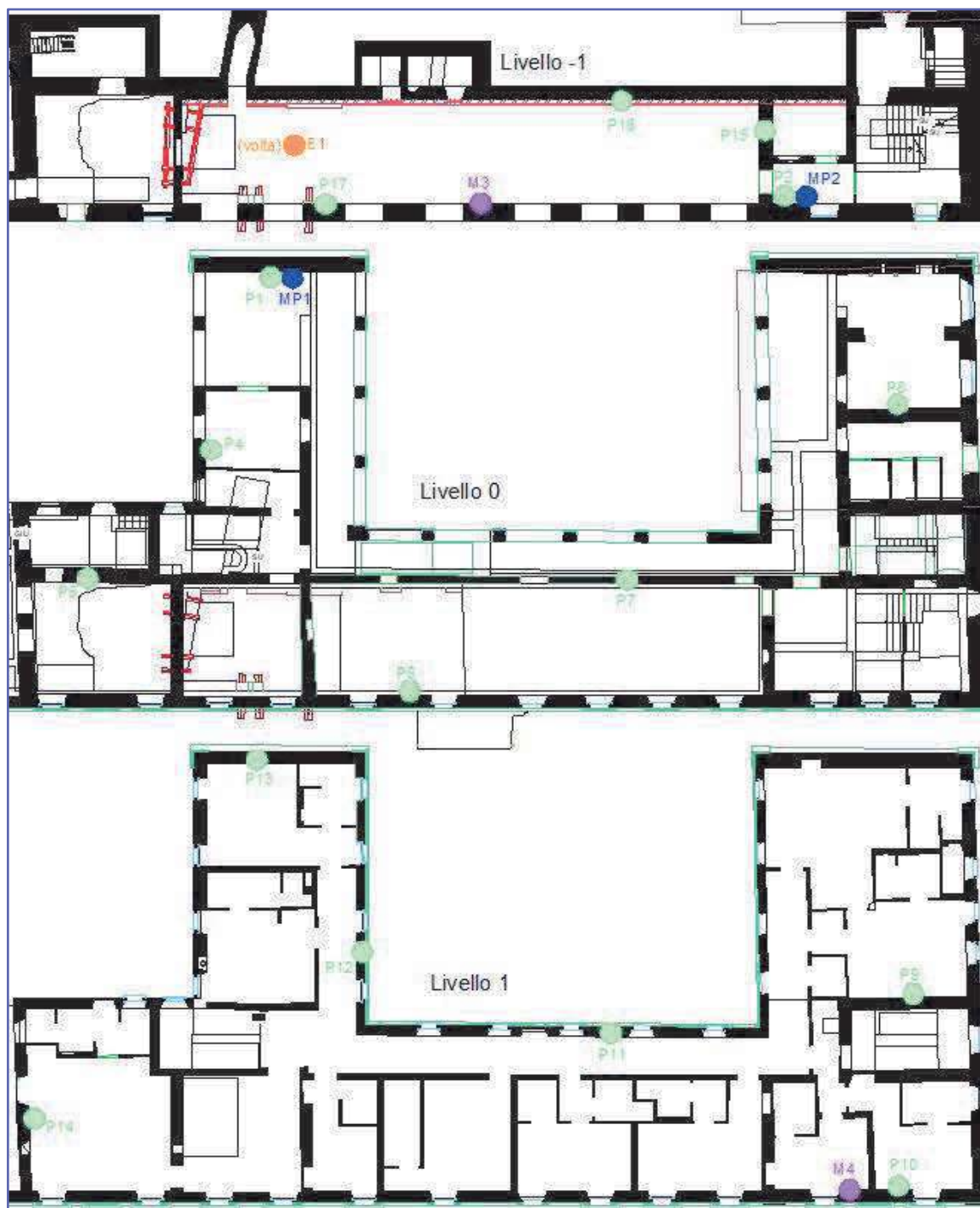


Vista del fabbricato denominato "Villino Svizzero"

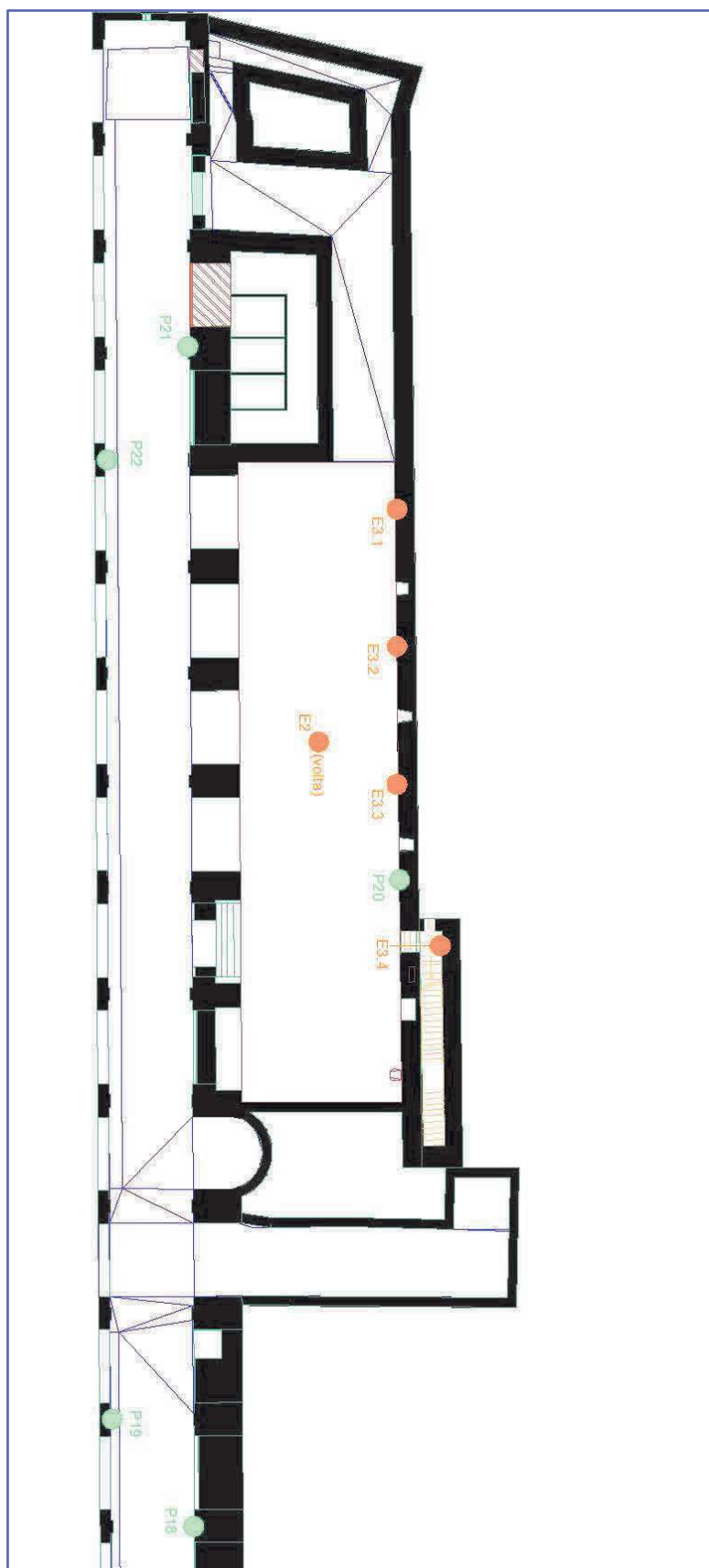
2. UBICAZIONE DELLE PROVE

Di seguito si riportano i disegni con l'ubicazione delle prove eseguite.

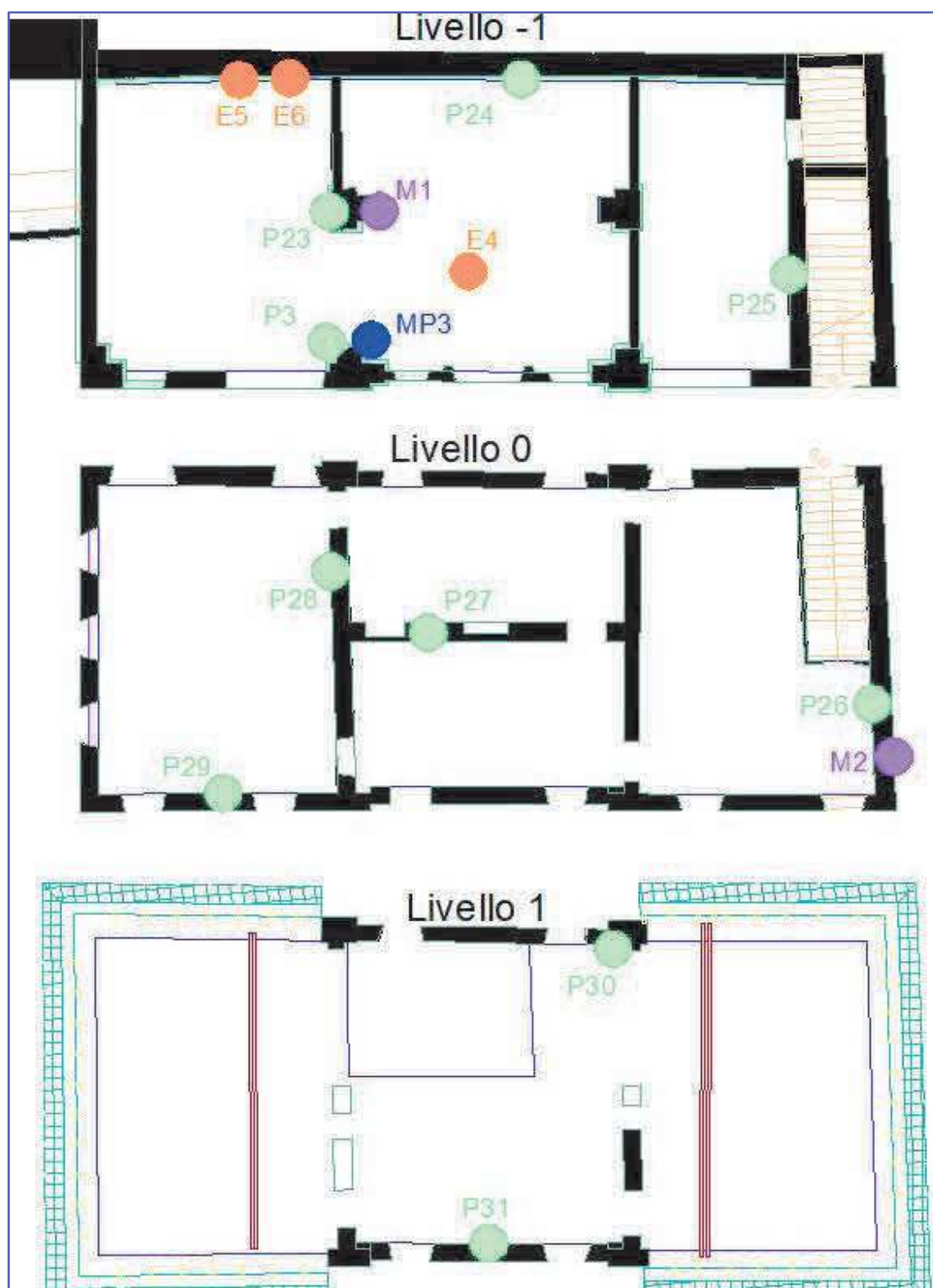
NOTA BENE: nei disegni allegati l'ubicazione delle indagini sugli elementi strutturali verticali (muri) è riportata nella planimetria del piano a cui sono state effettivamente eseguite; le indagini sugli elementi strutturali orizzontali, sono riportate sulle planimetrie come proiezioni a soffitto.



Disegno n° 1 – Planimetrie del fabbricato Villa Antica



Disegno n° 2 – Planimetria del fabbricato Citroniera



Disegno n° 3 – Planimetrie del fabbricato Villino Svizzero

LEGENDA

- P:** prova penetrometrica sulla malta delle murature
- E:** indagine endoscopica
- M:** prelievo campione di malta per analisi petrografica
- MP:** prova con martinetti piatti sulla muratura

3. PROVE PENETROMETRICHE SU MALTE - PROVA N° 10067/TO

3.1. Metodologia di indagine

Per l'esecuzione delle prove è stato utilizzato un penetrometro per malta modello RSM15 matricola n° 15G00Z1L.

Lo scopo della prova è di valutare l'omogeneità delle varie zone indagate e stimare la resistenza a compressione della malta.

Il sistema prevede di far penetrare, in un corso di malta, una punta di acciaio d'acciaio, diametro $\varnothing$ 4 mm e lunghezza 78 mm, tramite un'apposita massa battente, allo scopo di rilevare la resistenza alla penetrazione. La resistenza alla penetrazione è correlata, attraverso una curva sperimentale, alla resistenza a compressione.



Indagine penetrometrica



Misurazione con micrometro

Individuata una *sezione* di misura si procede ad operare in 3 distinti *punti* con una distanza tra loro generalmente non superiore a 10 cm. Per ogni punto d'indagine si eseguono 10 battute, una successiva all'altra nello stesso punto. Si procede quindi a misurare la profondità di infissione dell'ago attraverso uno specifico micrometro. Tale valore permette di ottenere una stima della resistenza a compressione attraverso una specifica curva di correlazione sperimentale.

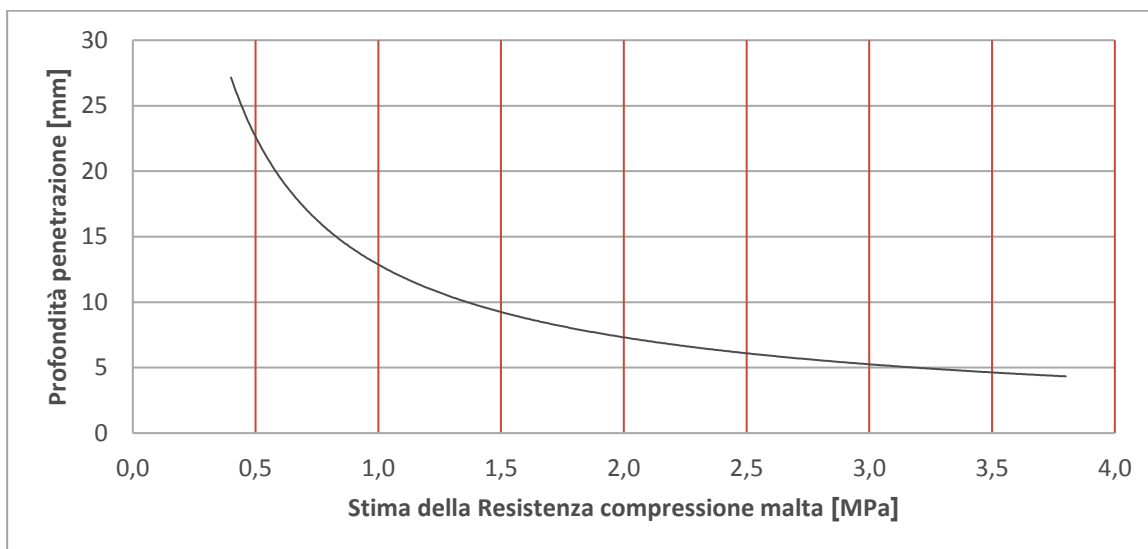


Grafico di correlazione per la stima della resistenza delle malte

3.2. Rapporto dei risultati

Sono state indagate delle zone di vari elementi murari del fabbricato in oggetto. Vengono di seguito allegate le tabelle riepilogative dei risultati ottenuti. La posizione delle prove è riportata sui disegni al paragrafo 2.

L'abbreviazione "Sup." sta a significare che la prova è stata eseguita sulla superficie del corso di malta.

In corrispondenza delle prove P1, P2 e P3 sono state successivamente eseguite tre prove con martinetto piatto doppio i cui risultati sono riportati al paragrafo 5.

VILLA ANTICA

n°	Tipo di misura	Penetrazione [mm]			Resistenza [MPa]			Resistenza media stimata [Mpa]
		punto 1	punto 2	punto 3	punto 1	punto 2	punto 3	
P1	Sup.	27	29	28	0,4	0,4	0,4	0,4
P2	Sup.	31	30	32	0,3	0,4	0,3	0,3
P4	Sup.	15	15	17	0,8	0,8	0,7	0,8
P5	Sup.	30	32	34	0,4	0,3	0,3	0,3
P6	Sup.	24	22	21	0,5	0,5	0,5	0,5
P7	Sup.	16	16	18	0,8	0,8	0,7	0,7
P8	Sup.	20	22	24	0,6	0,5	0,5	0,5
P9	Sup.	21	19	21	0,5	0,6	0,5	0,6
P10	Sup.	36	34	36	0,3	0,3	0,3	0,3
P11	Sup.	15	17	18	0,8	0,7	0,7	0,7
P12	Sup.	17	15	15	0,7	0,8	0,8	0,8
P13	Sup.	38	39	36	0,3	0,3	0,3	0,3
P14	Sup.	17	18	15	0,7	0,7	0,8	0,7
P15	Sup.	14	16	10	0,9	0,8	1,4	1,0
P16	Sup.	35	38	37	0,3	0,3	0,3	0,3
P17	Sup.	16	18	19	0,8	0,7	0,6	0,7

CITRONIERA

n°	Tipo di misura	Penetrazione [mm]			Resistenza [MPa]			Resistenza media stimata [Mpa]
		punto 1	punto 2	punto 3	punto 1	punto 2	punto 3	
P18	Sup.	5	7	4	3,2	2,1	4,2	3,2
P19	Sup.	8	7	5	1,8	2,1	3,2	2,4
P20	Sup.	8	10	6	1,8	1,4	2,5	1,9
P21	Sup.	6	6	5	2,5	2,5	3,2	2,8
P22	Sup.	4	7	5	4,2	2,1	3,2	3,2

VILLINO SVIZZERO

n°	Tipo di misura	Penetrazione [mm]			Resistenza [MPa]			Resistenza media stimata [Mpa]
		punto 1	punto 2	punto 3	punto 1	punto 2	punto 3	
P3	Sup.	10	10	7	1,4	1,4	2,1	1,6
P23	Sup.	11	9	8	1,2	1,6	1,8	1,5
P24	Sup.	22	18	24	0,5	0,7	0,5	0,5
P25	Sup.	19	21	16	0,6	0,5	0,8	0,6
P26	Sup.	15	14	11	0,8	0,9	1,2	1,0
P27	Sup.	15	17	20	0,8	0,7	0,6	0,7
P28	Sup.	18	18	16	0,7	0,7	0,8	0,7
P29	Sup.	21	19	22	0,5	0,6	0,5	1,0
P30	Sup.	17	15	19	0,7	0,8	0,6	0,7
P31	Sup.	19	21	16	0,6	0,5	0,8	0,6

Vengono di seguito riportate le fotografie delle prove effettuate.



La prova P1



La prova P2



La prova P3



La prova P4



La prova P5



La prova P6



La prova P7



La prova P8



La prova P9



La prova P10



La prova P11



La prova P12



La prova P13



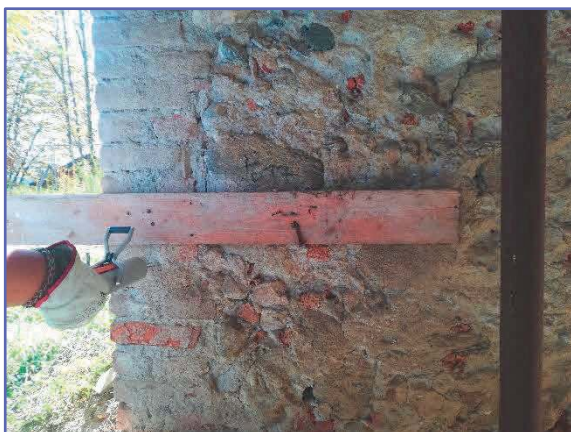
La prova P14



La prova P15



La prova P16



La prova P17



La prova P18



La prova P19



La prova P20



La prova P21



La prova P22



La prova P23



La prova P24



La prova P25



La prova P26



La prova P27



La prova P28



La prova P29



La prova P30



La prova P31

4. INDAGINI ENDOSCOPICHE – PROVA N° 10068/TO

4.1. Descrizione della strumentazione

Le indagini endoscopiche sono state eseguite mediante un endoscopio costituito da un'unità di base EXTECH HDV600 a cui era collegata una sonda dotata di testa mobile a 320°, di lunghezza 200 cm e di diametro 6 mm; essa viene telecomandata tramite un'unità di controllo cablata HDV-TX2 ed è dotata di illuminazione a led e consente la trasmissione delle immagini mediante fibre ottiche.

L'immagine viene visualizzata sul monitor a colori con definizione di 640 x 480 pixel e può essere registrata o fotografata.



L'endoscopio EXTECH HDV600

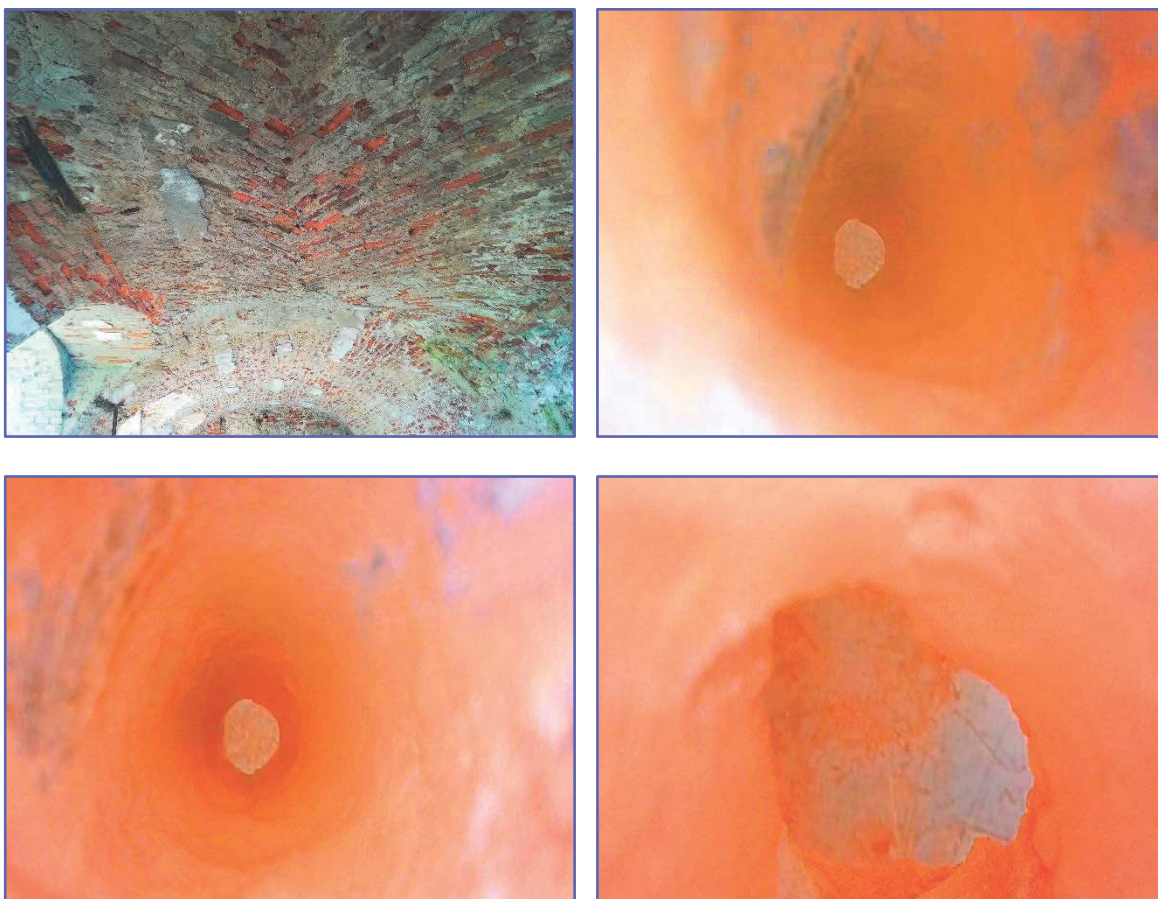
4.2. Rapporto dei risultati

La posizione delle prove è riportata sui disegni al paragrafo 2.

ENDOSCOPIA E1

Posizione: fabbricato Villa Antica, centro volta copertura livello -1

Stratigrafia a partire dall'estradosso: 2 cm sottofondo, 12 cm mattone pieno.



L'indagine endoscopica E1

ENDOSCOPIA E2

Posizione: fabbricato Citroniera, centro volta

Stratigrafia a partire dall'estradosso: 60 cm circa terra di riporto, 25 cm mattone pieno.



L'indagine endoscopica E2

ENDOSCOPIA E3

Posizione: fabbricato Citroniera, parete laterale interno fabbricato

Profondità foro: E3.1 – E3.2 – E3.3: 100 cm circa - E3.4: 60 cm circa
all'interno di fori praticati con carotatrice già presenti nel muro

Stratigrafia: muratura mista in pietra e mattoni con inerti parzialmente sciolti



Posizione dei punti di indagine



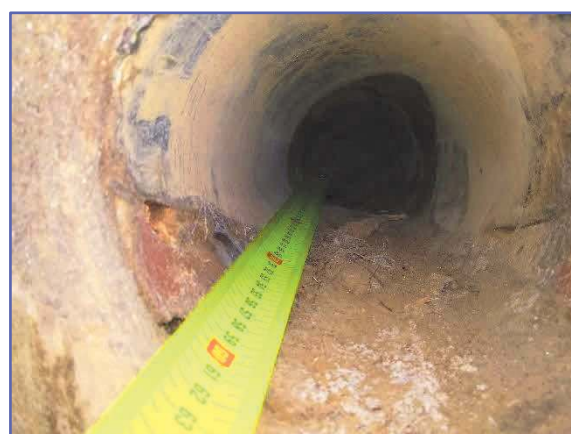
Endoscopio E3.1



Endoscopio E3.2



Endoscopio E3.3



Endoscopio E3.4

ENDOSCOPIA E4

Posizione: fabbricato Villino Svizzero, centro volta copertura livello -1

Stratigrafia a partire dall'estradosso: 6 cm circa sottofondo, 8 cm circa caldana, 12 cm mattone pieno.



L'indagine endoscopica E4

ENDOSCOPIA E5

Posizione: fabbricato Villino Svizzero, parete a quota 90 cm

Profondità foro: 60 cm circa

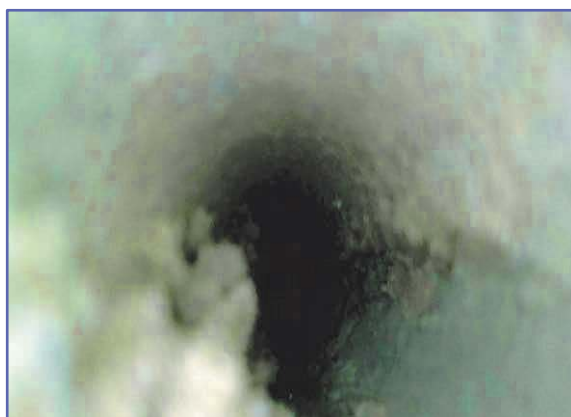
Stratigrafia: muratura in pietra con inerti parzialmente sciolti

ENDOSCOPIA E6

Posizione: fabbricato Villino Svizzero, parete a quota 250 cm

Profondità foro: 60 cm circa

Stratigrafia: muratura in pietra con inerti parzialmente sciolti



Le indagini endoscopiche E5 e E6

5. PROVE CON MARTINETTI PIATTI SU MURATURA - PROVA N° 10069/TO

5.1. Metodologia d'indagine

Rilievo dello stato tensionale (prova con martinetto piatto singolo)

Lo stato tensionale della muratura in esame viene alterato mediante un taglio piano normale alla superficie della parete muraria.

Le tensioni, che tendono a richiudere il taglio, sono bilanciate da uno speciale martinetto inserito nell'incisione. Il taglio comporta il rilascio delle tensioni che si manifestano con la tendenza a richiudere i lembi del taglio.

La pressione applicata al martinetto piatto introdotto nell'incisione, che riporterà alle condizioni di deformazione antecedenti al taglio, si assume come prossima, sostanzialmente, alla tensione in sito.

Valutazione della resistenza alla compressione (prova con martinetto piatto doppio)

Una volta rilevato il carico di esercizio della muratura si può proseguire installando un secondo martinetto parallelo al primo.

La prova è condotta ad incrementi di carico costanti mentre i sensori differenziali, opportunamente installati rilevano in tempo reale l'andamento della prova.

5.2. Descrizione della strumentazione

Martinetti piatti

I martinetti piatti utilizzati sono celle di carico d'acciaio speciale di forma semicircolare, azionati idraulicamente ed aventi le seguenti caratteristiche:

- superficie: 778,56 cm²
- spessore: 3 mm
- diametro semicircolo: 350 mm
- profondità: 260 mm
- press. max esercizio: 50 bar



Mediante il coefficiente "Km" fornito dal costruttore si determina la riduzione della sezione di spinta del martinetto, tenuto conto dell'influenza della maggiore rigidità del bordo e dello stato di affaticamento e deformazione dello strumento.

Pompa oleodinamica

Il martinetto piatto è azionato idraulicamente da un'apposita pompa a mano che permette di gestire con particolare cura gli incrementi di carico oltre a mantenere costante la pressione.

Manometro di precisione

Per la rilevazione delle pressioni esercitate è stato utilizzato un manometro digitale AEP DMC 0÷700 Bar matricola n. 121426, installato sulla pompa oleodinamica a monte del martinetto.



La calibrazione del manometro è documentata col rapporto di taratura n° 2115/23 del 15/02/2023.

Troncatrice idraulica

Il taglio di inserimento del martinetto è effettuato da una troncatrice idraulica manuale con lama anulare diamantata. Il taglio che ne deriva, grazie alla particolare caratteristica della sega che utilizza una trasmissione eccentrica, oltre a disturbare in maniera molto ridotta la struttura non modificandone le caratteristiche meccaniche, è netto e di dimensioni quasi uguali a quelle del martinetto.



Collaudatore GS04

Le rilevazioni delle deformazioni sono state eseguite con l'attrezzatura denominata "Collaudatore GS04" costituita da:

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni *GS04 matricola n. 040*;
- trasduttori di spostamento LVDT *Schaevitz serie E200*;
- personal computer con software di elaborazione *4 EMME Service S.p.A.*



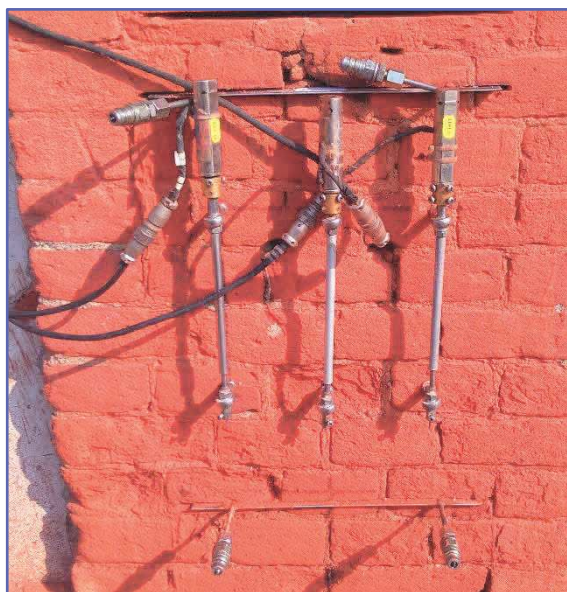
Sensori differenziali

Le deformazioni della muratura sono state effettuate mediante sensori differenziali installati su mini fessuometri, fissati solidalmente alla muratura in esame mediante tasselli. I sensori impiegati hanno una precisione dello 0,4 % ed escursione massima di $\pm 1,5$ mm.

I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:

- sensibilità 0,001 mm;
- ripetibilità 98,5%;
- linearità 99,4%;

La calibrazione dei sensori è documentata col rapporto di taratura n. 2106/23 del 15/02/2023.



Tutti gli strumenti sono stati tarati dal Laboratorio Tarature della *4 EMME Service S.p.A.* utilizzando dei sensori campione come previsto dalla procedura 7.6 del Manuale di Qualità.

5.3. Formule principali

Tensione di esercizio della muratura (prova con martinetto piatto singolo)

La tensione di esercizio della muratura è calcolata mediante la seguente formula:

$$\sigma_e = p_o * K_m * A_m / A_t$$

dove:

σ_e = tensione di esercizio della muratura;

p_o = pressione di ripristino delle condizioni di deformazione;

K_m = coefficiente di taratura del martinetto;

A_m = area del martinetto;

A_t = area della superficie del taglio.

Ad ogni incremento di pressione corrisponde un decremento del valore massimo di deformazione registrato dai sensori al completamento del taglio.

La pressione che riporta a “zero” lo spostamento dei sensori identifica il valore “**po**” della formula.

Tensione di rottura della muratura (prova con martinetto piatto doppio)

Le tensioni di rottura della muratura sono state calcolate secondo la seguente formula:

$$\sigma_r = p * \Sigma(K_m * A_m / A_t) / 2$$

dove:

σ_r = tensione di rottura;

p = pressione di collasso;

ΣK_m = K_m martinetto superiore + K_m martinetto inferiore;

A_m = area del martinetto;

ΣA_t = sommatoria delle aree di taglio.

Una volta ripristinata la tensione di esercizio della muratura in esame, si incrementa il carico prodotto dai martinetti rilevando la tensione di rottura del complesso murario.

Lo stato di rottura del muro è rilevato dal grafico delle deformazioni oltre che dal riscontro visivo dello stato fessurativo indotto dalla prova.

5.4. Prova MP1 – Livello 0 Villa Antica

5.4.1. Descrizione della prova

Scopo della prova era determinare il carico d'esercizio ed il carico di rottura della muratura al livello 0 del fabbricato (prova con martinetto piatto doppio) nella zona indicata con la sigla MP1 nel disegno n° 1 riportato al paragrafo 2.



La porzione di muratura provata con il martinetto piatto doppio

La porzione di muratura oggetto della prova era costituita da mattoni pieni con giunti di malta regolari.

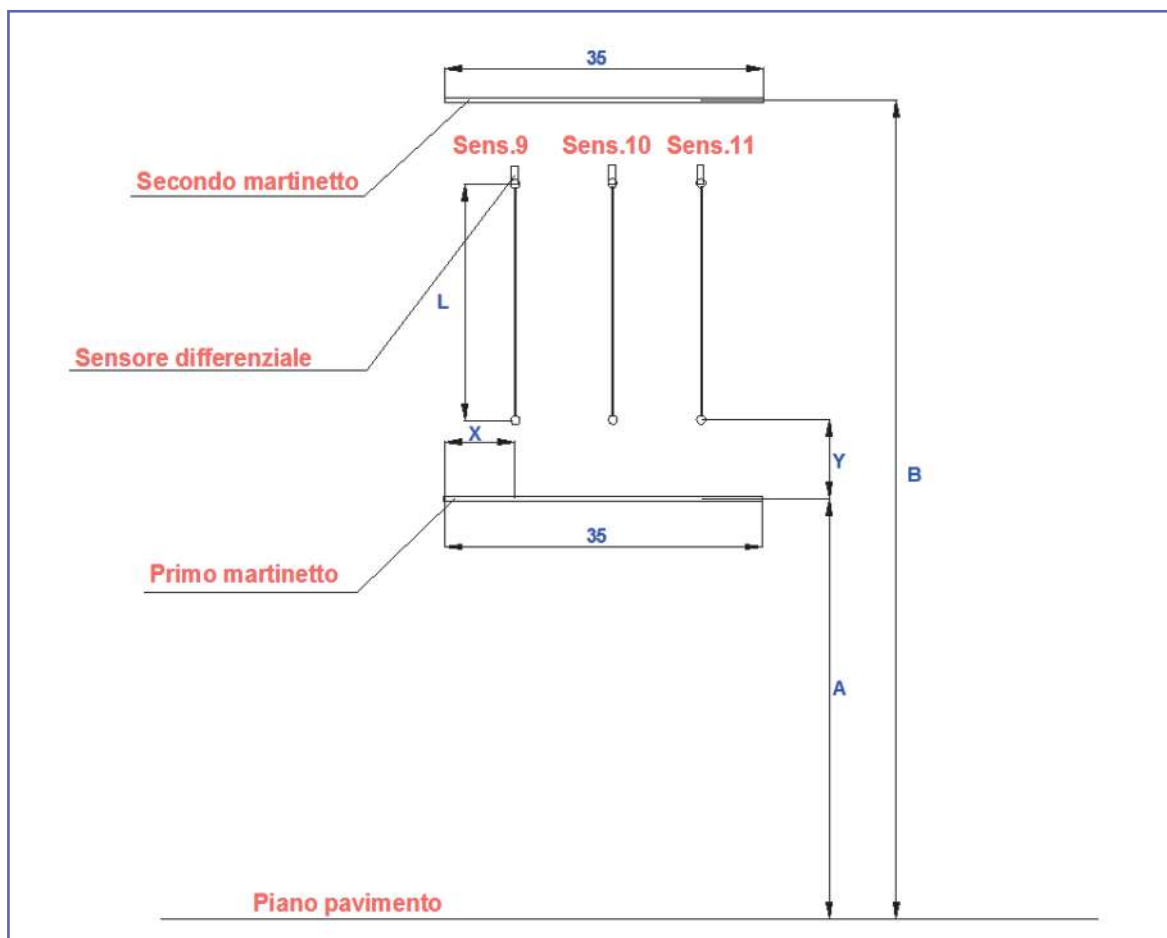
5.4.2. Rapporto dei risultati

Data:	30 agosto 2023
Tipologia prova:	martinetto piatto doppio
Martinetti piatti tipo:	semicircolare
Disposizione martinetti:	orizzontali
Area lorda martinetti:	778,56 cm ²
Area effettiva martinetti:	715,87 cm ²
Quota A da p.p. martinetto inferiore:	62 cm
Quota B da p.p. martinetto superiore:	111 cm
Coefficiente martinetti:	0,83

Disposizione dei sensori differenziali

Sensore	X [mm]	Y [mm]	L [mm]
Sens. 9	69	132	203
Sens. 10	181	132	205
Sens. 11	278	131	208

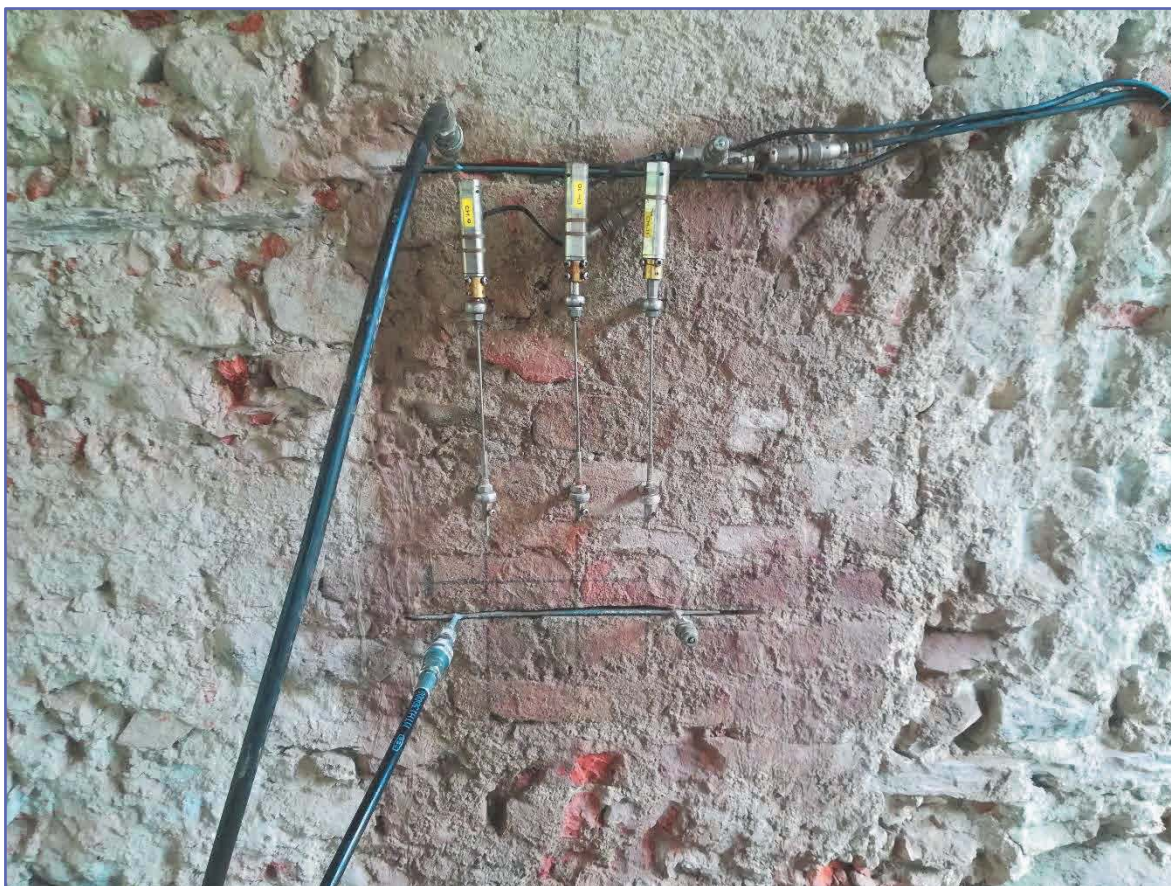
NOTA BENE: il sistema di riferimento ha origine dallo spigolo sinistro del martinetto piatto inferiore, con asse X orizzontale ed asse Y verticale; la lunghezza L rappresenta la distanza fra i punti di fissaggio dello strumento ed è quindi la sua base di misura.



Schema con la disposizione dei sensori e dei martinetti piatti

Nella prima tabella allegata sono riportati tutti i dati rilevati in sito e successivamente elaborati per determinare la tensione di esercizio (vedere anche grafico allegato); nella seconda tabella i dati per determinare la tensione di rottura (vedere anche grafico allegato) ed il modulo elastico della muratura.

Il modulo elastico secante è stato calcolato tre volte su due cicli di carico e scarico diversi per verificare la ripetibilità del risultato.



La seconda fase della prova: martinetto piatto doppio

RAPPORTO DEI RISULTATI

MARTINETTO PIATTO DOPPIO - MP1

DEL 30/08/2023 RIVOLI - VILLA MELANO - VILLA ANTICA

TENSIONE

			Sens. 9 vert. sx L=203 mm	Sens. 10 vert. centro L=205 mm	Sens. 11 vert. dx L=208 mm
	bar	MPa	mm	mm	mm
1° ciclo	0	0,00	0,000	0,000	0,000
	0	0,00	0,009	0,008	0,003
	1	0,07	0,008	0,007	0,002
	2	0,13	0,007	0,006	0,002
	3	0,20	0,005	0,005	0,002
	4	0,27	0,003	0,004	0,002
	5	0,33	0,001	0,002	0,002
2° ciclo	6	0,40	-0,001	0,001	0,002
	7	0,47	-0,002	0,000	0,002
	0	0,00	0,011	0,007	0,002
	1	0,07	0,011	0,007	0,002
	2	0,13	0,009	0,005	0,002
	3	0,20	0,007	0,004	0,002
	4	0,27	0,006	0,003	0,002
	5	0,33	0,004	0,002	0,001
	6	0,40	0,002	0,000	0,001
	7	0,47	0,000	-0,001	0,001
	0	0,00	0,008	0,007	0,002

Sens. 9 vert. sx	Sens. 10 vert. centro	Sens. 11 vert. dx
epsilon* 10 ⁻⁵		
0,0	0,0	0,0
4,4	3,9	1,4
3,9	3,4	1,0
3,4	2,9	1,0
2,5	2,4	1,0
1,5	2,0	1,0
0,5	1,0	1,0
-0,5	0,5	1,0
-1,0	0,0	1,0
5,4	3,4	1,0
5,4	3,4	1,0
4,4	2,4	1,0
3,4	2,0	1,0
3,0	1,5	1,0
2,0	1,0	0,5
1,0	0,0	0,5
0,0	-0,5	0,5
3,9	3,4	1,0

NOTA segno - compressione; segno + trazione

TENSIONE DI ESERCIZIO DELLA MURATURA

$$\sigma_e = p_o \times K_m \times A_m / A_t = 0,47 \text{ Mpa}$$

dove:

$p_o = 7 \text{ bar}$

$K_m = 0,83$

$A_m = 715,87 \text{ cm}^2$

$A_t = 890,00 \text{ cm}^2$

MP1 DEL 30/08/2023

ROTTURA

			Sens. 9 vert. sx L=203 mm	Sens. 10 vert. centro L=205 mm	Sens. 11 vert. dx L=208 mm
	bar	Mpa	mm	mm	mm
1° ciclo	0	0,00	0,000	0,000	0,000
	2	0,13	-0,012	-0,025	-0,022
	4	0,27	-0,024	-0,051	-0,031
	6	0,40	-0,035	-0,077	-0,043
	8	0,53	-0,045	-0,108	-0,057
	10	0,67	-0,054	-0,131	-0,068
	12	0,80	-0,066	-0,159	-0,078
	14	0,93	-0,077	-0,185	-0,089
2° ciclo	16	1,07	-0,096	-0,237	-0,105
	0	0,00	0,001	-0,001	-0,001
	2	0,13	-0,003	-0,018	-0,003
	4	0,27	-0,019	-0,039	-0,012
	6	0,40	-0,029	-0,067	-0,018
	8	0,53	-0,037	-0,098	-0,026
	10	0,67	-0,052	-0,128	-0,034
	12	0,80	-0,064	-0,153	-0,043
	14	0,93	-0,078	-0,179	-0,054
	16	1,07	-0,096	-0,227	-0,072
	18	1,20	-0,109	-0,279	-0,098
	20	1,34	-0,127	-0,341	-0,131
	22	1,47	-0,157	-0,428	-0,164
	24	1,60	-0,192	-0,523	-0,204
	26	1,74	-0,298	-0,652	-0,263
	0	0,00	-0,174	-0,491	-0,209

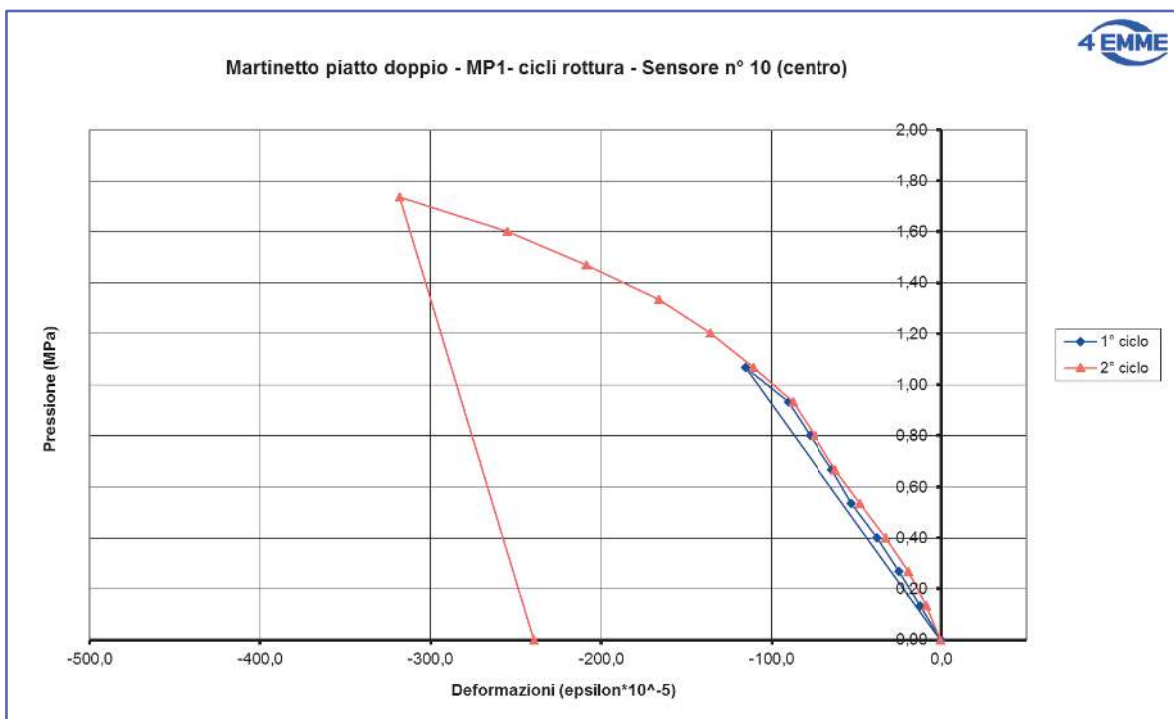
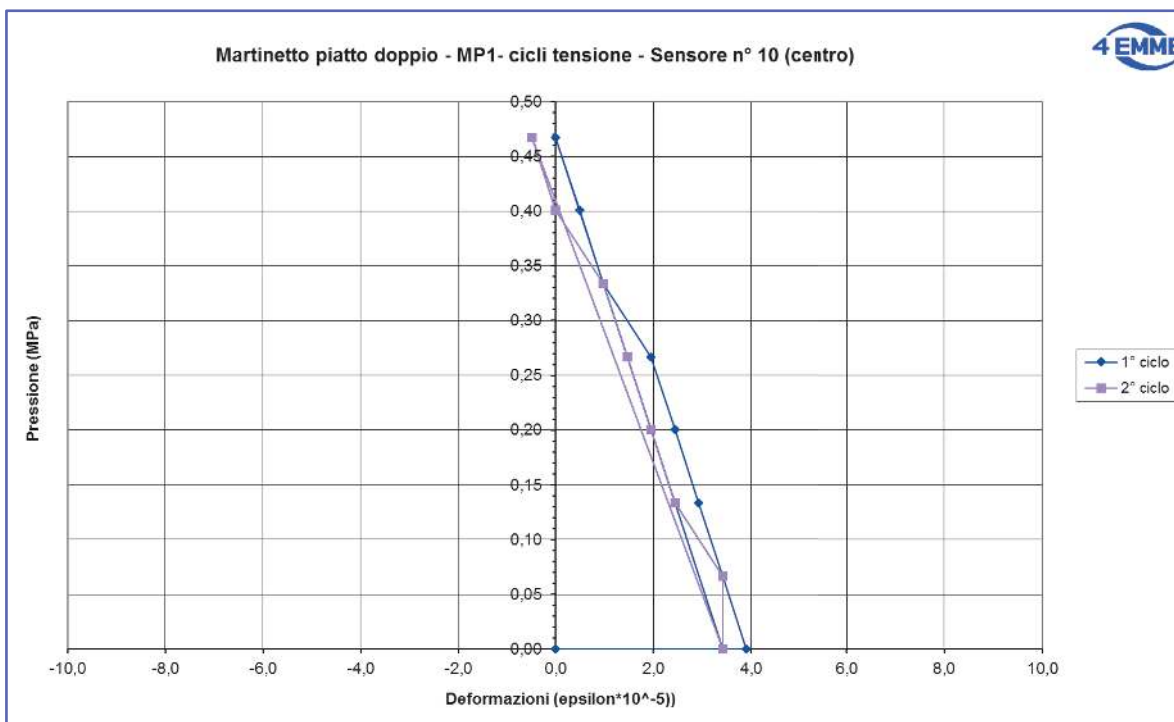
Sens. 9 vert. sx	Sens. 10 vert. centro	Sens. 11 vert. dx
epsilon* 10 ⁻⁵		
0,0	0,0	0,0
-5,9	-12,2	-10,6
-11,8	-24,9	-14,9
-17,2	-37,6	-20,7
-22,2	-52,7	-27,4
-26,6	-63,9	-32,7
-32,5	-77,6	-37,5
-37,9	-90,2	-42,8
-47,3	-115,6	-50,5
0,5	-0,5	-0,5
-1,5	-8,8	-1,4
-9,4	-19,0	-5,8
-14,3	-32,7	-8,7
-18,2	-47,8	-12,5
-25,6	-62,4	-16,3
-31,5	-74,6	-20,7
-38,4	-87,3	-26,0
-47,3	-110,7	-34,6
-53,7	-136,1	-47,1
-62,6	-166,3	-63,0
-77,3	-208,8	-78,8
-94,6	-255,1	-98,1
-146,8	-318,0	-126,4
-85,7	-239,5	-100,5

TENSIONE DI ROTTURA DELLA MURATURA

$$\sigma_r = p \times \Sigma K_m \times A_m / \Sigma A_t = 1,74 \text{ Mpa}$$

dove: p = 26,0 bar
 ΣK_m = 1,66
 A_m = 715,87 cm²
 ΣA_t = 1780,00 cm²

CALCOLO MODULO ELASTICO su Sens. 10				
1° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	1.021	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	1.014	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 1,07 Mpa) =	917	Mpa



5.5. Prova MP2 – Livello -1 Villa Antica

5.5.1. Descrizione della prova

Scopo della prova era determinare il carico d'esercizio ed il carico di rottura della muratura al livello -1 del fabbricato (prova con martinetto piatto doppio) nella zona indicata con la sigla MP2 nel disegno n° 1 riportato al paragrafo 2.



La porzione di muratura provata con il martinetto piatto doppio

La porzione di muratura oggetto della prova era costituita da mattoni pieni e pietre con giunti di malta irregolari.

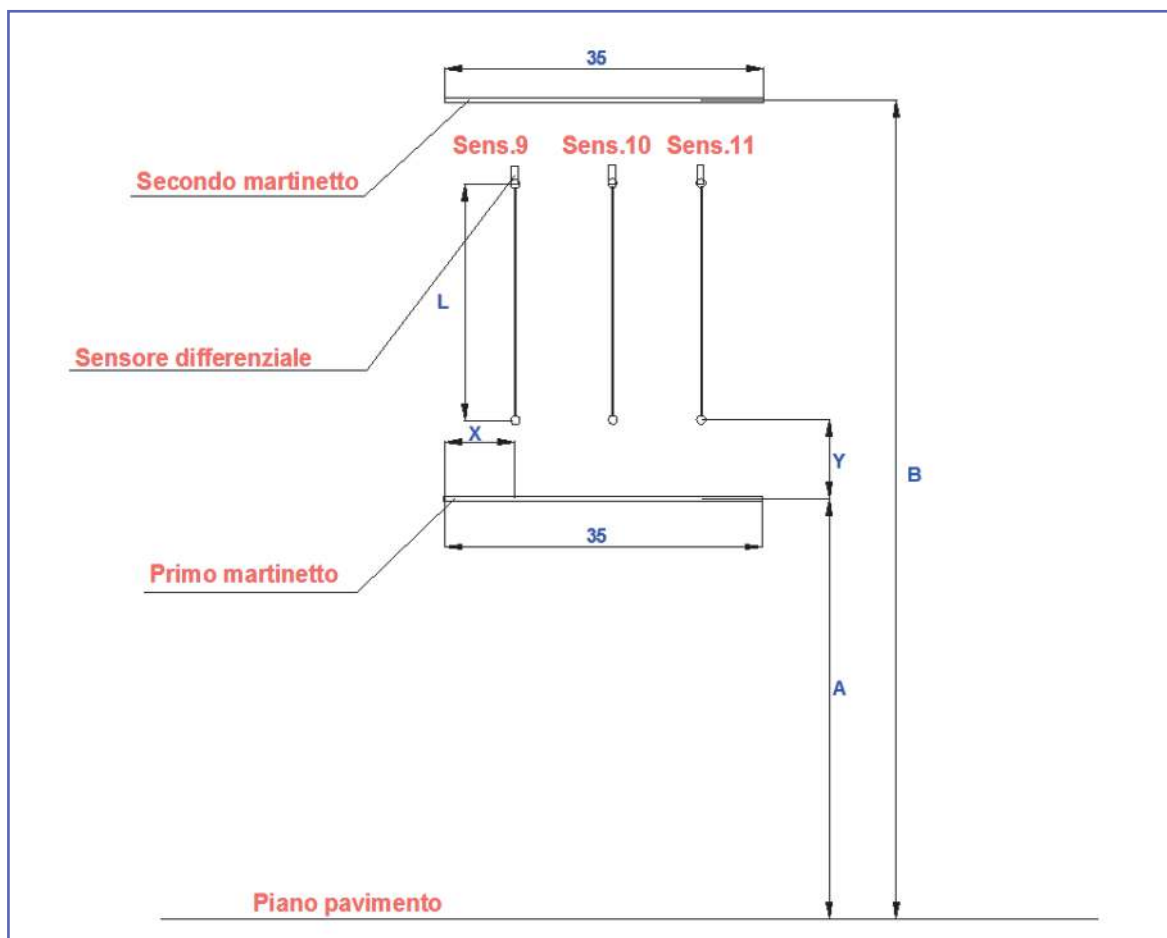
5.5.2. Rapporto dei risultati

Data:	31 agosto 2023
Tipologia prova:	martinetto piatto doppio
Martinetti piatti tipo:	semicircolare
Disposizione martinetti:	orizzontali
Area lorda martinetti:	778,56 cm ²
Area effettiva martinetti:	715,87 cm ²
Quota A da p.p. martinetto inferiore:	56 cm
Quota B da p.p. martinetto superiore:	104 cm
Coefficiente martinetti:	0,83

Disposizione dei sensori differenziali

Sensore	X [mm]	Y [mm]	L [mm]
Sens. 9	76	134	197
Sens. 10	179	134	199
Sens. 11	277	135	201

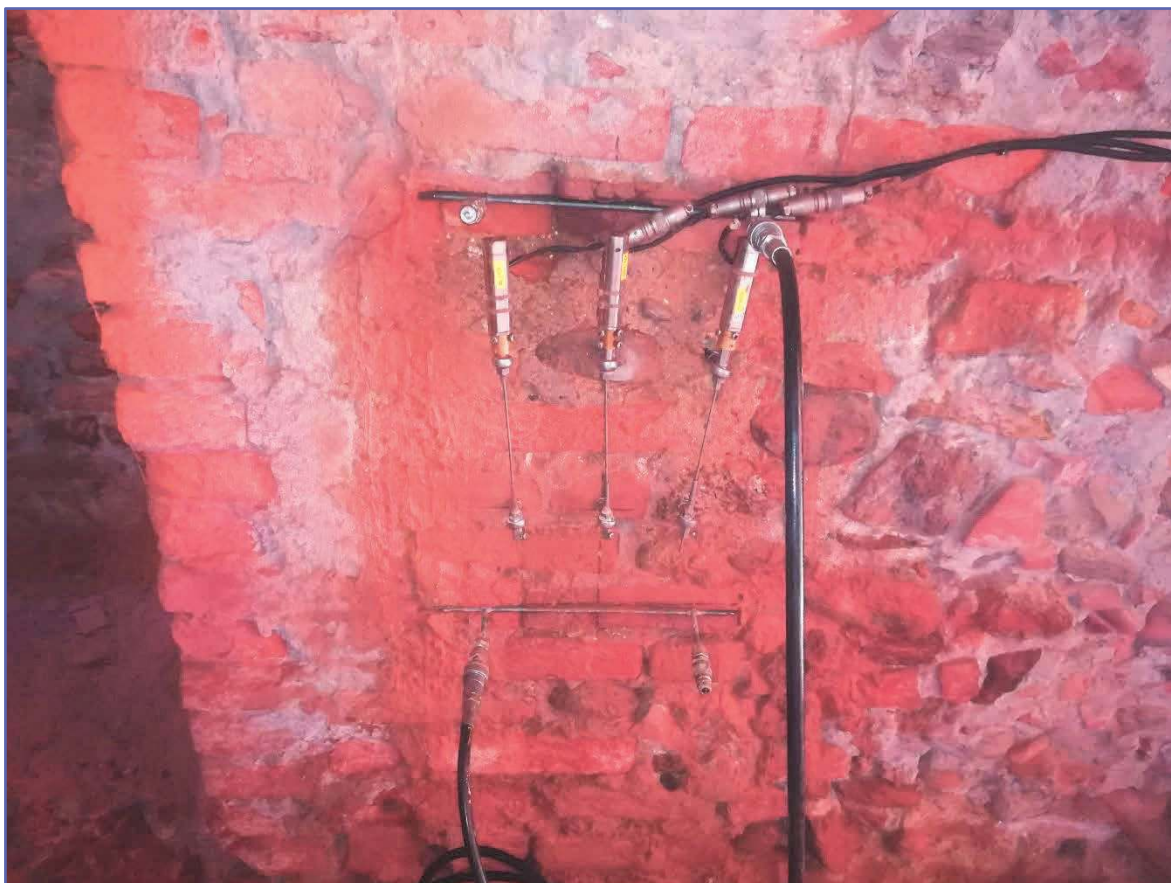
NOTA BENE: il sistema di riferimento ha origine dallo spigolo sinistro del martinetto piatto inferiore, con asse X orizzontale ed asse Y verticale; la lunghezza L rappresenta la distanza fra i punti di fissaggio dello strumento ed è quindi la sua base di misura.



Schema con la disposizione dei sensori e dei martinetti piatti

Nella prima tabella allegata sono riportati tutti i dati rilevati in sito e successivamente elaborati per determinare la tensione di esercizio (vedere anche grafico allegato); nella seconda tabella i dati per determinare la tensione di rottura (vedere anche grafico allegato) ed il modulo elastico della muratura.

Il modulo elastico secante è stato calcolato tre volte su due cicli di carico e scarico diversi per verificare la ripetibilità del risultato.



La seconda fase della prova: martinetto piatto doppio

RAPPORTO DEI RISULTATI

MARTINETTO PIATTO DOPPIO - MP2

DEL 31/08/2023 RIVOLI - VILLA MELANO - VILLA ANTICA

TENSIONE

		Sens. 9 vert. sx L=197 mm	Sens. 10 vert. centro L=199 mm	Sens. 11 vert. dx L=201 mm			
		bar	MPa	mm	mm	mm	epsilon* 10 ⁻⁵
1° ciclo	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0
	0	0,00	0,00	0,032	0,064	0,036	16,2
	1	0,07	0,07	0,032	0,060	0,036	16,2
	2	0,13	0,13	0,031	0,054	0,034	15,7
	3	0,20	0,20	0,026	0,048	0,029	13,2
	4	0,27	0,27	0,022	0,042	0,024	11,2
	5	0,33	0,33	0,018	0,036	0,020	9,1
	6	0,40	0,40	0,012	0,029	0,016	6,1
	7	0,47	0,47	0,009	0,023	0,012	4,6
	8	0,53	0,53	0,007	0,016	0,008	3,6
	9	0,60	0,60	0,004	0,011	0,006	2,0
2° ciclo	10	0,67	0,67	0,001	0,005	0,002	0,5
	11	0,73	0,73	-0,002	-0,002	-0,002	-1,0
	0	0,00	0,00	0,031	0,063	0,036	15,7
	1	0,07	0,07	0,032	0,061	0,036	16,2
	2	0,13	0,13	0,031	0,053	0,035	15,7
	3	0,20	0,20	0,027	0,049	0,029	13,7
	4	0,27	0,27	0,023	0,043	0,025	11,7
	5	0,33	0,33	0,019	0,038	0,021	9,6
	6	0,40	0,40	0,013	0,030	0,018	6,6
	7	0,47	0,47	0,010	0,024	0,014	5,1
	8	0,53	0,53	0,008	0,018	0,010	4,1
	9	0,60	0,60	0,003	0,013	0,006	1,5
	10	0,67	0,67	-0,001	0,007	0,003	-0,5
	11	0,73	0,73	-0,005	-0,001	-0,003	-2,5
	0	0,00	0,00	0,031	0,063	0,035	15,7

NOTA segno - compressione; segno + trazione

TENSIONE DI ESERCIZIO DELLA MURATURA

$$\sigma_e = p_o \times K_m \times A_m / A_t = 0,73 \text{ Mpa}$$

dove:

$p_o = 11 \text{ bar}$

$K_m = 0,83$

$A_m = 715,87 \text{ cm}^2$

$A_t = 890,00 \text{ cm}^2$

MP2 DEL 31/08/2023

ROTTURA

		Sens. 9 vert. sx L=197 mm	Sens. 10 vert. centro L=199 mm	Sens. 11 vert. dx L=201 mm			
		bar	Mpa	mm	mm	mm	epsilon* 10 ⁻⁵
1° ciclo	0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0
	2	0,13	-0,010	-0,028	-0,005	-0,005	-5,1
	4	0,27	-0,022	-0,053	-0,016	-0,016	-11,2
	6	0,40	-0,038	-0,079	-0,023	-0,023	-19,3
	8	0,53	-0,047	-0,108	-0,031	-0,031	-23,9
	10	0,67	-0,056	-0,135	-0,039	-0,039	-28,4
	12	0,80	-0,069	-0,159	-0,047	-0,047	-35,0
	14	0,93	-0,082	-0,186	-0,059	-0,059	-41,6
2° ciclo	16	1,07	-0,105	-0,232	-0,072	-0,072	-53,3
	0	0,00	0,001	-0,001	-0,001	-0,001	0,5
	2	0,13	0,002	-0,024	-0,009	-0,009	1,0
	4	0,27	-0,018	-0,048	-0,019	-0,019	-9,1
	6	0,40	-0,027	-0,074	-0,026	-0,026	-13,7
	8	0,53	-0,038	-0,104	-0,034	-0,034	-19,3
	10	0,67	-0,049	-0,132	-0,045	-0,045	-24,9
	12	0,80	-0,061	-0,158	-0,062	-0,062	-31,0
	14	0,93	-0,074	-0,183	-0,074	-0,074	-37,6
	16	1,07	-0,092	-0,226	-0,089	-0,089	-46,7
	18	1,20	-0,114	-0,278	-0,108	-0,108	-57,9
	20	1,34	-0,147	-0,329	-0,139	-0,139	-74,6
	22	1,47	-0,192	-0,397	-0,193	-0,193	-97,5
	24	1,60	-0,286	-0,508	-0,296	-0,296	-145,2
	0	0,00	-0,174	-0,391	-0,109	-0,109	-88,3
							-196,5
							-54,2

TENSIONE DI ROTTURA DELLA MURATURA

$$\sigma_r = p \times \Sigma K_m \times A_m / \Sigma A_t = 1,60 \text{ Mpa}$$

dove:

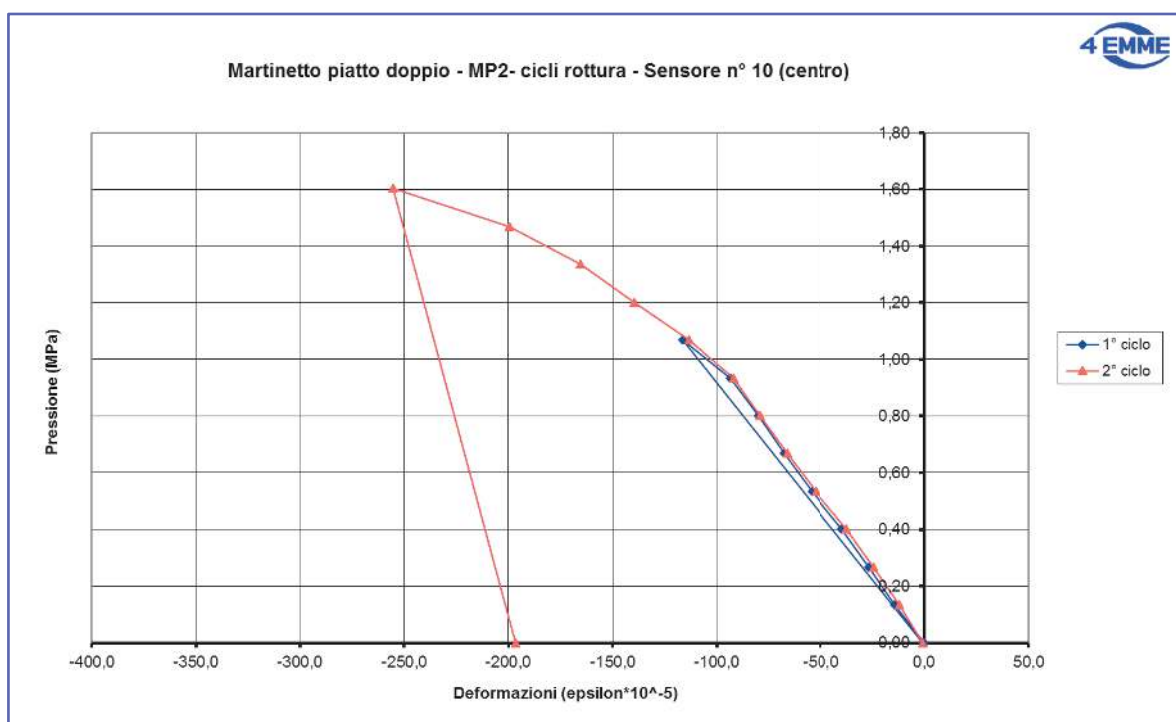
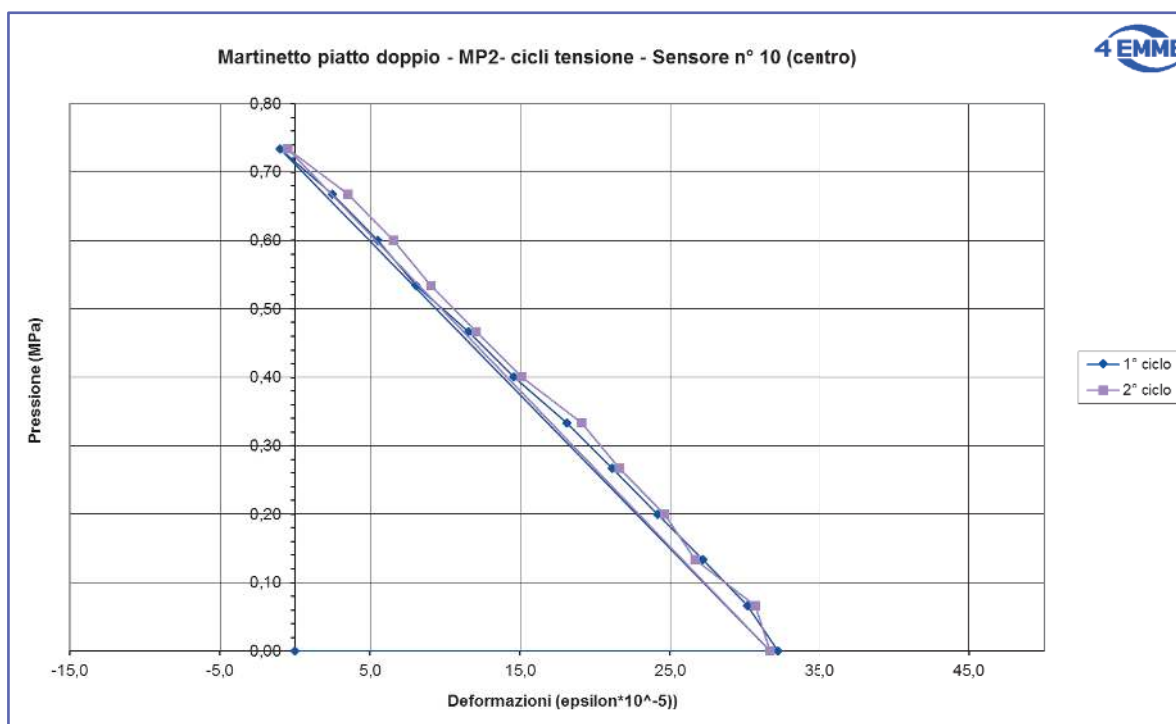
p = 24,0 bar

ΣK_m = 1,66

A_m = 715,87 cm²

ΣA_t = 1780,00 cm²

CALCOLO MODULO ELASTICO su Sens. 10				
1° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	1.014	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	991	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 1,07 Mpa) =	921	Mpa



5.6. Prova MP3 – Livello -1 Villino Svizzero

5.6.1. Descrizione della prova

Scopo della prova era determinare il carico d'esercizio ed il carico di rottura della muratura al livello -1 del fabbricato (prova con martinetto piatto doppio) nella zona indicata con la sigla MP3 nel disegno n° 3 riportato al paragrafo 2.



La porzione di muratura provata con il martinetto piatto doppio

La porzione di muratura oggetto della prova era costituita da mattoni pieni con giunti di malta regolari.

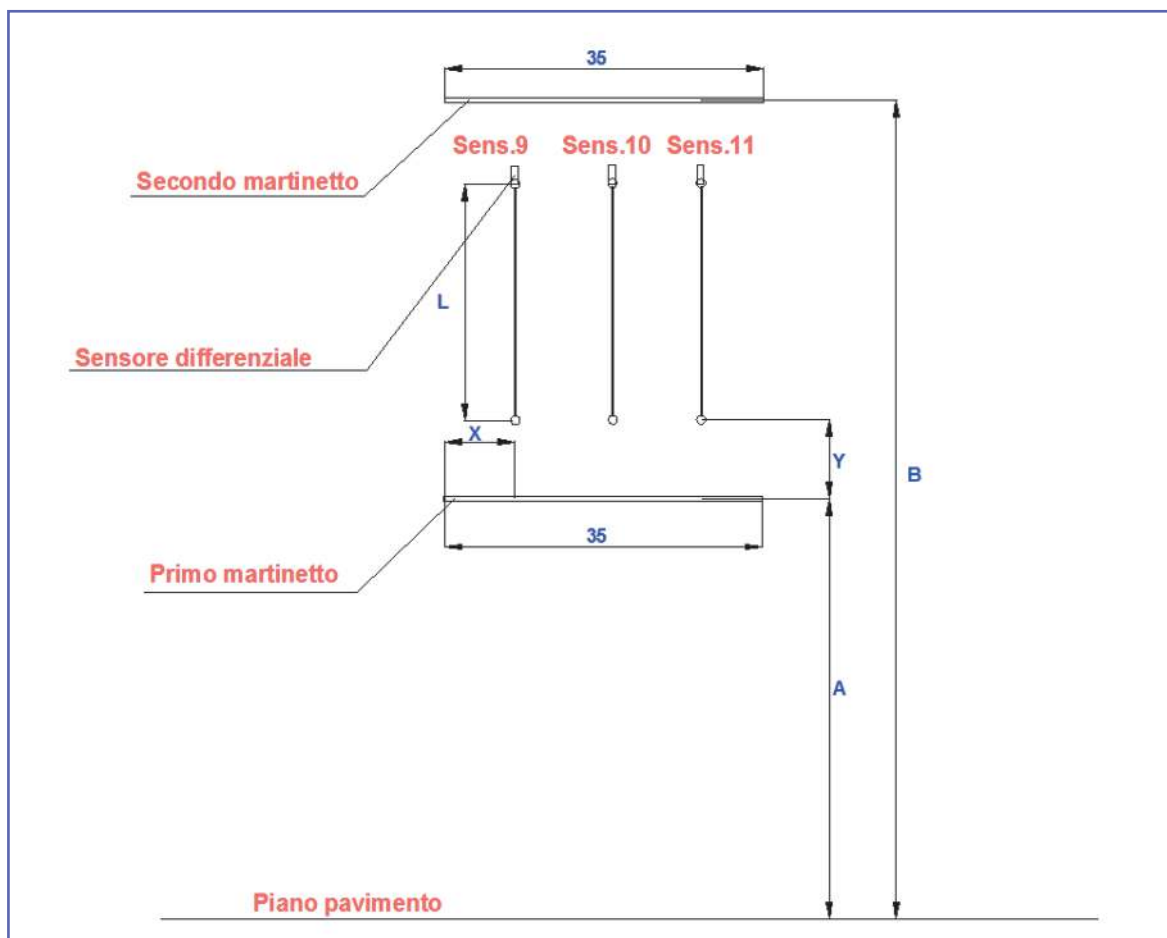
5.6.2. Rapporto dei risultati

Data:	4 settembre 2023
Tipologia prova:	martinetto piatto doppio
Martinetti piatti tipo:	semicircolare
Disposizione martinetti:	orizzontali
Area lorda martinetti:	778,56 cm ²
Area effettiva martinetti:	715,87 cm ²
Quota A da p.p. martinetto inferiore:	130 cm
Quota B da p.p. martinetto superiore:	181 cm
Coefficiente martinetti:	0,83

Disposizione dei sensori differenziali

Sensore	X [mm]	Y [mm]	L [mm]
Sens. 9	60	135	202
Sens. 10	171	136	209
Sens. 11	269	134	207

NOTA BENE: il sistema di riferimento ha origine dallo spigolo sinistro del martinetto piatto inferiore, con asse X orizzontale ed asse Y verticale; la lunghezza L rappresenta la distanza fra i punti di fissaggio dello strumento ed è quindi la sua base di misura.



Schema con la disposizione dei sensori e dei martinetti piatti

Nella prima tabella allegata sono riportati tutti i dati rilevati in sito e successivamente elaborati per determinare la tensione di esercizio (vedere anche grafico allegato); nella seconda tabella i dati per determinare la tensione di rottura (vedere anche grafico allegato) ed il modulo elastico della muratura.

Il modulo elastico secante è stato calcolato tre volte su due cicli di carico e scarico diversi per verificare la ripetibilità del risultato.



La seconda fase della prova: martinetto piatto doppio

RAPPORTO DEI RISULTATI

MARTINETTO PIATTO DOPPIO - MP3

DEL 04/09/2023 RIVOLI VILLA MELANO - VILLINO SVIZZERO

TENSIONE

		Sens. 9 vert. sx L=202 mm	Sens. 10 vert. centro L=209 mm	Sens. 11 vert. dx L=207 mm
	bar	MPa	mm	mm
1° ciclo	0	0,00	0,000	0,000
	0	0,00	0,021	0,038
	1	0,07	0,019	0,036
	2	0,13	0,018	0,032
	3	0,20	0,016	0,026
	4	0,27	0,014	0,021
	5	0,33	0,011	0,018
	6	0,40	0,009	0,015
	7	0,47	0,006	0,012
	8	0,53	0,004	0,009
	9	0,60	0,002	0,007
	10	0,67	0,000	0,005
2° ciclo	11	0,73	-0,001	0,003
	12	0,80	-0,004	0,000
	0	0,00	0,021	0,039
	1	0,07	0,020	0,036
	2	0,13	0,019	0,033
	3	0,20	0,016	0,027
	4	0,27	0,015	0,023
	5	0,33	0,012	0,018
	6	0,40	0,009	0,015
	7	0,47	0,007	0,013
	8	0,53	0,005	0,010
	9	0,60	0,003	0,006
	10	0,67	0,001	0,003
	11	0,73	-0,001	0,001
	12	0,80	-0,003	-0,001
	0	0,00	0,020	0,041

Sens. 9 vert. sx	Sens. 10 vert. centro	Sens. 11 vert. dx
epsilon* 10^-5		
0,0	0,0	0,0
10,4	18,2	14,5
9,4	17,2	14,5
8,9	15,3	14,5
7,9	12,4	12,1
6,9	10,0	10,1
5,4	8,6	7,7
4,5	7,2	6,3
3,0	5,7	4,8
2,0	4,3	3,9
1,0	3,3	2,4
0,0	2,4	1,4
-0,5	1,4	0,5
-2,0	0,0	-1,0
10,4	18,7	14,5
9,9	17,2	13,5
9,4	15,8	13,5
7,9	12,9	12,6
7,4	11,0	10,6
5,9	8,6	8,2
4,5	7,2	6,8
3,5	6,2	5,3
2,5	4,8	4,3
1,5	2,9	2,9
0,5	1,4	1,9
-0,5	0,5	1,0
-1,5	-0,5	0,0
9,9	19,6	14,0

NOTA segno - compressione; segno + trazione

TENSIONE DI ESERCIZIO DELLA MURATURA

$$\sigma_e = p_o \times K_m \times A_m / A_t = 0,80 \text{ Mpa}$$

dove:

$p_o = 12 \text{ bar}$

$K_m = 0,83$

$A_m = 715,87 \text{ cm}^2$

$A_t = 890,00 \text{ cm}^2$

MP3 DEL 04/09/2023

ROTTURA

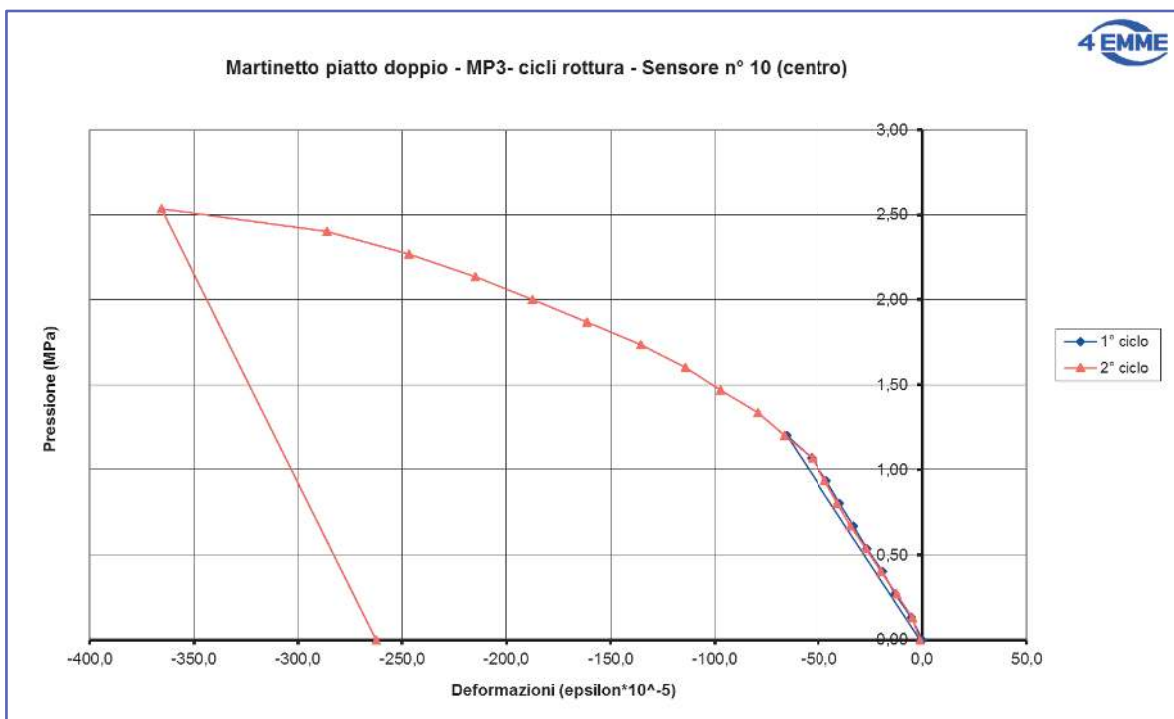
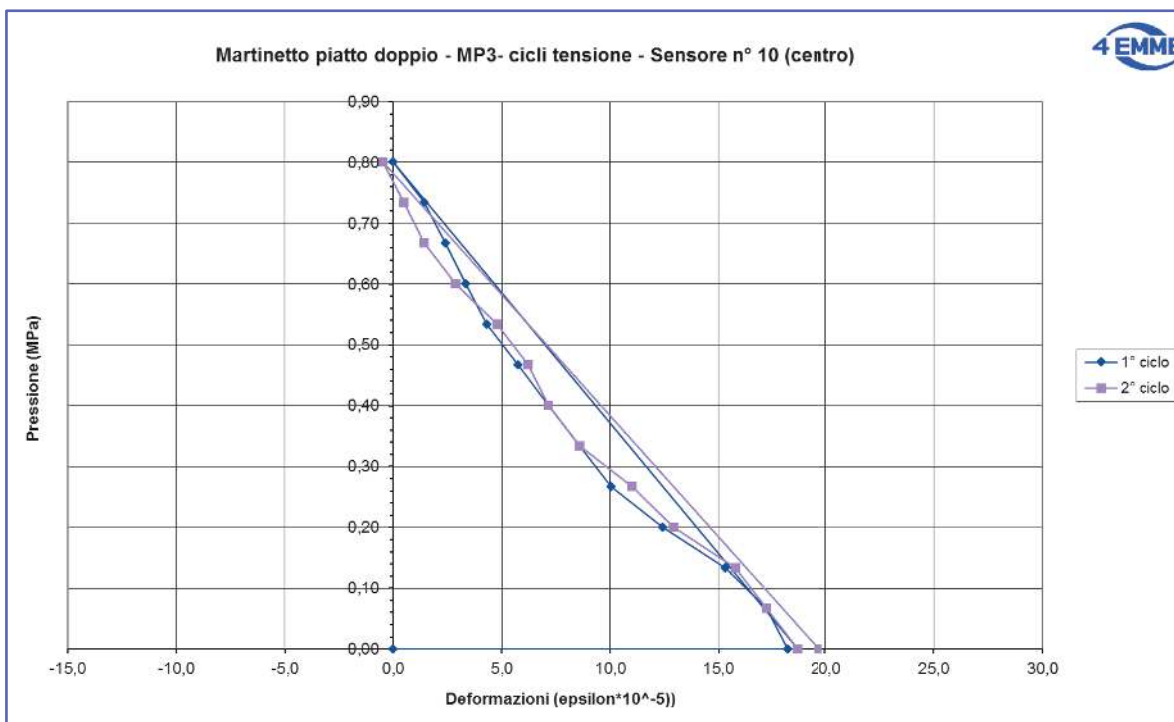
	bar	Mpa	Sens. 9 vert. sx L=202 mm	Sens. 10 vert. centro L=209 mm	Sens. 11 vert. dx L=207 mm	Sens. 9 vert. sx	Sens. 10 vert. centro	Sens. 11 vert. dx
			mm	mm	mm	epsilon* 10 ⁻⁵		
1° ciclo	0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0
	2	0,13	-0,001	-0,011	-0,009	-0,5	-5,3	-4,3
	4	0,27	-0,007	-0,027	-0,021	-3,5	-12,9	-10,1
	6	0,40	-0,016	-0,040	-0,036	-7,9	-19,1	-17,4
	8	0,53	-0,024	-0,055	-0,054	-11,9	-26,3	-26,1
	10	0,67	-0,033	-0,069	-0,069	-16,3	-33,0	-33,3
	12	0,80	-0,042	-0,083	-0,084	-20,8	-39,7	-40,6
	14	0,93	-0,050	-0,096	-0,103	-24,8	-45,9	-49,8
	16	1,07	-0,056	-0,112	-0,127	-27,7	-53,6	-61,4
	18	1,20	-0,069	-0,137	-0,158	-34,2	-65,6	-76,3
2° ciclo	0	0,00	-0,001	-0,002	-0,002	-0,5	-1,0	-1,0
	2	0,13	-0,003	-0,010	-0,010	-1,5	-4,8	-4,8
	4	0,27	-0,007	-0,026	-0,028	-3,5	-12,4	-13,5
	6	0,40	-0,012	-0,041	-0,044	-5,9	-19,6	-21,3
	8	0,53	-0,020	-0,056	-0,063	-9,9	-26,8	-30,4
	10	0,67	-0,026	-0,072	-0,079	-12,9	-34,4	-38,2
	12	0,80	-0,050	-0,085	-0,103	-24,8	-40,7	-49,8
	14	0,93	-0,044	-0,098	-0,127	-21,8	-46,9	-61,4
	16	1,07	-0,052	-0,111	-0,144	-25,7	-53,1	-69,6
	18	1,20	-0,065	-0,139	-0,162	-32,2	-66,5	-78,3
	20	1,34	-0,079	-0,166	-0,183	-39,1	-79,4	-88,4
	22	1,47	-0,093	-0,203	-0,219	-46,0	-97,1	-105,8
	24	1,60	-0,102	-0,239	-0,258	-50,5	-114,4	-124,6
	26	1,74	-0,116	-0,283	-0,291	-57,4	-135,4	-140,6
	28	1,87	-0,132	-0,337	-0,348	-65,3	-161,2	-168,1
	30	2,00	-0,152	-0,392	-0,409	-75,2	-187,6	-197,6
	32	2,14	-0,179	-0,449	-0,468	-88,6	-214,8	-226,1
	34	2,27	-0,214	-0,516	-0,582	-105,9	-246,9	-281,2
	36	2,40	-0,257	-0,598	-0,698	-127,2	-286,1	-337,2
	38	2,54	-0,322	-0,764	-0,918	-159,4	-365,6	-443,5
	0	0,00	-0,301	-0,549	-0,802	-149,0	-262,7	-387,4

TENSIONE DI ROTTURA DELLA MURATURA

$$\sigma_r = p \times \Sigma K_m \times A_m / \Sigma A_t = 2,54 \text{ Mpa}$$

dove: p = 38,0 bar
 ΣK_m = 1,66
 A_m = 715,87 cm²
 ΣA_t = 1780,00 cm²

CALCOLO MODULO ELASTICO su Sens. 10				
1° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	1.938	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 0,80 Mpa) =	1.860	Mpa
2° ciclo	E sec	(0,13 - 1,07 Mpa) =	1.934	Mpa



6. ANALISI PETROGRAFICHE SU MALTE - PROVA N° 10070/TO

Il prelievo dei campioni di malta è avvenuto il 2 agosto 2023 in alcuni punti degli elementi murari dei fabbricati Villino Svizzero e Villa Antica come indicato nei disegni riportati in relazione al paragrafo 2.

I punti di prelievo sono i seguenti:

- **malta M1 – Villino Svizzero:** livello -1, colonna centrale, campione prelevato da muratura in mattoni pieni;
- **malta M2 – Villino Svizzero:** livello 0, muro perimetrale verso Nord-Est, campione prelevato da muratura mista in mattoni pieni e pietre;
- **malta M3 – Villa Antica:** livello -1, colonna porticata, campione prelevato da muratura mista in mattoni pieni e pietre;
- **malta M4 – Villa Antica:** livello 1, muro perimetrale verso Sud-Est, campione prelevato da muratura mista in mattoni pieni e pietre.

Dopo il prelievo i campioni di malta sono stati inviati al Laboratorio Prove Materiali della 4 EMME Service S.p.A. di Bolzano, dove sono stati preparati dei provini poi sottoposti a studio petrografico quantitativo al microscopio polarizzatore (MPOM) su preparato in sezione sottile secondo la norma UNI 11176:2006.

Le modalità di prova ed i risultati sono riportati sul rapporto di prova n° 3922 del 31/08/2023 del Laboratorio Prove Materiali di Bolzano, allegato alla relazione.



Prelievo malta M1



Prelievo malta M2



Prelievo malta M3



Prelievo malta M4

Tutti i dati riportati nella relazione sono stati ricavati dai rilievi eseguiti in sito e dai file memorizzati durante l'esecuzione delle prove.

Torino, 22 settembre 2023

il Relatore
Geom. Diego Doto

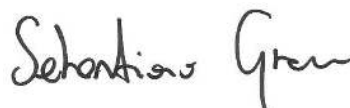


4 EMME Service S.p.A.
il Direttore del Centro di Torino
Arch. Alberto Capussotto



RELAZIONE REVISIONATA DA:

Geom. Sebastiano Greco





4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano Tel. 0471 543182 – Fax 543180
laboratoriobolzano4m@legalmail.it – www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2015 certificato RINA nr. 6441/01/S

Pagina / Seite 1 di / von 5

RAPPORTO DI PROVA / PRÜFBERICHT

NR. 3922

del / vom 31/08/2023

Il sottoscritto:

Der Unterfertigte:

Fabio Macario

Consegna per ordine di:

Übergibt im Auftrag:

Editel S.p.A.

In qualità di:

In seiner Eigenschaft als:

Incaricato

Cliente:

Kunde:

Editel S.p.A.

Via Campodello, 1

12070 Nucetto (CN)

Verbale di accettazione:

Annahmeprotokoll:

Nr. 12270 del/vom 03/08/2023

Descrizione della prova:

Prüfungsbeschreibung:

DESCRIZIONE PETROGRAFICA

Norme di riferimento:

Bezugsnormen:

UNI 11176:2006

Descrizione del materiale:

Materialbeschreibung:

4 campioni di malta

Cantiere - Luogo del prelievo:

Baustelle – Ort der Probeentnahme:

Villa Melano – Rivoli (TO)

Committente delle opere:

Bautenauftraggeber:

Editel S.p.A.

Impresa:

Baufirma:

Richiesta sottoscritta dal Direttore Lavori:

Prüfauftrag vom Bauleiter unterschrieben:

Prelievo eseguito da:

Entnahme verrichtet von:

4 Emme Service S.p.A.

Data del Prelievo:

Entnahmedatum:

02/08/2023

Data della prova:

Prüfdatum:

31/08/2023

Il presente Rapporto di Prova si riferisce solo al campione sottoposto alle prove.


Lo Sperimentatore
Der Labortechniker
Dott. geol. Andrea Tralli


Il Direttore del Laboratorio
Der Direktor
Dott. ing. Settimio Martinello



4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano Tel. 0471 543182 – Fax 543180

laboratoriobolzano4m@legalmail.it – www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2015 certificato RINA nr. 6441/01/S

Pagina / Seite 2 di / von 5

RAPPORTO DI PROVA / PRÜFBERICHT

NR. 3922

del / vom 31/08/2023

Sigla Campione: M1

Ubicazione Prelievo: Muro livello -1 Villino Svizzero

Descrizione macroscopica

Malta di colore grigio chiaro a coesione tenace a granulometria arenacea.

Descrizione mineralogico-petrografica

TESSITURA	COMPONENTI		ANALISI MODALE*
Matrice	Formato da calcite a struttura omogenea e tessitura micritica.		38 %
Porosità da aggregati	Definita da vacui di forma irregolare.		2 %
Porosità da legante	Definita da vacui di forma irregolare.		16 %
Porosità da sutura aggregato/legante	Non definita.		-
Aggregati	Calcareni Quarzo	88 %	44 %
	Rocce Metamorfiche	6 %	
	Plagioclasio	2 %	
	Altro	2 %	

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Descrizione microscopica degli aggregati

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*	
Granulometria	Siltoso (minore di 62,5 µm).	20 %	
	Arenaceo (62,5 µm – 2,0 mm).	80 %	
	Conglomeratico fine (tra 2,0 e 4,0 mm).	0 %	
	Conglomeratico grossolano (oltre i 4,0 mm).	0 %	
Forma	Da arrotondato ad angoloso.		
Sfericità	Medio-alta.		
Classazione	Scarsa. Non si notano orientazioni preferenziali dei clasti.		
			Campione tal quale.

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Caratterizzazione del materiale

Classificazione dell'impasto	Malta di colore grigio chiaro, tenace, realizzata con calce idraulica caricata con inerti principalmente silicatici.	
	La granulometria dell'aggregato varia dalla classe siltoso a quella arenacea con prevalenza di quest'ultima frazione.	
	Il rapporto aggregato/legante in pasta è circa 5/2.	
	La porosità totale è medio-bassa, definita da vacui di forma prevalentemente irregolare.	
	Lo stato di conservazione è buono.	
Osservazioni particolari	L'impasto analizzato può essere classificato come appartenente alla classe M 2,5 (Idraulica) secondo il D.M. 17/01/2018, Tab. 11.10.V.	Fotomicrografia al Microscopio Polarizzatore in luce trasmessa, sezione sottile, 40 x N+.

Lo Sperimentatore
Der Labortechniker
Dott. geol. Andrea Tralli

Il Direttore del Laboratorio
Der Direktor
Dott. ing. Settimio Martinello

**RAPPORTO DI PROVA /
PRÜFBERICHT**
NR. 3922
del / vom 31/08/2023
Sigla Campione: M2

Ubicazione Prelievo: Muro livello 0 Villino Svizzero

Descrizione macroscopica

Malta di colore grigio chiaro a coesione tenace a granulometria arenacea.

Descrizione mineralogico-petrografica

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*
Matrice	Formato da calcite a struttura omogenea e tessitura micritica.	38 %
Porosità da aggregati	Definita da vacui di forma irregolare.	2 %
Porosità da legante	Definita da vacui di forma irregolare.	14 %
Porosità da sutura aggregato/legante	Non definita.	
Aggregati	Calcareni Quarzo	60 %
	Calcare micritici	20 %
	Rocce Metamorfiche	12 %
	Altro	8 %

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Descrizione microscopica degli aggregati

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*
Granulometria	Siltoso (minore di 62,5 µm).	25 %
	Arenaceo (62,5 µm – 2,0 mm).	75 %
	Conglomeratico fine (tra 2,0 e 4,0 mm).	0 %
	Conglomeratico grossolano (oltre i 4,0 mm).	0 %
Forma	Da arrotondato ad angoloso.	
Sfericità	Medio-alta.	
Classazione	Scarsa. Non si notano orientazioni preferenziali dei clasti.	


Campione tal quale.

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Caratterizzazione del materiale

Classificazione dell'impasto	Malta di colore grigio chiaro, tenace, realizzata con calce idraulica caricata con inerti principalmente silicatici. La granulometria dell'aggregato varia dalla classe siltoso a quella arenacea con prevalenza di quest'ultima frazione. Il rapporto aggregato/legante in pasta è circa 5/2. La porosità totale è medio-bassa, definita da vacui di forma prevalentemente irregolare. Lo stato di conservazione è buono.	
Osservazioni particolari	L'impasto analizzato può essere classificato come appartenente alla classe M 2,5 (Idraulica) secondo il D.M. 17/01/2018, Tab. 11.10.V.	

Fotomicrografia al Microscopio Polarizzatore in luce trasmessa, sezione sottile, 40 x N+.

Lo Sperimentatore
Der Labortechniker
Dott. geol. *Andrea Tralli*

Il Direttore del Laboratorio
Der Direktor
Dott. ing. *Settimo Martinello*

**RAPPORTO DI PROVA /
PRÜFBERICHT**
NR. 3922
del / vom 31/08/2023
Sigla Campione: M3

Ubicazione Prelievo: Muro livello -1 Villa Antica

Descrizione macroscopica

Malta di colore grigio chiaro a coesione tenace a granulometria arenacea.

Descrizione mineralogico-petrografica

TESSITURA	COMPONENTI		ANALISI MODALE*
Matrice	Formato da calcite a struttura omogenea e tessitura micritica.		34 %
Porosità da aggregati	Definita da vacui di forma irregolare.		3 %
Porosità da legante	Definita da vacui di forma irregolare.		15 %
Porosità da sutura aggregato/legante	Non definita.		-
Aggregati	Calcareniti Quarzo	60 %	48 %
	Calcari micritici	20 %	
	Rocce Metamorfiche	12 %	
	Altro	8 %	

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Descrizione microscopica degli aggregati

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*	
Granulometria	Siltoso (minore di 62,5 µm).	25 %	
	Arenaceo (62,5 µm – 2,0 mm).	75 %	
	Conglomeratico fine (tra 2,0 e 4,0 mm).	0 %	
	Conglomeratico grossolano (oltre i 4,0 mm).	0 %	
Forma	Da arrotondato ad angoloso.		
Sfericità	Medio-alta.		
Classazione	Scarsa. Non si notano orientazioni preferenziali dei clasti.		

Campione tal quale.

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Caratterizzazione del materiale

Classificazione dell'impasto	Malta di colore grigio chiaro, tenace, realizzata con calce idraulica caricata con inerti principalmente silicatici. La granulometria dell'aggregato varia dalla classe siltoso a quella arenacea con prevalenza di quest'ultima frazione. Il rapporto aggregato/legante in pasta è circa 5/2. La porosità totale è medio-bassa, definita da vacui di forma prevalentemente irregolare. Lo stato di conservazione è buono.	
Osservazioni particolari	L'impasto analizzato può essere classificato come appartenente alla classe M 2,5 (Idraulica) secondo il D.M. 17/01/2018, Tab. 11.10.V.	Fotomicrografia al Microscopio Polarizzatore in luce trasmessa, sezione sottile, 40 x N+.

Lo Sperimentatore
Der Labortechniker
Dott. geol. Andrea Tralli

Il Direttore del Laboratorio
Der Direktor
Dott. ing. Settimio Martinello

**RAPPORTO DI PROVA /
PRÜFBERICHT**
NR. 3922
del / vom 31/08/2023
Sigla Campione: M4

Ubicazione Prelievo: Muro livello 1 Villa Antica

Descrizione macroscopica

Malta di colore grigio chiaro a coesione tenace a granulometria arenacea.

Descrizione mineralogico-petrografica

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*
Matrice	Formato da calcite a struttura omogenea e tessitura micritica.	36 %
Porosità da aggregati	Definita da vacui di forma irregolare.	4 %
Porosità da legante	Definita da vacui di forma irregolare.	16 %
Porosità da sutura aggregato/legante	Non definita.	-
Aggregati	Quarzo	70 %
	Rocce Metamorfiche	20 %
	Calcarei micritici	5 %
	Altro	5 %
		44 %

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Descrizione microscopica degli aggregati

TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*
Granulometria	Siltoso (minore di 62,5 µm).	23 %
	Arenaceo (62,5 µm – 2,0 mm).	77 %
	Conglomeratico fine (tra 2,0 e 4,0 mm).	0 %
	Conglomeratico grossolano (oltre i 4,0 mm).	0 %
Forma	Da arrotondato ad angoloso.	
Sfericità	Medio-alta.	
Classazione	Scarsa. Non si notano orientazioni preferenziali dei clasti.	


Campione tal quale.

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Caratterizzazione del materiale

Classificazione dell'impasto	Malta di colore grigio chiaro, tenace, realizzata con calce idraulica caricata con inerti principalmente silicatici. La granulometria dell'aggregato varia dalla classe siltoso a quella arenacea con prevalenza di quest'ultima frazione. Il rapporto aggregato/legante in pasta è circa 5/2. La porosità totale è medio-bassa, definita da vacui di forma prevalentemente irregolare. Lo stato di conservazione è buono.	
Osservazioni particolari	L'impasto analizzato può essere classificato come appartenente alla classe M 2,5 (Idraulica) secondo il D.M. 17/01/2018, Tab. 11.10.V.	

Fotomicrografia al Microscopio Polarizzatore in luce trasmessa, sezione sottile, 40 x N+.

Lo Sperimentatore
Der Laborotechniker
Dott. geol. Andrea Tralli

Il Direttore del Laboratorio
Der Direktor
Dott. ing. Settimo Martinello