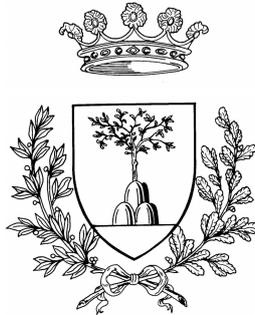


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FERRARA



Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

*Muratura in zona sismica:
prove sperimentali di laboratorio sulla caratterizzazione meccanica
della muratura con aspetti legati alla risposta sismica
di un edificio scolastico*

Tesi di Laurea di:
Rachele Ferioli

Relatore:
Ing. Davide Grandis

Correlatore:
Ing. Sergio Tralli

Anno accademico 2010 - 2011

INDICE

1 – INTRODUZIONE.....	1
2 – LA MURATURA: MATERIALI COSTITUENTI E COMPORTAMENTO MECCANICO	3
2.1 – <i>LE MALTE</i>	3
2.2 – <i>ELEMENTI LAPIDEI</i>	4
2.3 – <i>PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA</i>	5
2.3.1 – <i>RESISTENZA A COMPRESSIONE</i>	5
2.3.2 – <i>RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI SFORZI NORMALI</i>	7
2.3.3 – <i>RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO</i>	8
2.3.4 – <i>MODULI DI ELASTICITA' SECANTI</i>	8
2.4 – <i>LEGAMI COSTITUTIVI</i>	9
2.5 – <i>COMPORTAMENTO A TAGLIO MECCANICO DELLA MURATURA IN ZONA SISMICA</i>	11
2.5.1 – <i>CRISI PER TAGLIO DA TRAZIONE</i>	11
2.5.3 – <i>CRISI PER TAGLIO DA SCORRIMENTO</i>	14
3 – INDAGINI IN SITO SULLE MURATURE.....	17
3.1 – <i>PROVA ULTRASONICA</i>	17
3.2 – <i>PROVE SONICHE</i>	18
3.3 – <i>PROVE GEORADAR</i>	18
3.4 – <i>ENDOSCOPIA</i>	19
3.5 – <i>MARTINETTI PIATTI</i>	19
3.5.1 – <i>PROVA CON MARTINETTO SINGOLO</i>	20
3.5.2 – <i>PROVA CON MARTINETTO DOPPIO</i>	21
3.5.3 – <i>PROVA COMPOSTA COMPRESSIONE – TAGLIO</i>	22
3.6 – <i>PENETROMETRO WINDSOR</i>	22
3.7 – <i>VIBROMETRO</i>	23
3.8 – <i>TERMOGRAFIA AD INFRAROSSI</i>	23
3.9 – <i>MAGNETOMETRIA</i>	24
3.10 – <i>SHOVE-TEST</i>	25

4 – SPERIMENTAZIONE.....	27
4.1 – <i>CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI</i>	27
4.2 – <i>PROVE SUI MATTONI</i>	29
4.2.1 – PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO F.....	30
4.2.1.1 – Normativa.....	30
4.2.1.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	31
4.2.2 – PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO G.....	32
4.2.2.1 – Normativa.....	32
4.2.2.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	32
4.2.3 - PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO H.....	35
4.2.3.1 – Normativa.....	35
4.2.3.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	35
4.2.4 - PROVE DI TRAZIONE INDIRETTA SUI MATTONI.....	37
4.2.4.1 – Normativa.....	37
4.2.4.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	38
4.3 – <i>PROVE SULLE MALTE</i>	40
4.3.1 – PROVA DI FLESSIONE SU PRISMI DI MALTA INDURITA.....	40
4.3.1.1 – Normativa.....	40
4.3.1.2 – Esecuzione prova e risultati.....	41
4.3.2 – PROVA DI COMPRESSIONE SU PRISMI DI MALTA INDURITA.....	43
4.3.2.1 – Normativa.....	43
4.3.2.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	44
4.3.3 – PROVA DI PUNZONAMENTO SU CAMPIONI DI MALTA INDURITA.....	46
4.4 – <i>PROVE SULLA MURATURA</i>	48
4.4.1 – PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE.....	48
4.4.1.1 – Normativa.....	48
4.4.1.2 – Esecuzione della prova a risultati.....	50
4.4.2 – PROVA DI COMPRESSIONE DIAGONALE.....	52
4.4.2.1 – Normativa.....	52
4.4.2.2 – Esecuzione della prova a risultati.....	53
4.4.3 – PROVA DI TAGLIO SU TRIPLETTE.....	55
4.4.3.1 – Normativa.....	55
4.4.3.2 – Esecuzione della prova a risultati.....	57
4.4.4 – PROVE SU CAROTE.....	59
4.4.4.1 – Normativa.....	59
4.4.4.2 – Esecuzione della prova e risultati.....	59

5 – ANALISI DEI RISULTATI.....	69
5.1 – <i>RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE DEI MATTONI</i>	69
5.1.1 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NELLA DIREZIONE DEI CARICHI VERTICALI	69
5.1.2 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NELLA DIREZIONE DEI CARICHI VERTICALI	71
5.1.3 – CONSIDERAZIONI	72
5.2 – <i>RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE E LEGAME σ-ε DELLA MURATURA</i>	73
5.2.1 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE SECONDO UNI EN 1052 – 1	73
5.2.2 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE SECONDO D.M. 14/01/2008.....	74
5.2.3 – LEGAME σ – ε DELLA MURATURA.....	76
5.3 – <i>RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO DELLA MURATURA IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI</i>	79
5.3.1 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO SECONDO UNI EN 1052 – 3	79
5.3.2 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008	80
5.4 – <i>ELABORAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE PROVE SU CAROTE</i>	81
5.4.1 – CRITERIO DI RESISTENZA DI COULOMB	82
5.4.2 – TEORIA DI BOUSSINESQUE	83
5.4.3 – INTERPRETAZIONI DEI RISULTATI OTTENUTI DAI CAMPIONI CHE HANNO RAGGIUNTO LA ROTTURA PER SLITTAMENTO.....	85
5.4.4 – INTERPRETAZIONI DEI RISULTATI OTTENUTI DAI CAMPIONI CHE HANNO RAGGIUNTO LA ROTTURA PER TRAZIONE.....	94
6 – APPLICAZIONE AD UN EDIFICIO ESISTENTE: SCUOLA ELEMENTARE DI CASTENASO ...	99
6.1 – <i>DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO</i>	99
6.1.1 – RILIEVO ARCHITETTONICO	99
6.1.2 – INDAGINI SUI SOLAI.....	110
6.2 – <i>ANALISI SISMICA</i>	112
6.2.1 – CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI.....	112
6.2.2 – ANALISI STATICA NON LINEARE.....	113
6.2.2.1 – Generalità e campo di applicazione	113
6.2.2.2 – Verifica di sicurezza.....	117

<i>6.3 – ANALISI SISMICA MEDIANTE L'UTILIZZO DI UN PROGRAMMA A MACROELEMENTI: 3MURI</i>	<i>118</i>
<i>6.3.1 – TELAIO EQUIVALENTE E RISULTATI</i>	<i>121</i>
<i>6.3.1.1 – CONSIDERAZIONI</i>	<i>125</i>
7 – CONCLUSIONI E PROPOSTE PER FUTURE SPERIMENTAZIONI	127
<i>Bibliografia</i>	129

1 – INTRODUZIONE

Molti centri storici italiani sono caratterizzati da edifici in muratura che, a seconda della zona geografica in cui sono situati, presentano svariate tipologie per quanto concerne i materiali costituenti e le tecniche realizzative.

Poiché molte strutture sono state costruite secoli fa, oggi necessitano di essere sottoposte ad un'analisi di vulnerabilità allo scopo di verificare la loro risposta all'azione sismica per la quale bisogna disporre dei parametri meccanici caratterizzanti la muratura studiata: le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, forniscono, nell'appendice A, una tabella da cui è possibile ricavare i valori di riferimento per undici tipologie murarie. Poiché quelle presenti in Italia sono molteplici, nel caso in cui non si disponga dei risultati di prove di laboratorio e in situ e nel caso in cui l'edificio sia caratterizzato da una muratura non presente nella tabella C8A.2.1, si dovrà procedere ad effettuare l'analisi utilizzando i parametri relativi alla tipologia muraria che più si avvicina a quella reale. Si dovranno quindi scegliere i parametri meccanici in modo tale da essere a favore di sicurezza, ma ciò può comportare, in caso di analisi non soddisfatte, la necessità di effettuare interventi costosi laddove potrebbero non essere necessari.

La sperimentazione condotta per questa tesi è stata effettuata su una tipologia muraria non presente nella tabella, ma rappresentante la muratura di un edificio esistente su cui è stata effettuata un'analisi di vulnerabilità sismica: si procede al confronto dei risultati ottenuti eseguendo, in un primo momento, le verifiche sismiche utilizzando i parametri forniti dalla normativa e, successivamente, quelli ricavati dalle prove di laboratorio.

Un altro obiettivo di questa tesi è proporre delle prove non standardizzate su campioni di muratura di piccole dimensioni per poter ricavare i parametri meccanici, generalmente determinati mediante prove normate che risultano spesso invasive necessitando di campioni di medie e grandi dimensioni. Se questa tipologia di campione risultasse idonea allo scopo prefissato, sarebbe possibile gettare le basi per future campagne sperimentali che, affinando sempre più la metodologia proposta, permetterebbero di stimare alcuni dei parametri meccanici rappresentativi della muratura di molti edifici esistenti.

2 – LA MURATURA: MATERIALI COSTITUENTI E COMPORTAMENTO MECCANICO

L'acciaio, l'alluminio, le materie plastiche sono materiali propriamente detti aventi caratteristiche omogenee come anche i conglomerati cementizi, il legno e il cemento armato. Per quanto riguarda la muratura, invece, non è possibile considerarla un materiale, ma una struttura poiché è un sistema costituito da più elementi e da più materiali le cui caratteristiche variano non solo da muro a muro, ma anche tra due punti molto vicini dello stesso elemento in quanto questa struttura è influenzata dal fattore "umano" trattandosi di un prodotto artigianale.

Il comportamento della muratura cambia non solo in funzione delle caratteristiche geometriche, elastiche e meccaniche degli elementi che la compongono, ma anche in base al tessuto murario ovvero al modo con cui gli elementi lapidei sono disposti.

2.1 – LE MALTE

La malta si ottiene dalla miscela di uno o più leganti inorganici, aggregati, acqua ed eventualmente aggiunte e/o additivi per il riempimento, il collegamento e l'allettamento della muratura.

I leganti sono materiali utilizzati per legare insieme particelle solide in una massa coesa, per esempio cemento o calce da costruzione; gli aggregati sono materiali granulari che non contribuiscono alla reazione di indurimento della malta; le aggiunte sono costituite da materiale inorganico fine (che non è un aggregato o un legante) che può essere aggiunto alla malta per migliorare o ottenere proprietà speciali.

In base al tipo di legante utilizzato le malte si dividono in quattro gruppi:

1. malta aerea: il legante utilizzato è la calce idrata o aerea (indurisce lentamente all'aria reagendo con l'anidride carbonica atmosferica);
2. malta idraulica: il legante utilizzato è la calce idraulica (legante idraulico che può far presa ed indurire anche se immerso in acqua);
3. malta cementizia: il legante utilizzato è il cemento (legante idraulico);
4. malta bastarda o composta: se oltre al cemento si utilizza anche un altro legante.

La normativa italiana vigente definisce sei classi differenti di malta a composizione prescritta in base alla loro composizione in volume:

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

Fig. 2.1.1 – Classificazione malte e loro composizione

Benché la malta all'interno di una struttura muraria rappresenti una piccola percentuale, essa ha una notevole influenza sul comportamento della muratura ed è quindi necessario che soddisfi determinati requisiti: la malta indurita deve essere in grado di sviluppare una buona aderenza con i mattoni e non deve sviluppare ritiri eccessivi, che premetterebbero all'acqua piovana di infiltrarsi e di provocare perdite di resistenza o addirittura lesioni nei mattoni.

2.2 – ELEMENTI LAPIDEI

Gli elementi lapidei possono essere:

- naturali: sono quelli ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo; contenenti sostanze solubili o residui organici in piccole percentuali; possono essere squadrate o non squadrate;
- artificiali: sono quelli in laterizio e calcestruzzo normale o alleggerito. Essi vengono classificati in base alla percentuale di foratura come riportato nelle tabelle seguenti

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Fig. 2.2.1 - Classificazione elementi laterizio

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Fig. 2.2.2 - Classificazione elementi calcestruzzo

Per l'impiego dei mattoni nelle murature portanti sono da tenere in considerazione alcune caratteristiche fisiche e meccaniche quali il colore (dipendente dai minerali contenuti e dalla temperatura di cottura), la trama superficiale, il peso, l'assorbimento e la struttura dei pori, la conducibilità termica (dipendente anche da altri fattori oltre che dalle caratteristiche degli elementi), la resistenza al fuoco (gli elementi sono intrinsecamente resistenti al fuoco quindi il fattore critico è la progettazione di dettaglio della struttura), alla compressione e alla trazione.

2.3 – PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

I parametri meccanici della muratura si possono determinare o mediante l'utilizzo di tabelle presenti nella normativa italiana o mediante prove sperimentali. Nel seguito faremo riferimento solo a ciò che riguarda muratura costituita da elementi artificiali poiché l'oggetto di questo studio è un edificio costituito da questo tipo di materiale.

2.3.1 – RESISTENZA A COMPRESSIONE

È possibile determinare la resistenza a compressione della muratura o mediante prove sperimentali o con l'utilizzo di tabelle.

Nel primo caso la resistenza caratteristica si determina mediante la relazione:

$$f_k = f_m - ks \quad (2.3.1)$$

dove f_m è la resistenza media, s la stima dello scarto e k un coefficiente che dipende dal numero n di muretti testati e diminuisce all'aumentare di n . Il numero dei muretti testati non deve essere inferiore a 6 e devono essere costituiti da almeno tre corsi di elementi resistenti, devono avere una lunghezza pari ad almeno due volte la lunghezza del blocco e il rapporto altezza/spessore deve essere compreso tra 2.5 e 4.

La resistenza a compressione si misura perpendicolarmente ai giunti orizzontali di malta su provini aventi dimensioni minori rispetto al muro oggetto di studio, ma aventi la stessa tessitura muraria.

Oltre alla prove di compressione sui muretti è necessario eseguire anche delle prove sui materiali: almeno 3 prove di flessione su provini prismatici (40x40x160 mm) di malta e successivamente verifiche di compressione sulle metà risultanti; 10 prove di compressione perpendicolarmente al letto di posa sugli elementi artificiali.

Nel secondo caso (uso di tabelle) si può risalire al valore della resistenza caratteristica a compressione conoscendo il tipo di malta e la resistenza caratteristica a compressione degli elementi artificiali:

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

Fig. 2.3.1 – Tabella 11.10.V del D.M. 14/01/2008 – Valori di f_{bk} per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in MPa)

La resistenza caratteristica a compressione (resistenza al di sotto della quale si trovano solo il 5% dei valori delle misure di resistenza effettuate) degli elementi resistenti si determina con la relazione:

$$f_{bk} = f_{bm} (1 - 1,64\delta) \quad (2.3.2)$$

dove f_{bm} è la media aritmetica della resistenza dei singoli elementi

$$f_{bi} = \frac{N}{A} = \frac{\text{carico di rottura ortogonale al piano di posa}}{\text{area lorda della sezione normale alla direzione di carico}}, \delta \text{ è un coefficiente di}$$

variazione dipendente dallo scarto quadratico medio. Se δ supera il valore di 0,2 allora la resistenza caratteristica determinata non è attendibile.

È necessario che il numero di elementi sottoposti a prova sia almeno 30.

2.3.2 – RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI SFORZI NORMALI

È possibile anche in questo caso procedere in due modi differenti:

- nel primo caso si eseguono prove di taglio su almeno sei provini e si determina la resistenza caratteristica a taglio mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm} \quad (2.3.3)$$

dove f_{vm} è la resistenza media a taglio determinata mediante prove di taglio su triplete o con prove di compressione diagonale su almeno sei muretti.

- Nel secondo caso si determina mediante la seguente tabella:

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

Fig. 2.3.1 – Tabella 11.10.VII del D.M. 14/01/2008 – Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in MPa)

È quindi necessario conoscere il tipo di elemento resistente, la sua resistenza caratteristica a compressione, determinata come specificato nel paragrafo precedente, e la classe della malta. Questa tabella è utilizzabile solo nel caso di elementi artificiali pieni o semipieni e per giunti di malta aventi spessore compreso tra 5 e 15 mm.

2.3.3 – RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO

Nel caso in cui sia presente uno sforzo normale di compressione, la resistenza caratteristica a taglio è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali e la si può determinare mediante la relazione seguente:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n \quad (2.3.4)$$

dove f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali definita al paragrafo precedente e σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

2.3.4 – MODULI DI ELASTICITA' SECANTI

Il modulo di elasticità normale secante si può determinare mediante prove di compressione, calcolato come il modulo secante dalla media delle deformazioni di quattro punti di misura verificatesi ad uno sforzo pari ad un terzo del massimo sforzo ottenuto:

$$E_i = \frac{F_{i,\max}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (2.3.5)$$

Nel caso in cui non si sia in possesso di prove sperimentali, il modulo di elasticità secante verrà calcolato mediante la formula:

$$E = 1000f_k \quad (2.3.6)$$

con f_k resistenza caratteristica a compressione della muratura determinata come descritto nei paragrafi precedenti.

Il modulo di elasticità tangenziale secante si ricava da quello elastico secante secondo la relazione:

$$G = 0,4E \quad (2.3.7)$$

2.4 – LEGAMI COSTITUTIVI

Il comportamento della muratura sottoposta a compressione monoassiale è condizionato sensibilmente dalla deformabilità della malta e scarsamente da quelle degli elementi lapidei. Sottoponendo i materiali costituenti alla prova di compressione monoassiale si nota (Fig. 2.4.1) che il laterizio presenta un comportamento pressoché lineare, modulo elastico maggiore e rottura quasi fragile, mentre la malta esibisce un comportamento non lineare, modulo elastico minore e una marcata duttilità. La muratura mostra un legame costitutivo intermedio caratterizzato da una legge non lineare e da resistenza a compressione intermedia rispetto a quella dei materiali costituenti.

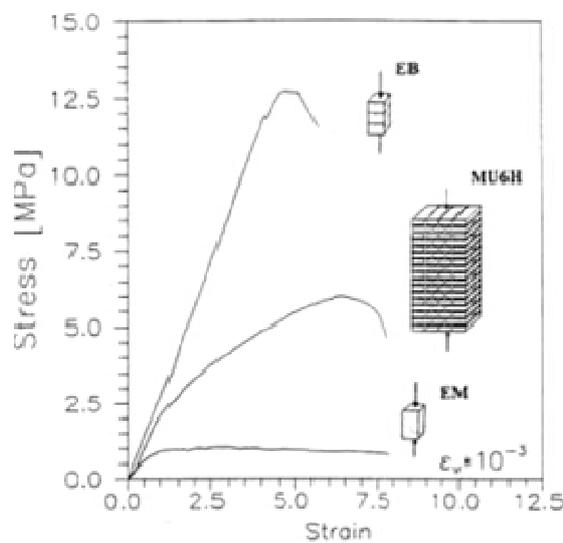


Fig. 2.4.1 – Risposta tensione – deformazione di mattoni, malta e muratura (Binda 1994)

Per tenere conto della duttilità del materiale si schematizza il legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ mediante una bilatera elastica – perfettamente plastica in cui il primo tratto lineare rappresenta il comportamento elastico, mentre il secondo tratto costante rappresenta la duttilità in campo plastico.

In alternativa alla bilatera, sperimentazioni di alcuni Autori hanno portato alla definizione di alcuni legami che però hanno la limitazione di essere condizionati dalle modalità di prova adottate. Di seguito si riportano le equazioni delle leggi costitutive e la loro rappresentazione nel piano adimensionalizzato $\sigma/\sigma_k - \epsilon/\epsilon_k$:

1. relazione proposta da Turnsek – Cacovic nel 1970

$$\frac{\sigma}{\sigma_k} = 6,4 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right) - 5,4 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right)^{1,17} \quad (2.4.1)$$

2. relazione proposta da Arya – Hegemier nel 1978

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_k} &= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} && \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_k \\ \frac{\sigma}{\sigma_k} &= 1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_k}{\varepsilon_u - \varepsilon_k} \right)^2 && \text{per } \varepsilon_k \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

avendo assunto duttilità $\mu = 1.5$.

3. relazione proposta da Sawko nel 1982

$$\frac{\sigma}{\sigma_k} = 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right)^2 \quad (2.4.3)$$

4. relazione proposta da Andil

$$\frac{\sigma}{\sigma_k} = 3,4142 \left[1 - \left(1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right)^{-0,5} \right] \quad (2.4.4)$$

5. relazione proposta dall'Eurocodice EC6

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_k} &= 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} \right)^2 && \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_k \\ \frac{\sigma}{\sigma_k} &= 1 && \text{per } \varepsilon_k \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{aligned} \quad (2.4.5)$$

Con $\varepsilon_k = 0.0020$ ed $\varepsilon_u = 0.0035$.

Per tutte le relazioni proposte vale:

- σ_k = massima tensione normale
- ε_k = deformazione corrispondente alla massima tensione normale
- ε_u = deformazione ultima

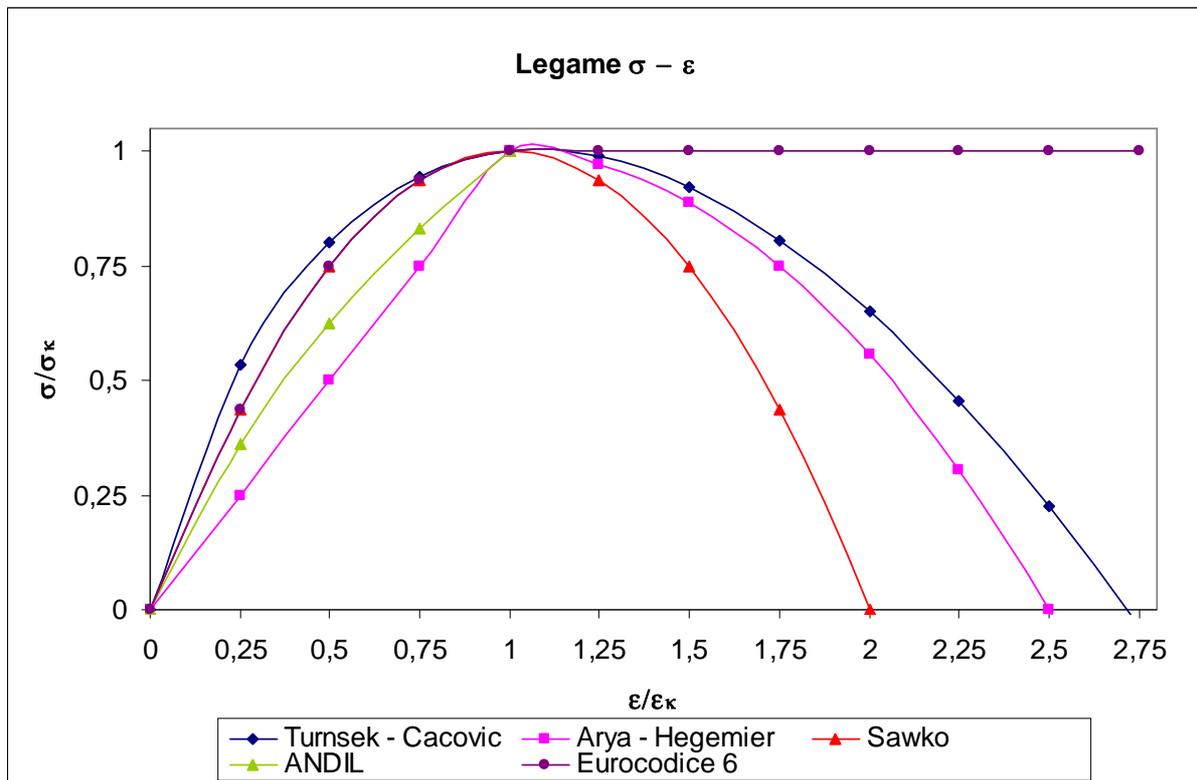


Fig. 2.4.2 – Leggi costitutive proposte da diversi Autori

2.5 – COMPORTAMENTO A TAGLIO MECCANICO DELLA MURATURA IN ZONA SISMICA

I meccanismi di rottura dei maschi murari possono essere di due tipi:

1. crisi per taglio da trazione
2. crisi per taglio per scorrimento

2.5.1 – CRISI PER TAGLIO DA TRAZIONE

La crisi di un maschio murario sollecitato alle due estremità da forze di compressione e forze orizzontali può verificarsi per trazione causata da taglio. Se si assume un criterio di rottura

che limita la tensione massima di trazione, si ha che la crisi avviene per perdita di coesione interna dovuta al superamento della trazione del materiale: si ipotizza che la resistenza del pannello, sottoposto a carico verticale ed orizzontale, si possa determinare come la forza che questo sopporta fino al manifestarsi della prima lesione diagonale, che determina il raggiungimento del limite di trazione. Questo tipo di crisi interessa sia gli elementi lapidei sia la malta. Per la determinazione dello stato tensionale, la muratura viene considerata come se fosse un materiale elastico, omogeneo ed isotropo fino al manifestarsi della prima fessurazione.

Si consideri un pannello incastrato alla base e vincolato da doppi pendoli inestensibili in sommità, si supponga che tale elemento sia sollecitato alle basi estreme da due sforzi di compressione N e da due sforzi di taglio V , al centro del pannello si ha uno stato tensionale, dovuto alla suddetta condizione di carico, caratterizzato da:

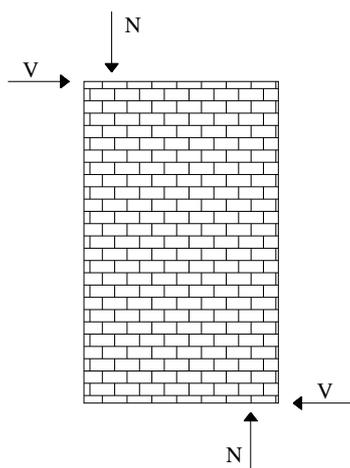


Fig. 2.5.1 – Pannello sollecitato a sforzi di compressione e di taglio

$$\sigma_n = \frac{N}{B \cdot s} \quad (2.5.1)$$

$$\tau_{\max} = p \cdot \tau_n = \frac{p \cdot V}{B \cdot s} \quad (2.5.2)$$

dove Bs rappresenta l'area della sezione trasversale del pannello e p un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la sezione trasversale del pannello. Lo stato tensionale descritto sopra può essere rappresentato mediante i cerchi di Mohr di centro C e raggio CA , con A punto di coordinate $(\sigma_n, -\tau_{\max})$. Se si mantiene costante lo sforzo

N e si aumenta progressivamente quello di taglio V, si ottengono cerchi concentrici centrati in C aventi raggio crescente. Lo sforzo V non può crescere illimitatamente, ma solo fino a quando la tensione di trazione raggiunge il valore caratteristico σ_{kt} (cerchio di centro C e raggio CB in Fig. 2.5.2).

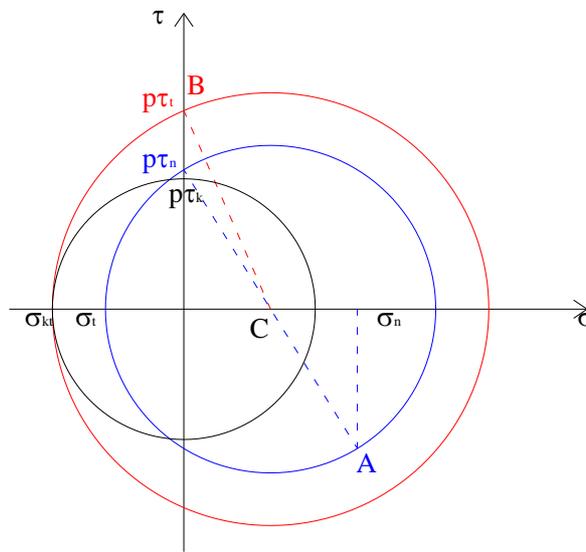


Fig. 2.5.2 – Cerchi di Mohr rappresentanti la rottura per trazione

L'intersezione del cerchio di raggio CB con l'asse delle ascisse individua la tensione normale di rottura a trazione σ_{kt} e quella di compressione, che è inferiore a quella di rottura; l'intersezione con l'asse delle ordinate individua il valore della tensione tangenziale massima $\tau_{max} = p\tau_t$ alla rottura, dove t_t è il valore medio della tensione tangenziale che si verifica in corrispondenza della crisi per trazione e rappresenta la tensione tangenziale di rottura da taglio per trazione.

La relazione analitica che lega le tensioni σ_n , σ_{kt} e τ_t è:

$$\left(\sigma_{kt} + \frac{\sigma_n}{2}\right)^2 = (p \cdot \tau_t)^2 + \left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 \quad (2.5.3)$$

In assenza di sforzo normale lo stato tensionale è rappresentato dal cerchio centrato nell'origine e la tensione tangenziale di rottura $p\tau_k$ assume lo stesso valore della tensione

normale di trazione a rottura. La resistenza tangenziale pura τ_k è correlata alla resistenza a trazione σ_{kt} mediante la seguente relazione:

$$\tau_k = \frac{\sigma_{kt}}{p} \quad \rightarrow \quad \sigma_{kt} = p \cdot \tau_k \quad (2.5.4)$$

Questa tensione rappresenta il valore della tensione tangenziale media nel centro di un pannello sollecitato da solo taglio quando in esso la tensione normale di trazione attinge il valore di rottura, mentre τ_t rappresenta il valore analogo nel caso in cui il pannello sia sollecitato sia da sforzo normale N sia da sforzo tagliante V.

Sostituendo σ_{kt} (2.5.4) nella (2.5.3) e ricavando la tensione tangenziale di collasso si ottiene:

$$\tau_t = \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}} \quad (2.5.5)$$

Tale tensione è quella sopportabile dal pannello appena prima della sua rottura a taglio per il raggiungimento della resistenza a trazione del materiale.

Se $p=1.5$, allora la (2.5.5) diviene la formula di Turnsek – Cacovic: tale formula esprime con buona approssimazione il reale comportamento dei pannelli.

2.5.3 – CRISI PER TAGLIO DA SCORRIMENTO

Un'altra modalità di collasso per taglio è quella che si manifesta mediante lo scorrimento di una parte del pannello rispetto all'altra: di solito questa crisi si manifesta attraverso i letti di malta poiché la resistenza allo scorrimento tra questi e gli elementi lapidei è quasi sempre minore rispetto a quella interna a questi ultimi.

Questo tipo di collasso può essere rappresentato mediante il criterio di rottura di Mohr – Coulomb, che esprime la massima tensione tangenziale sopportabile come somma di un termine legato alla coesione e di uno dipendente dall'attrito:

$$\tau_{\max} = p \cdot \tau_a = \tau_c + \mu_a \cdot \sigma_n \quad (2.5.6)$$

con:

- τ_a = resistenza a taglio da scorrimento
- p = coefficiente di distribuzione delle tensioni tangenziali
- τ_c = resistenza a taglio puro da scorrimento (rappresenta la coesione)
- μ_a = coefficiente di attrito interno della muratura

Il coefficiente di attrito può essere di due tipi:

- Coefficiente di attrito apparente che corrisponde alla crisi del pannello per scorrimento orizzontale tra legante ed elementi lapidei: esprime l'influenza della tensione verticale di compressione sulla resistenza a taglio della muratura. Il suo valore varia tra 0.3 e 0.8;
- Coefficiente di attrito effettivo corrispondente alla crisi del pannello per scorrimento diagonale ed è definito dal rapporto tra la componente parallela e quella normale alla superficie di rottura: tale coefficiente diminuisce all'aumentare della tensione normale di compressione.

Si ipotizzi di utilizzare il coefficiente di attrito apparente, la (2.5.6) definisce due semirette che costituiscono la frontiera del dominio semindefinito di rottura: la crisi si verifica quando il cerchio di Mohr, che rappresenta lo stato tensionale nel punto considerato, è tangente ad esse (Fig. 2.5.3).

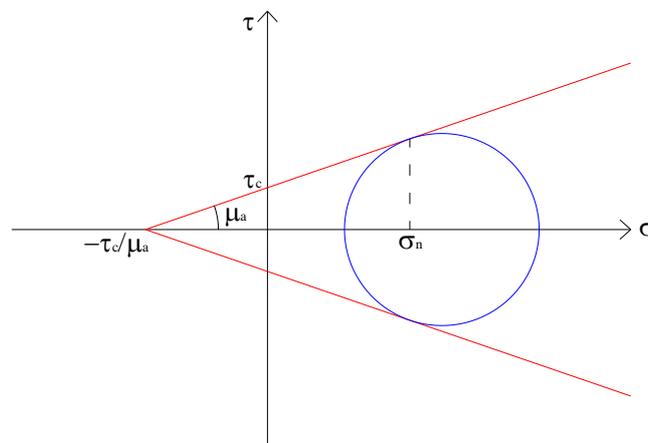


Fig. 2.5.3 – Cerchi di Mohr – Coulomb

L'intersezione delle due semirette con l'asse delle ascisse definisce la resistenza a trazione della muratura, mentre l'intersezione con l'asse delle ordinate individua la resistenza tangenziale pura da scorrimento.

3 – INDAGINI IN SITO SULLE MURATURE

Sulla muratura si possono eseguire sia prove di laboratorio sia prove in situ ed entrambe servono per la determinazione delle caratteristiche meccaniche o per lo studio della conservazione della muratura: in questo capitolo si tratteranno solamente le prove in situ poiché durante la sperimentazione oggetto di questa tesi sono state eseguite le prove di laboratorio che quindi verranno ampiamente trattate e descritte al capitolo 4. Le prove possono essere distruttive (D), mediamente distruttive (MD) o non distruttive (ND).

3.1 – PROVA ULTRASONICA

La prova ultrasonica si utilizza per l'individuazione delle parti degradate della muratura, per la valutazione della loro omogeneità, del quadro fessurativo e per la misura dello spessore.

Può essere eseguita in due modi:

- Se l'esame è basato sulla propagazione di onde ultrasonore (ovvero a frequenza maggiori di quelle percepibili dall'orecchio umano) e sul monitoraggio del segnale trasmessa si sta applicando la tecnica per trasmissione;
- Se invece si monitora il segnale riflesso o diffratto da qualsiasi superficie o discontinuità si sta adottando la tecnica per riflessione.

È possibile utilizzare in entrambi i casi una sonda unica che funge sia da trasmettitore sia da ricevente oppure una sonda accoppiata o due sonde separate di trasmissione e ricezione.

Per le murature le frequenze utilizzate sono comprese tra 16 KHz e 20MHz.

La procedura di prova è la seguente: la sonda emittente, sollecitata da un treno di impulsi ad alta tensione, genera onde di pressione che costituiscono il fascio ultrasonoro il quale raggiunge la sonda ricevente che, a sua volta, trasforma la pressione acustica in un segnale elettrico; tale segnale ferma un contatore di tempo innescato dalla sonda emittente al momento della generazione del fascio. Il tempo misurato dal timer coincide con il tempo di propagazione del fascio ultrasonoro tra i punti di misura.

Nei mezzi elastici ed isotropi l'impulso emesso può essere diviso in onde di dilatazione e di compressione, la cui velocità di propagazione viene indicata con V_L , e di taglio con velocità V_T .

Nelle murature i fenomeni delle riflessioni o delle rifrazioni multiple rende complessa l'indagine in quanto è difficoltoso correlare la velocità delle onde con la caratterizzazione meccanica della muratura, quindi si utilizzano potenze più forti e frequenze inferiori .

È una prova non distruttiva.

3.2 – PROVE SONICHE

Oltre agli scopi elencati per le prove ultrasoniche, queste si utilizzano anche per stimare la resistenza della muratura, per individuare discontinuità e per verificare il risultato di opere di manutenzione. È basata sull'emissione di onde soniche prodotte da una sorgente neutra.

Questo tipo di prova può essere applicata a quei materiali nei quali è consentita la propagazione di onde soniche con frequenze comprese tra 5 e 30kHz che vengono prodotte da una sorgente neutra.

Questa tecnica di indagine è basata sulla misura del tempo di propagazione di vibrazioni a frequenze inferiori alla soglia dell'udibile tra due punti di un corpo elastico: in corrispondenza di uno dei due punti viene posizionato un trasduttore che ha la capacità di trasformare la velocità di vibrazione in un segnale elettrico ad essa proporzionale. In corrispondenza dell'altro punto viene applicato un impulso meccanico utilizzando un martello munito di trasduttore di forza. Oltre ai due trasduttori si ha a disposizione anche un oscilloscopio digitale su cui vengono registrati i segnali di eccitazione e di risposta: il tempo intercorso tra la ricezione dei due segnali fornisce il tempo che la vibrazione impiega per percorrere la distanza tra i due trasduttori.

Anche questa tipologia di prova è classificata come non distruttiva.

3.3 – PROVE GEORADAR

Si utilizzano per individuare discontinuità all'interno della muratura, per studiarne lo stato di conservazione e per individuare la presenza di elementi quali canne fumarie, tubazioni. Si basa sull'interferenza delle onde elettromagnetiche che viene generata in corrispondenza delle discontinuità delle murature: la trasmissione degli impulsi e la ricezione dell'energia riflessa avvengono mediante antenne radar. Il sistema misura il tempo che intercorre tra l'istante in cui il segnale viene trasmesso e quello in cui viene ricevuto. Questa scansione viene ripetuta più volte spostando l'antenna in modo tale da ottenere un profilo continuo delle superfici elettriche presenti all'interno del mezzo.

È anche questo un metodo non distruttivo che fornisce principalmente informazioni qualitative.

3.4 – ENDOSCOPIA

Questa tipologia di prova serve per studiare lo stato conservativo della muratura e dei suoi elementi costituenti: rileva la tipologia strutturale, la presenza di cavità, cavedi, vani chiusi, canne fumarie, il grado di ammorsamento delle pareti, la natura e le dimensioni degli elementi non strutturali. La prova consiste nell'eseguire un foro di 20mm circa in cui inserire un'asta di fibra ottica a cui è applicata una luce e una piccola telecamera o macchina fotografica. Esistono diversi tipi di endoscopi: boroscopi rigidi con aste di lunghezza fissa o modulare, fibriscopi flessibili e videoendoscopi muniti di puntale distale.

È una prova non distruttiva.

3.5 – MARTINETTI PIATTI

Questa tipologia di prova è normata dall'American Society for Testing and Materials (ASTM) nelle norme C 1196 e C 1197.

È una prova che si esegue in sito per la determinazione dei carichi verticali effettivamente agenti sull'elemento murario oggetto di indagine. È necessario eseguire uno o due intagli orizzontali, in corrispondenza di altrettanti corsi di malta, e perciò è possibile utilizzare questa tecnica di indagine solo su murature in mattoni o in pietrame regolarmente squadrate.

In base a ciò che si vuole ricavare, si possono eseguire tre prove diverse:

1. con martinetto singolo per l'individuazione della tensione di lavoro;
2. con due martinetti per determinare la resistenza a compressione della parte di muratura contenuta tra di essi e per la ricerca del modulo elastico;
3. con due martinetti piatti e un martinetto a pistone se si vuole anche stimare la resistenza a taglio.

I martinetti possono avere diverse forme e dimensioni e nell'immagine seguente si riporta uno schema relativo ai più utilizzati:

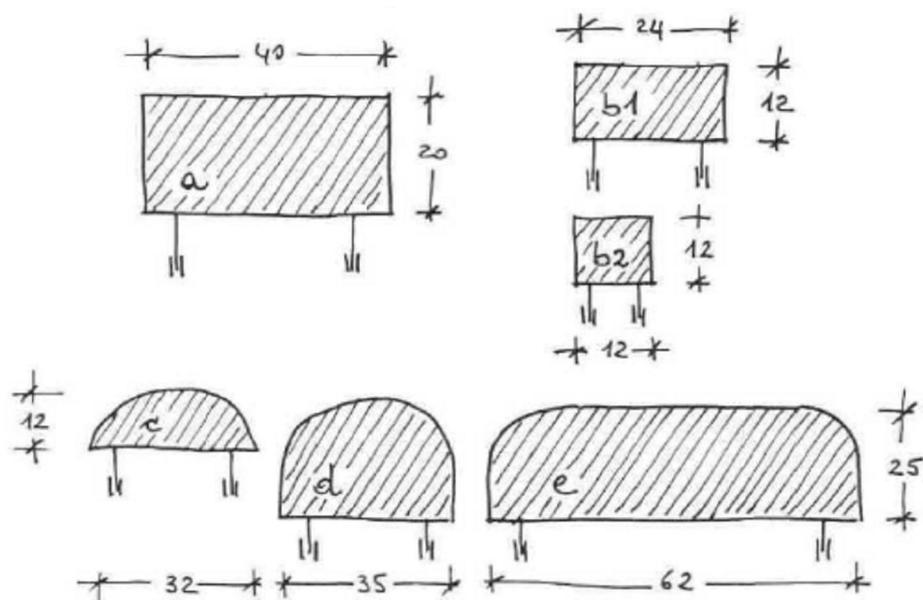


Fig. 3.5.1 – Dimensione in cm e geometria dei martinetti più utilizzati

3.5.1 – PROVA CON MARTINETTO SINGOLO

Questa prova consiste nell'eseguire un taglio in un elemento strutturale per poi applicare sulle superfici di questo una pressione nota che porti al ripristino delle condizioni iniziali del corpo. Introducendo un martinetto piano all'interno della fessura creata è possibile riportare i lembi della fenditura nelle condizioni iniziali. Dalla forza esercitata dal martinetto per ripristinare la situazione iniziale è possibile individuare lo stato tensionale originariamente presente nella muratura. La metodologia prevede anzitutto l'installazione delle basi di misura, formate da coppie di capisaldi, e successivamente si procede all'esecuzione del taglio. Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio, esso viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidità del martinetto.

La tensione in sito vale:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a$$

con:

- p pressione letta al manometro della pompa idraulica
- K_a coefficiente che tiene conto del rapporto tra superficie del martinetto e superficie del taglio
- K_m coefficiente che tiene conto della rigidità del martinetto.

3.5.2 – PROVA CON MARTINETTO DOPPIO

È analoga a quella del paragrafo precedente tranne per il fatto che è necessario effettuare due intagli, in corrispondenza di altrettanti corsi di malta, ad una distanza di 50 – 80 cm l'uno dall'altro.

Mandando contemporaneamente in pressione i due martinetti si provoca uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra di essi, riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelli di un test uniassiale convenzionale. La misura degli spostamenti va effettuata con comparatori collocati nella zona compresa tra i due martinetti. La prova può proseguire fino al raggiungimento di pressioni molto superiori a quelle iniziali, in modo da ottenere indicazioni sulle caratteristiche di resistenza a collasso della muratura.

Il rapporto tra la tensione limite, così determinata, e il valore della tensione d'esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, fornisce un coefficiente di sicurezza relativo al maschio murario in esame.

La pressione impressa dai due martinetti alla muratura è pari a :

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot \frac{A_m}{A_t}$$

con:

- p pressione letta al manometro della pompa idraulica
- K_m valore medio dei due coefficiente di taratura dei martinetti
- A_m area del martinetto
- A_t valore medio delle due aree di taglio.

Il modulo elastico verticale si ottiene dal rapporto:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_v}$$

in cui ϵ_v è la deformazione misurata in corrispondenza dell'asse di sollecitazione mediano tra i due martinetti.

3.5.3 – PROVA COMPOSTA COMPRESSIONE – TAGLIO

È possibile ottenere ulteriori informazioni sottoponendo contemporaneamente la muratura ad una tensione tangenziale e ad una compressione verticale. La prova prevede l'utilizzo di un martinetto idraulico di ridotte dimensioni in grado di esercitare spinte orizzontali su una parte del prisma soggetto a compressione.

Estratto un mattone (in una zona laterale rispetto al prisma soggetto a compressione) si posiziona nel vano risultante un martinetto a pistone di ridotte dimensioni. Quest'ultimo agisce contro il mattone adiacente (già soggetto a compressione) inducendo una sollecitazione tangenziale nella malta di allettamento. Mantenendo costante, a diversi livelli, la tensione verticale di compressione, viene incrementata la forza laterale in modo da ottenere una tensione tangenziale nella malta e quindi uno scorrimento del mattone.

La tensione tangenziale viene valutata come:

$$\tau = \frac{V}{2A}$$

in cui V rappresenta la forza applicata e A l'area del mattone.

3.6 – PENETROMETRO WINDSOR

Questa tipologia di indagine è normata dall'American Society for Testing and Materials (ASTM) nella norma C 803-80.

Si utilizza per rilevare la resistenza dei singoli materiali componenti la muratura. la prova si sviluppa nel seguente modo: una carica balistica produce energia per muovere un pistone d'acciaio all'interno di un cilindro fino a rompere un setto di plastica posto nella sua estremità superiore. Un secondo pistoncino, colpito dalla massa d'aria, batte su una sonda in lega che si inoltra nel materiale da provare. Il colpo prodotto causa un'incisione la cui entità geometrica varia in base alla consistenza e alla resistenza del materiale. La profondità di penetrazione è inversamente proporzionale alla resistenza del materiale indagato.

3.7 – VIBROMETRO

Questo strumento serve a rilevare i livelli di vibrazione prodotta generalmente da automezzi, ma anche da macchinari di industria o di officina che potrebbero creare disturbo agli occupanti dell'edificio e danneggiarne le strutture per effetti di fatica.

La prova è condotta con il contributo di velocimetri o accelerometri posti in punti significativi che percepiscono le vibrazioni, prodotte generalmente dal transito di veicoli a diverse velocità e/o dall'azione di strumenti o macchinari che provocano scuotimenti intermittenti (martelli demolitori, ecc.).

La prova non prevede alcuna alterazione delle infrastrutture.

3.8 - TERMOGRAFIA AD INFRAROSSI

Il comportamento dei materiali è dipendente dalla loro conducibilità termica e dal loro calore specifico. Ogni materiale può essere sottoposto all'analisi delle radiazioni infrarosse che emana. Tale peculiarità estesa alle analisi delle strutture murarie consente, attraverso questa prova, l'individuazione della tessitura muraria, la presenza di aperture tamponate e la valutazione dell'omogeneità dei materiali, inoltre permette il rilevamento di cavità (canne fumarie, tubazioni, ecc.), nonché la presenza di umidità e l'identificazione dell'orditura dei solai.

La radiazione termica emessa dai materiali alla temperatura T è espressa dalla relazione di Stefan-Boltzmann:

$$W = K_{SB} T^4 BE$$

in cui:

- W = intensità radiante ($watt/m^2$);
- K_{SB} = costante di Stefan-Boltzmann;
- T = temperatura in gradi Kelvin;
- E = remissività del corpo.

La termografia ad infrarossi non può essere utilizzata per particolari presenze di umidità nelle murature e risente dell'ora del giorno e di fattori ambientali.

La presenza di una cortina (rivestimento) di qualsiasi materiale, aderente alle murature sulle quali si effettua la prova, non consente di riconoscere la tessitura muraria delle strutture sottoposte ad indagine.

L'apparecchiatura necessaria per la termografia ad infrarossi è costituita da un rilevatore formato da un perno conduttore a bassa temperatura e da telecamere i cui apparati sono sensibili alle radiazioni di lunghezza d'onda compresa tra 2 e 6 mm.

Un termogramma memorizza le differenze termiche misurate con apparecchi sensibili a differenze inferiori a 0.2°C.

La prova è di tipo non distruttivo.

3.9 - MAGNETOMETRIA

Questa prova è diretta all'individuazione di elementi ferromagnetici occultati alla vista. L'attrezzatura di prova è costituita da un magnetometro composta da una sonda mossa sulla superficie da indagare che è formata da una bobina che produce un campo magnetico alternato.

Tutti gli oggetti metallici presenti nella struttura da indagare provocano una modifica di potenziale all'estremità della sonda (bobina) che viene registrata graficamente o, per strumentazioni meno aggiornate, segnalata su una scala.

All'estremità di un conduttore elettrico di lunghezza L si produce una differenza di potenziale:

$$\Delta = BLv$$

L'induzione magnetica si muove con una velocità v attraverso un campo magnetico di intensità B . La differenza di potenziale Δ_l alle estremità del conduttore dà luogo alla relazione:

$$\Delta_l = \Delta - iR$$

Dove:

- iR è la caduta di potenziale
- R è la resistenza elettrica del conduttore.

È una prova non distruttiva.

3.10 - SHOVE-TEST

Per *shove-test* si intende la prova di scorrimento locale di un singolo mattone. La prova, evidentemente utilizzabile solo nel caso di muratura con elementi artificiali, viene impiegata come indice di resistenza della muratura nei confronti del complesso meccanico di rottura a taglio nel piano della parete.

Il modo più semplice di esecuzione prevede la sola rimozione di un mattone, al posto del quale viene inserito un martinetto, e di un giunto verticale di malta e quindi la misura del carico di scorrimento che può effettuarsi rilevando la curva carico-scorrimento relativo tra mattone e malta.

Il meccanismo resistente, mobilitato nel corso dello shove-test, è controllato, oltre che dall'aderenza, anche dalla tensione di compressione perpendicolare al giunto di malta.

Le esperienze maturate nell'uso di questo metodo hanno evidenziato che il valore medio della tensione tangenziale lungo il giunto di malta al raggiungimento dello scorrimento del mattone è risultato da tre a cinque volte superiore alla resistenza a taglio valutata per mezzo della prova a compressione diagonale.

4 – SPERIMENTAZIONE

Alla luce delle problematiche complesse ed articolate che emergono nella caratterizzazione delle proprietà delle murature nel costruito, lo studio e la ricerca approfonditi in questa tesi iniziano con l'esame dei livelli di resistenza e delle caratteristiche proprie degli apparati murari nelle diverse conformazioni presenti per un confronto ragionato anche con i parametri proposti da normativa.

Uno degli obiettivi della sperimentazione è di verificare se campioni di muratura di piccole dimensioni (carote di diametro 10cm) siano rappresentativi delle muratura come lo sono quelli utilizzati nelle prove standardizzate. Per determinare se è possibile raggiungere questo scopo è innanzitutto necessario capire quali parametri ricavare dalle prove sulle carote e confrontarli con quelli derivanti da prove standard, per verificare l'attendibilità delle prove eseguite.

In questo capitolo si descrive l'esecuzione delle prove e si riportano i valori medi dei risultati ottenuti.

4.1 – CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI

La prima fase di questa sperimentazione è stata quella del confezionamento dei provini: innanzitutto si è deciso a priori quanti provini e di quali tipologie sarebbero serviti, dopodiché ci si è rivolti ad un artigiano che ha confezionato i campioni.

I campioni di muratura e di malta sono stati confezionati in data 14 gennaio 2011 e sono stati fatti stagionare per circa 28 giorni, le prove sono state eseguite circa alla metà di febbraio presso la divisione *Controlli Strutturali del Laboratorio Elletipi* avente sede a Ferrara.

Si riporta di seguito la classificazione dei campioni:

CAMPIONAMENTO					
ID	n° campioni	l [cm]	h [cm]	s [cm]	descrizione
A	4	31	77	11	muretti da cui sono state prelevate le carote da sottoporre a prova brasiliana
B	10	24	21	11	triplette da sottoporre a prova di taglio puro secondo UNI EN 1052 - 3
C	10	50	53	11	5 di questi muretti sono da sottoporre a prova di compressione diagonale secondo ASTM E 519 e i restanti 5 a prova di compressione semplice
D	6	16	4	4	prismi di malta cementizia da sottoporre a prova secondo UNI EN 1015 - 11
E	4	15	1	15	lastrine di malta cementizia da sottoporre a punzonamento
F	4	24	6	11	mattoni pieni da sottoporre a compressione
G	5				prismi di mattoni pieni da sottoporre a prova di compressione nella direzione ortogonale a quella di applicazione del carico
H	5				cilindri di mattoni pieni da sottoporre a prove di compressione nella direzione di applicazione del carico
I	6				cilindri di mattoni pieni da sottoporre a prove di trazione indiretta

Tabella 4.1.1 – Campionamento dei provini

Per i campioni del tipo G, H ed I non sono state riportate le dimensioni poiché, anche se molto simili, variano da campione a campione, ma nel paragrafo dedicato alle prove su questi elementi verranno riportati tutti i valori nel dettaglio.

Dai muretti A1, A2 e A4 sono state ricavate dieci carote, mentre dall'A3 undici; le dimensioni delle carote ricavate dai campioni di tipo A verranno specificate nel seguito (per esse vale quanto detto per i provini G, H ed I).

Nel seguito si riportano le immagini di alcuni campioni:



Fig. 4.1.1 - Campione tipo A



Fig. 4.1.2 – Campione tipo B



Fig. 4.1.3 – Campione tipo C



Fig. 4.1.4 – Campione tipo D



Fig. 4.1.5 – Campione tipo E



Fig. 4.1.6 – Campione tipo F



Fig. 4.1.7 – Campioni tipo G, H, I



Fig. 4.1.8 – Carote prelevate da un campione tipo A

4.2 – PROVE SUI MATTONI

Sui mattoni sono state eseguite quattro prove: due di compressione nella direzione dei carichi verticali (campioni tipo F ed H), una nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali (campione tipo G) e una di trazione indiretta (campione tipo I).

4.2.1 – PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO F

4.2.1.1 – Normativa

La prova di compressione sugli elementi di laterizio è normata dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 772 – 1 “Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione”.

La normativa dà indicazioni su come effettuare la prova, sulle caratteristiche dell'attrezzatura da utilizzare e sull'analisi dei risultati.

La prova consiste nel posizionare i provini nell'apparecchiatura di prova e nell'applicare il carico di compressione fino a portare il campione a rottura. I provini da sottoporre alla prova devono essere almeno sei e i campioni possono essere o il mattone nella sua interezza o parti ritagliate da esso, ad esempio cubi, prismi o carote. Prima di sottoporre il campione alla prova è necessario che le facce su cui verrà applicato il carico vengano ripulite da eventuale materiale superfluo e rettificata o livellate in modo tale da renderle perfettamente piane. I provini rettificati devono comunque avere altezza maggiore di 40mm, in caso contrario sarà necessario sovrapporre due provini senza utilizzare malta o altri leganti, ma semplicemente appoggiandoli uno sopra all'altro.

La procedura di prova si divide in diverse fasi:

- ripulire accuratamente le superfici portanti della macchina di prova
- allineare il provino al centro della piastra
- procedere all'applicazione del carico ad una velocità che verrà aumentata raggiunta circa la metà del carico di rottura per poter terminare la prova in circa un minuto.

Terminata la prova si procederà al calcolo della resistenza di ciascun provino dividendo il carico di rottura per l'area di carico, eseguendo la media delle resistenze dei campioni sottoposti a prova si ricaverà la resistenza a compressione dell'elemento lapideo in esame.

4.2.1.2 – Esecuzione della prova e risultati

In questo caso sono stati utilizzati quattro mattoni pieni le cui dimensioni sono riportate in Tabella 4.2.1:

PROVA DI COMPRESSIONE SU MATTONI PIENI			
ID	a	b	h
	[mm]	[mm]	[mm]
F - 1	245	112	60
F - 2	244	111	59
F - 3	245	110	61
F - 4	243	110	60

Tabella 4.2.1 – Dimensione dei provini

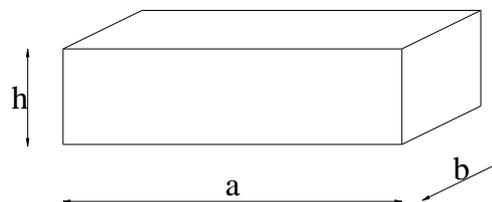


Fig. 4.2.1 – Schema del provino

Come si può vedere nella tabella sopra le dimensioni dei provini rispettano le prescrizioni dettate dalla normativa UNI EN 772 – 1, ma il numero dei provini invece non risponde a quanto richiesto dalla norma poiché sono stati sottoposti a prova solo quattro mattoni invece di sei. In realtà anche i campioni di tipo H vengono sottoposti alla stessa prova quindi si raggiunge il numero di provini richiesto dalla UNI EN 772 – 1.

Sottoponendo a prova questi campioni si è ottenuta una resistenza a compressione media dei mattoni pari a 43.16 MPa, ricavata come specificato nel §4.2.1.1, con deviazione standard pari a 1.11.

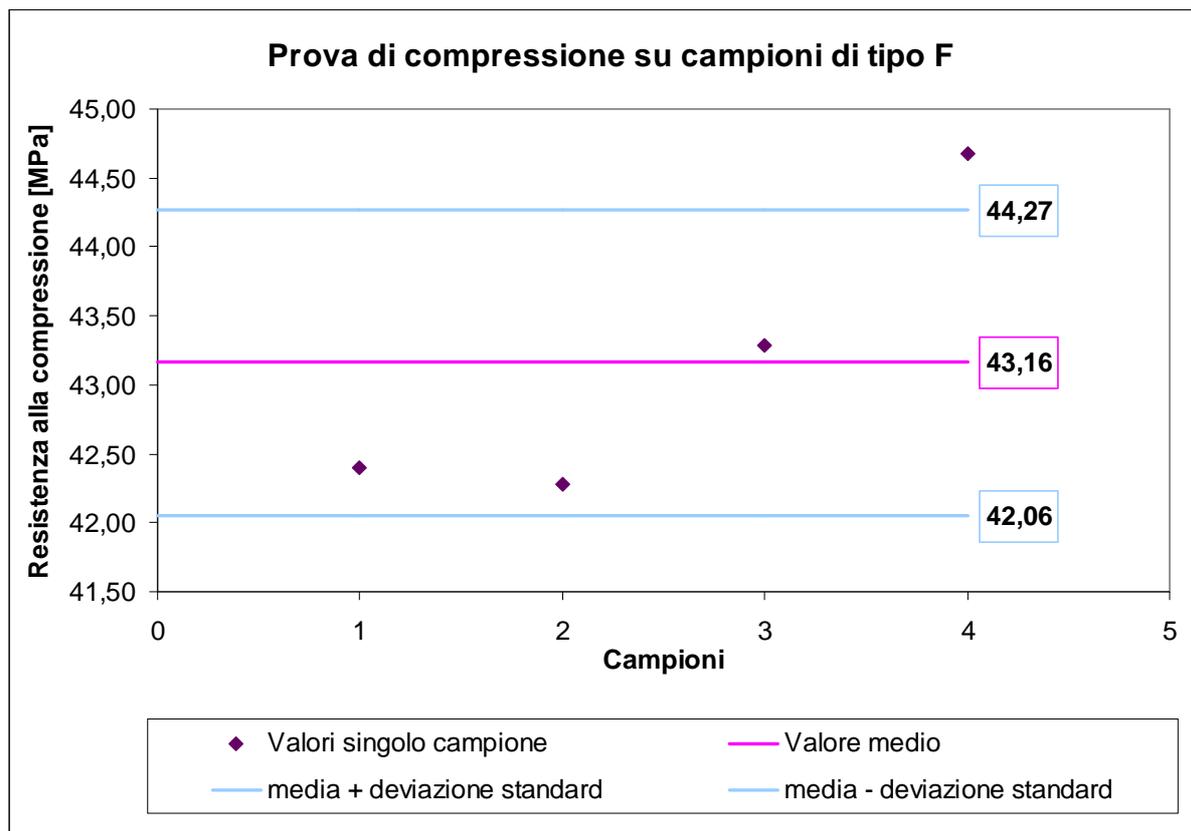


Fig. 4.2.2 – Risultati della prova di compressione nella direzione dei carichi verticali su campioni di tipo F secondo UNI EN 772 - 1

4.2.2 – PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO G

4.2.2.1 – Normativa

Per i riferimenti normativi relativi a questa prova si rimanda al §4.2.1.1 in quanto la prova eseguita è la medesima, ma cambia solo la tipologia di campione.

4.2.2.2 – Esecuzione della prova e risultati

I campioni di tipo G sono dei prismi ottenuti tagliando i mattoni pieni e di seguito si riportano le cui dimensioni sono riportate in Tabella 4.2.2:

PROVA DI COMPRESSIONE SU PRISMI RICAVATI DA MATTONI PIENI			
ID	Dimensioni Provino		
	a [mm]	b [mm]	h [mm]
G - 1	55	63	107
G - 2	54	58	108
G - 3	58	56	109
G - 4	60	55	108
G - 5	55	55	105

Tabella 4.2.2 – Dimensione dei provini

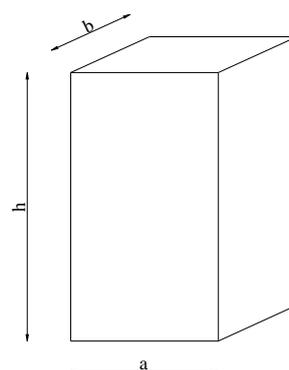


Fig. 4.2.3 – Schema del provino

Le dimensioni dei campioni rispondono a quanto richiesto dalla normativa UNI EN 772 – 1, ma, come nel caso precedente, il numero dei campioni è insufficiente, infatti sono state eseguite solo cinque prove in quanto dai mattoni a disposizione si sono dovuti ricavare sia i prismi sia le carote (campioni tipo H) e non si è riusciti a ricavare un numero maggiore di campioni.

Di seguito si riporta una foto rappresentativa della prova eseguita:



Fig. 4.2.4– Attrezzatura di prova e campione G1

Come si può vedere dall'immagine soprastante l'apparecchiatura di prova è costituita da due basi orizzontali: su una viene posizionato il provino, mentre l'altra viene portata a contatto con la faccia superiore, che è stata precedentemente rettificata, che poi avrà il compito di trasferire il carico al provino. I provini sono stati sottoposti a prova nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura.

Dalle cinque prove si è ottenuto un valore medio della resistenza a compressione nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali pari a 24.72 MPa con deviazione standard di 5.12.

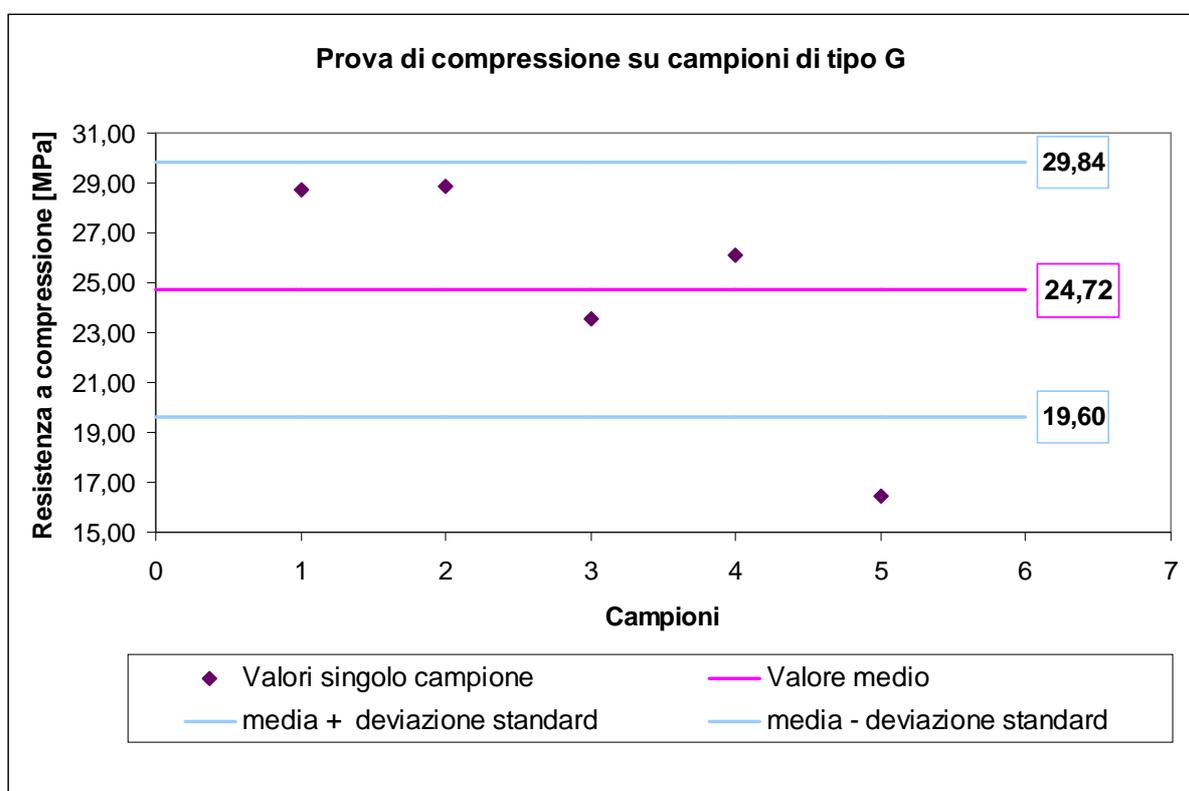


Fig. 4.2.5– Risultati della prova di compressione nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali su campioni di tipo G secondo UNI EN 772 - 1

Dal grafico riportato si può notare che i valori ottenuti dalle singole prove si avvicinano tutti al valore medio tranne quello relativo al campione G – 5 il quale abbassa di circa 2 MPa il valore medio della resistenza che si otterrebbe considerando solo i primi quattro campioni.

4.2.3 - PROVE DI COMPRESSIONE SUI CAMPIONI DI TIPO H

4.2.3.1 – Normativa

La normativa a cui è necessario fare riferimento per eseguire questa prova è la stessa che si è presa in considerazione per i provini F e G, ovvero la UNI EN 772 – 1 “Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione”, quindi si rimanda al §4.2.1.1 per i dettagli relativi all’apparecchiatura, ai campioni e alla modalità di prova.

4.2.3.2 – Esecuzione della prova e risultati

I campioni costruiti per questa prova sono cinque cilindri di tipo H, ricavati da mattoni pieni, le cui dimensioni sono riportate nella tabella seguente:

PROVA DI COMPRESSIONE SU CILINDRI RICAVALI DA MATTONI PIENI		
ID	Dimensioni Provino	
	diametro [mm]	h [mm]
H - 1	54	57
H - 2	54	56
H - 3	54	57
H - 4	54	57
H - 5	54	59

Tabella 4.2.3 – Dimensioni dei provini

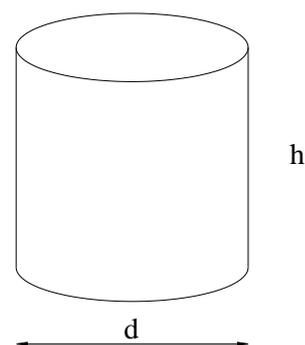


Fig. 4.2.67 – Schema del provino

Le dimensioni rispondono a quanto richiesto dalla UNI EN 772 – 1, ma anche in questo caso il numero dei campioni è insufficiente in quanto si è scelto di sottoporre a prova i mattoni sia nella direzione in cui agiscono i carichi verticali (campioni di tipo H) sia in quella ortogonale (campioni di tipo G) e i materiali a disposizione hanno permesso di ricavare solo cinque cilindri e cinque prismi, non soddisfacendo quindi le prescrizioni normative.

Di seguito si riporta una foto esemplificativa della prova eseguita:



Fig. 4.2.7 – Provino H1 sottoposto a prova di compressione

Dalle cinque prove si è ottenuto un valore medio della resistenza a compressione nella direzione dei carichi verticali pari a 42.99 MPa con deviazione standard di 7.66. Confrontando questo valore con quello ottenuto dalle prove sui mattoni interi (43.16 MPa) si nota che c'è un'ottima corrispondenza tra i risultati: si può quindi dedurre che è conveniente sottoporre a prova cilindri ricavati dai mattoni poiché è così possibile, a parità di mattoni a disposizione, avere più campioni.

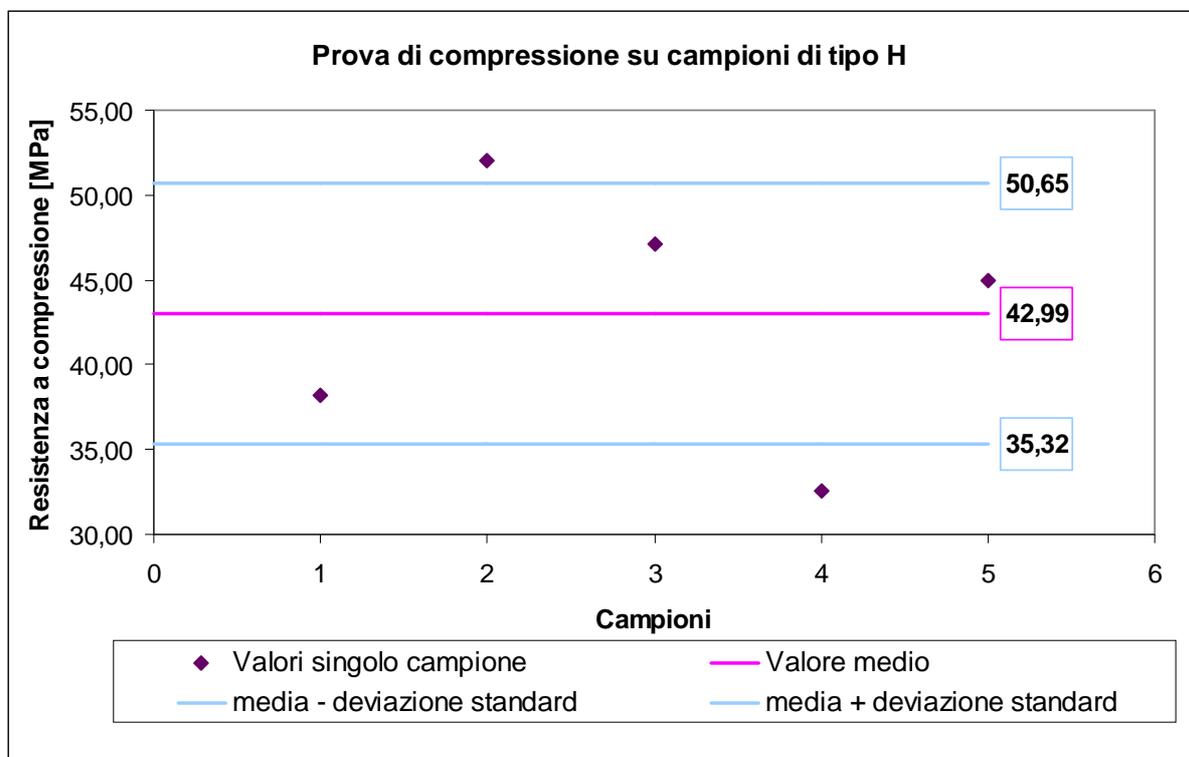


Fig. 4.2.8 – Risultati della prova di compressione nella direzione dei carichi verticali su campioni di tipo H secondo UNI EN 772 - 1

4.2.4 - PROVE DI TRAZIONE INDIRETTA SUI MATTONI

4.2.4.1 – Normativa

La prova di trazione indiretta sui campioni di laterizio non è normata, ma l'Ente Nazionale Italiano di Unificazione ha emesso una norma relativa alla medesima tipologia di prova su campioni di calcestruzzo indurito: si sono quindi seguite le indicazioni date dalla UNI EN 12390 – 6 “Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini”.

La prova consiste nel sottoporre un provino cilindrico ad una forza di compressione applicata in una zona ristretta, ma comprendente tutta la sua lunghezza. Il campione arriverà a rottura per una forza di trazione ortogonale a quella applicata.

I provini devono avere un rapporto altezza/diametro pari al massimo al valore 1 e se necessario devono essere rettificati. Preparati i campioni si procede al loro posizionamento nella macchina di prova, centrandoli in questa, e poi si applica il carico con una velocità compresa tra 0.04 MPa/s e 0.06 MPa/s. La velocità di carico è data dalla relazione:

$$R = \frac{s \times \pi}{2 \times L \times d} \quad (4.2.1)$$

dove:

- R è la velocità di incremento del carico
- L è la lunghezza del provino
- d è la dimensione nominale del provino
- s è la velocità di incremento della pressione

Portato a rottura il campione si procede al calcolo della resistenza a trazione indiretta mediante la seguente formula:

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (4.2.2)$$

dove:

- f_{ct} è la resistenza alla trazione indiretta
- F è il carico massimo

- L è la lunghezza della linea di contatto del provino
- d è la dimensione nominale della sezione.

4.2.4.2 – Esecuzione della prova e risultati

I campioni confezionati per questa prova sono sei carote di tipo I le cui dimensioni sono riportate nella seguente tabella:

PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA SU LATERIZIO		
ID	Diametro	Altezza
	[mm]	[mm]
I - 1	54	59
I - 2	54	59
I - 3	54	58
I - 4	54	57
I - 5	54	58
I - 6	54	58

Tabella 4.2.4 – Dimensione dei campioni

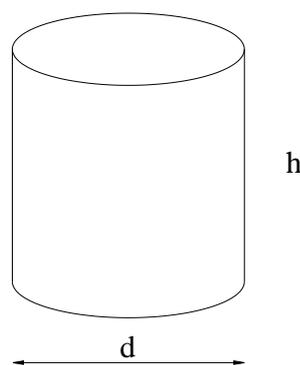


Fig. 4.2.9 – Schema del provino

Le dimensioni rispettano quanto richiesto dalla normativa mentre, per quanto concerne il numero dei campioni, in questo caso non vi è nessun riferimento normativo. Come nei casi precedenti, si è proceduto alla determinazione della resistenza effettuando la media delle resistenze a trazione dei singoli campioni.

Di seguito si riporta una foto esemplificativa della prova eseguita e il grafico dei risultati ottenuti:



Fig. 4.2.10 – Provino II sottoposto a prova di trazione indiretta

Il campione è stato posizionato tra due piastre tra loro parallele e a contatto con il provino lungo due diametri opposti lungo i quali viene applicato il carico, più precisamente il carico viene applicato mantenendo fissa la barra orizzontale superiore e facendo muovere il pistone inferiore verso l'alto.

Si ottiene un valore medio di 2.04 MPa con deviazione standard di 0.25.

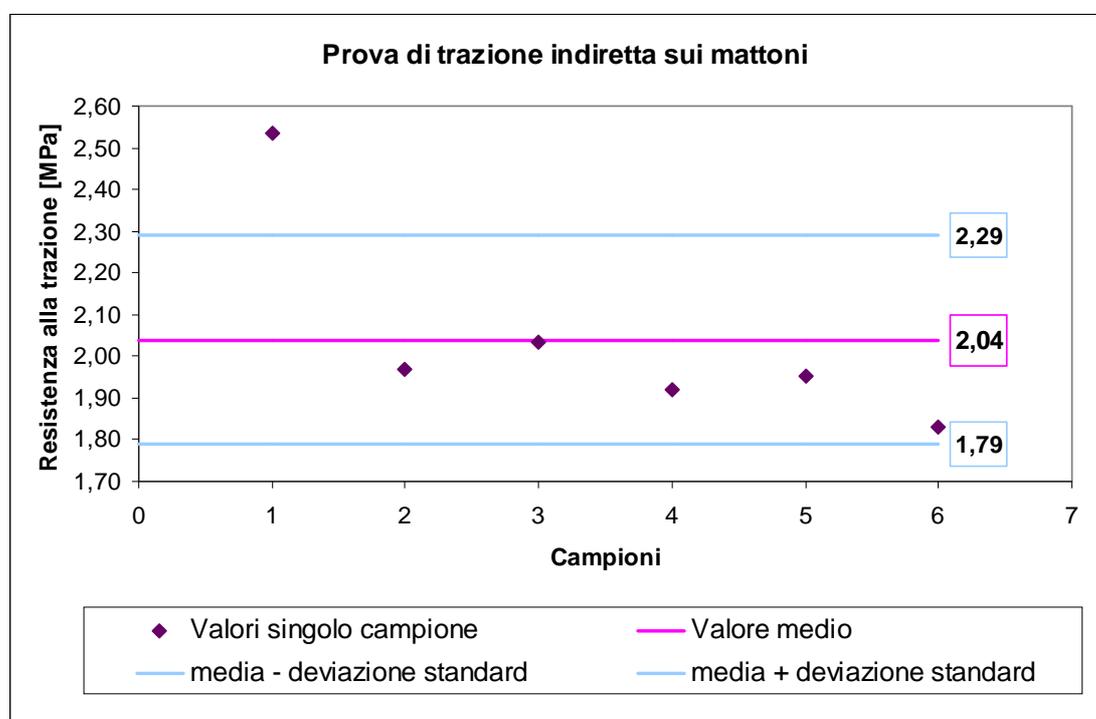


Fig. 4.2.11 – Risultati della prova di trazione indiretta su cilindri di mattoni (campioni tipo I) secondo UNI EN 12390 -6

4.3 – PROVE SULLE MALTE

Sulle malte sono state eseguite due tipologie di prove: la prova di flessione/compressione sui prismi e la prova di punzonamento sui campioni di tipo E.

4.3.1 – PROVA DI FLESSIONE SU PRISMI DI MALTA INDURITA

4.3.1.1 – Normativa

Su un medesimo prisma di malta si eseguono due tipi di prove: una prova a flessione e una a compressione normate dall’Ente Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1015 – 11 “Metodi di prova per malte per opere murarie. Parte 11: determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita”.

La prova consiste nel sottoporre a flessione il prisma precedentemente confezionato e portarlo a rottura applicando il carico in tre punti e, successivamente, si proveranno a compressione le due parti rimanenti dalla prova a flessione.

I campioni vengono gettati all’interno di stampi metallici costituito da un telaio aperto formato da parti rimovibili a formare tre compartimenti come è riportato nella seguente Fig. 4.3.1 :

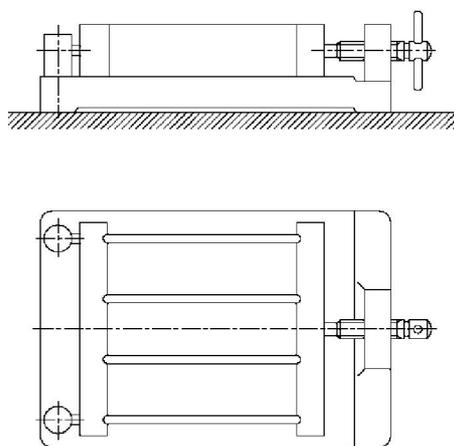


Fig. 4.3.1 – Stampo per i campioni di malta

I campioni devono essere prismi aventi dimensioni (160x40x40 mm) e ne devono essere confezionati tre e lasciati stagionare per almeno 28 giorni.

La prova di flessione si esegue posizionando il campione all’interno di una macchina costituita da due rulli inferiori, a sostegno del campione, e uno superiore per applicare il carico nella mezzera del provino. I rulli devono avere una lunghezza pari a 45 – 50 mm e un

diametro di circa 10 mm, inoltre i due rulli inferiori devono essere distanziati l'uno dall'altro di circa 100 mm. Ciò è visibile nella seguente immagine:

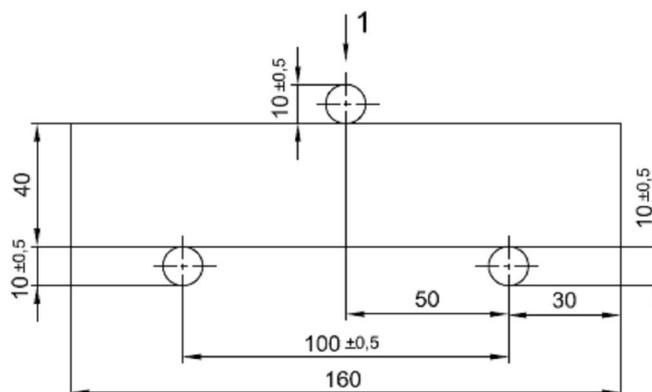


Fig. 4.3.2 – Configurazione del provino all'interno della macchina di prova

Per eseguire la prova di flessione è necessario ripulire il provino da eventuali aggregati non inglobati nel campione e posizionarlo nell'apparecchiatura di prova con una delle facce che erano a contatto con l'acciaio rivolta verso i due rulli di appoggio. Applicare quindi il carico ad una velocità costante compresa tra 50 e 100 N/s in modo da raggiungere la rottura in un tempo compreso tra i 30 e i 90s.

La resistenza a flessione del singolo provino si calcola con la seguente formula:

$$f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (4.3.1)$$

4.3.1.2 – Esecuzione prova e risultati

I campioni confezionati per essere sottoposti a questa prova sono quelli di tipo D; sono sei provini rispondenti alle caratteristiche descritte al paragrafo precedente e le cui dimensioni vengono riportate nella seguente tabella:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A FLESSIONE E A COMPRESIONE DELLA MALTA INDURITA			
ID	a	b	h
	[mm]	[mm]	[mm]
D - 1	160	40	40
D - 2	160	40	40
D - 3	160	40	40
D - 4	160	40	40
D - 5	160	40	40
D - 6	160	40	40

Tabella 4.3.1 – Dimensione dei campioni

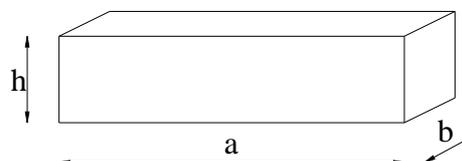


Fig. 4.3.3 – Schema del provino

Il macchinario è conforme a quanto richiesto dalla norma UNI EN 1015 - 11 come si può vedere dalla figura sottostante:



Fig. 4.3.4 – Provino D2 sottoposto a prova di flessione

Da questa prova è possibile ricavare il valore della resistenza a flessione, ovvero a trazione per flessione, della malta indurita mediante la formula 4.3.1 ottenendo un valore medio di 2.56 MPa con deviazione standard di 0.16. I risultati ottenuti vengono riportati nel grafico sottostante:

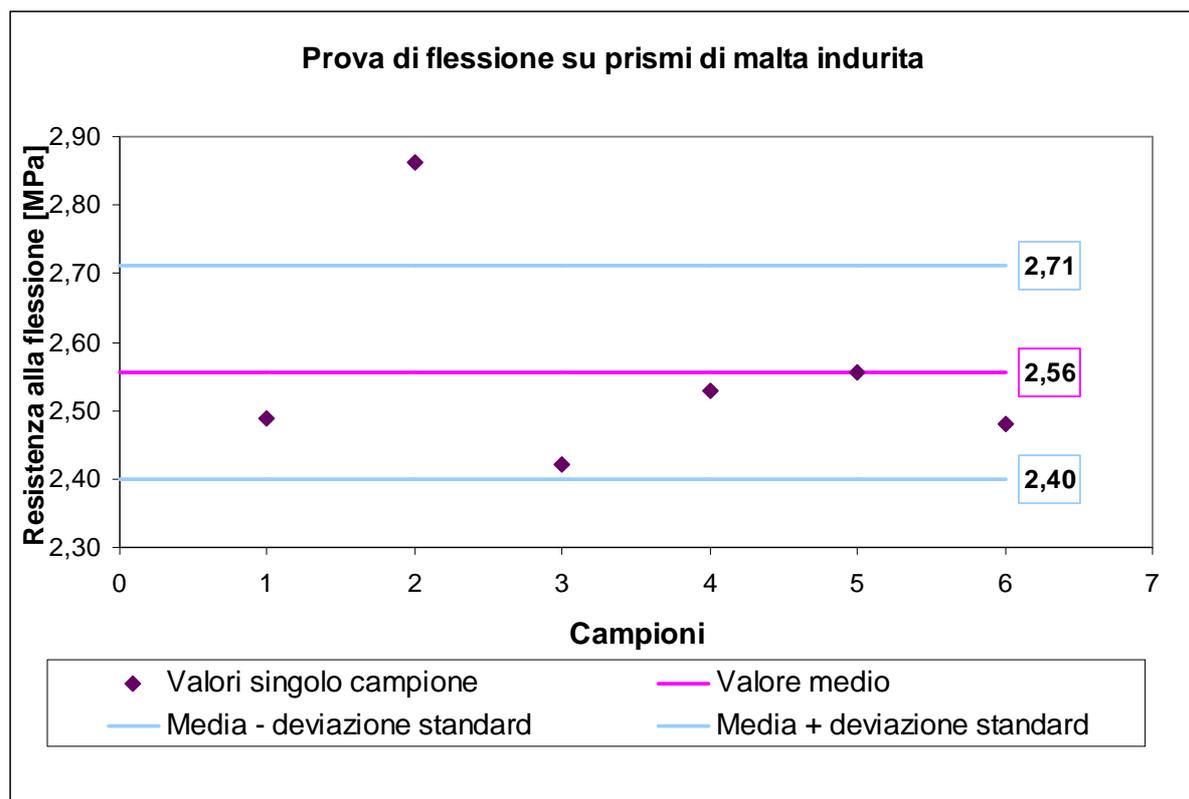


Fig. 4.3.5 – Risultati della prova di flessione su prismi di malta indurita secondo UNI EN 1051 – 11

4.3.2 – PROVA DI COMPRESSIONE SU PRISMI DI MALTA INDURITA

4.3.2.1 – Normativa

La prova di compressione su prismi di malta è normata dall’Ente Nazionale di Unificazione nella norma UNI EN 1015 – 11 “Metodi di prova per malte per opere murarie. Parte 11: determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita”.

Per eseguire la prova si necessita di un macchinario avente la piastra superiore in grado di allinearsi liberamente quando viene a contatto con il provino, inoltre le piastre (aventi lunghezza e larghezza pari a 40 mm e spessore pari a 10mm), non devono potersi inclinare l’una rispetto all’altra durante la fase di carico.

La prova di compressione viene eseguita sulle due parti ottenute dalla rottura dei prismi sottoposti a prova di flessione descritta nel §4.3.1. Bisogna posizionare i campioni in modo tale che il carico venga applicato all’intera larghezza delle superfici a contatto con i piani. Il carico deve essere applicato senza urti e incrementato ad una velocità compresa tra 50 N/s e 500 N/s affinché si raggiunga la rottura in un tempo compreso tra i 30 e i 90 secondi. Per

determinare la resistenza alla compressione è necessario registrare il carico di rottura e dividerlo per l'area trasversale.

4.3.2.2 – Esecuzione della prova e risultati

Questa prova è stata eseguita su dodici campioni, ovvero sulle metà risultanti dalla rottura dei campioni di tipo D sottoposti a flessione. I campioni sono stati rinominati mantenendo l'ID della flessione e aggiungendo le lettere A e B in modo tale da sapere da quali prismi sono stati ricavati. Si riporta quindi nel seguito una tabella riassuntiva della nomenclatura, una foto rappresentante i campioni sottoposti a prova e una raffigurante l'esecuzione della prova:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE DELLA MALTA INDURITA	
ID	Dimensioni area trasversale
	[mm]
D - 1A	40*40
D - 1B	40*40
D - 2A	40*40
D - 2B	40*40
D - 3A	40*40
D - 3B	40*40
D - 4A	40*40
D - 4B	40*40
D - 5A	40*40
D - 5B	40*40
D - 6A	40*40
D - 6B	40*40

Fig. 4.3.2 – Dimensione dell'area trasversale dei campioni



Fig. 4.3.6 – Campioni di malta indurita da sottoporre a compressione



Fig. 4.3.7 – Provino D2 – A sottoposto a prova di compressione

Per ogni campione si è registrato il valore del carico che lo ha portato a rottura che, diviso per l'area trasversale, ha fornito il valore della resistenza a compressione per i dodici campioni da cui è poi stato possibile ricavare il valore della resistenza media di 8.39 MPa con deviazione standard di 0.38. È quindi possibile affermare che la malta costituente la muratura oggetto di studio può essere caratterizzata come una M8.

Il grafico seguente riporta le resistenze a compressione dei dodici campioni e la resistenza media da questi ottenuta:

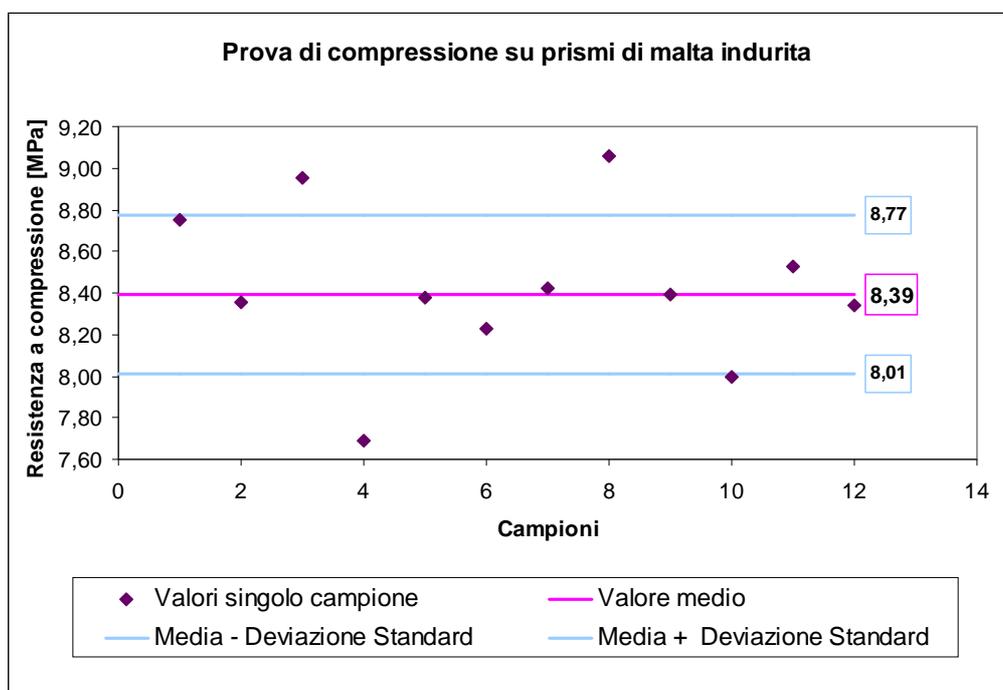


Fig. 4.3.8 – Risultati della prova di compressione su prismi di malta indurita secondo UNI EN 1015 - 11

4.3.3 – PROVA DI PUNZONAMENTO SU CAMPIONI DI MALTA INDURITA

La resistenza a compressione della malta si può ottenere anche mediante prove di punzonamento: tale prova non è normata da nessun ente, quindi per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della malta si farà riferimento alla resistenza determinata secondo UNI EN 1015 – 11 descritta ai paragrafi precedenti.

La prova di punzonamento consiste nel posizionare una lastra di malta tra due punzoni aventi entrambi diametro pari a 20 mm: quando la malta raggiunge la rottura si registra il carico massimo raggiunto e lo si divide per l'area del punzone per ottenere il valore della resistenza a compressione.

Tale procedura è stata applicata su lastre di spessore diverso per un totale di 57 prove, così suddivise:

- 10 punzonamenti sul campione E2 di spessore 8 mm
- 10 punzonamenti sul campione E4 di spessore 9 mm
- 7 punzonamenti sul campione E5 di spessore 17 mm
- 10 punzonamenti sul campione E6 avente spessore variabile da 17 a 18 mm
- 10 punzonamenti sul campione E7 avente spessore variabile tra 15 e 17 mm
- 10 punzonamenti sul campione E8 di spessore 21 mm

Di seguito si riporta un'immagine rappresentante una delle prove eseguite:



Fig. 4.3.9 – Prova di punzonamento sulla malta

I risultati ottenuti variano molto in base agli spessori dei campioni, nello specifico la resistenza a compressione aumenta all'aumentare dello spessore:

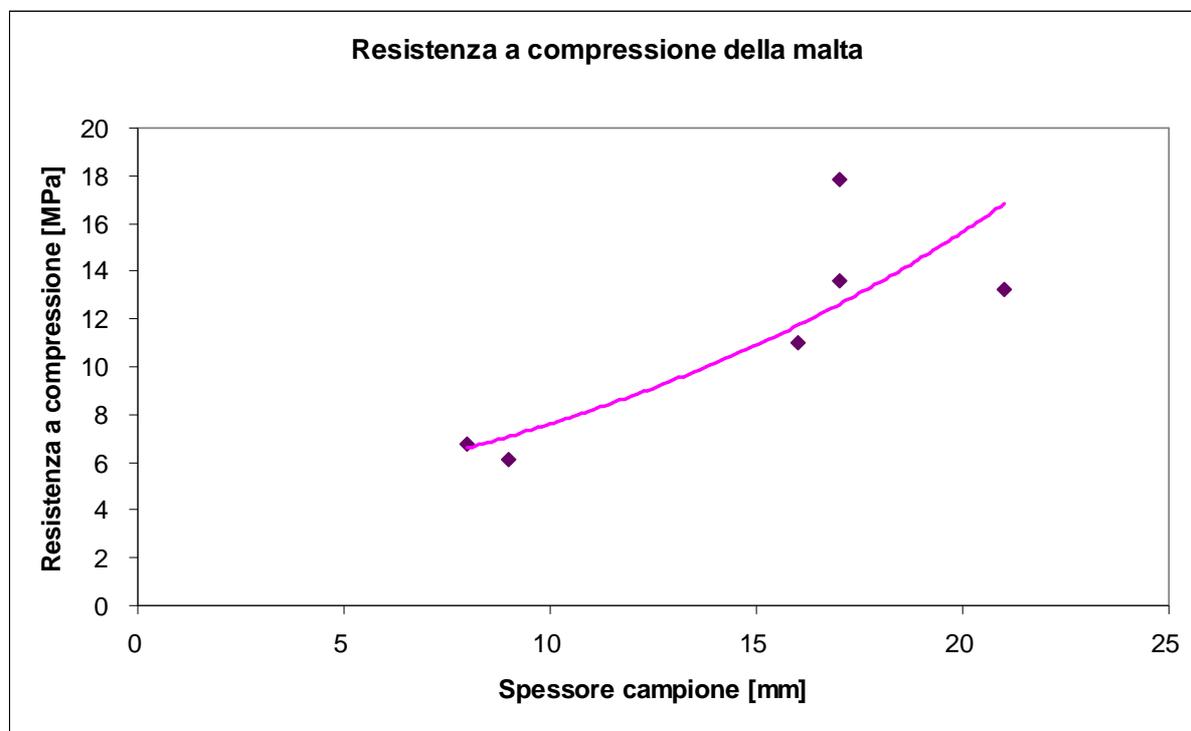


Fig. 4.3.11 – Risultati della prova di punzonamento su lastre di malta indurita

I risultati di alcune sperimentazioni trovate in letteratura presentano un comportamento opposto, ovvero una diminuzione della resistenza all'aumentare dello spessore. Il comportamento qui ottenuto potrebbe essere causa di alcuni fattori: non tutte le lastre sono state lasciate stagionare alle stesse condizioni, infatti, i campioni E2 ed E3 sono stati confezionati all'interno di un contenitore quadrato avente una delle facce completamente esposta all'aria, mentre gli altri provini sono stati ricavati da parti di corsi di malta staccatesi dai muretti; alcuni campioni sono stati sottoposti a carichi, sebbene ridotti, durante la fase di stagionatura, in particolar modo E5, E6, E7 ed E8 sono parti di corsi di malta che fungevano da base per i muretti di tipo A o B, quindi durante la stagionatura hanno sopportato il peso dei muretti.

Questi due aspetti non è certo che abbiano influenzato la prova, quindi si propone di eseguire, durante una futura sperimentazione, altre prove di punzonamento su lastre di spessore diverso, ma sottoposte alla stessa stagionatura per verificare se il fattore che principalmente ha influenzato i risultati è lo spessore dei campioni o le modalità di confezionamento.

4.4 – PROVE SULLA MURATURA

Oltre ad aver eseguito prove sui singoli materiali, ne sono state svolte anche sulla muratura allo scopo di determinare la resistenza alla compressione e al taglio in assenza o presenza di sforzi normali.

4.4.1 – PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE

4.4.1.1 – Normativa

La prova di compressione semplice sulla muratura è normata dall’Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 1 “Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione”.

La prova viene eseguita allo scopo di determinare la resistenza a compressione della muratura, misurata perpendicolarmente ai giunti orizzontali, derivandola dalla resistenza di piccoli campioni i cui materiali, la cui costruzione e tessitura muraria corrispondano a quelle usate nella pratica.

Le dimensioni dei campioni sono riportate nelle seguenti immagini:

Dimensione delle facce degli elementi		Dimensioni dei provini piccoli per determinare la resistenza a compressione della muratura			
l_u (mm)	h_u (mm)	Lunghezza l_s	Altezza h_s		Spessore t_s
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s \text{ e } \leq 15 t_s \text{ e } \geq l_s$	$\geq t_u$
	> 150		$\geq 3 h_u$		
> 300	≤ 150	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$		
	> 150		$\geq 3 h_u$		

Fig. 4.4.1 – Dimensione dei campioni da sottoporre a prova di compressione semplice

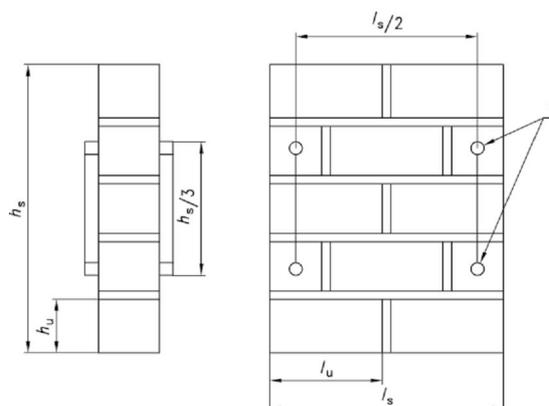


Fig. 4.4.2 – Schema del campione

Le facce dei provini su cui verrà applicato il carico devono essere piane, parallele tra loro e perpendicolari all'asse principale del campione: per ottenere ciò si possono utilizzare piastre di acciaio e materiale rettificatore adatto (ad esempio malta o gesso).

L'apparecchiatura di prova deve essere in grado di applicare il carico in modo tale che gli spostamenti sulle superfici caricate siano uniformi. Il carico deve essere applicato uniformemente sulla sommità e sulla base del campione e con una velocità tale da raggiungere la rottura in un tempo compreso tra 15 e 30 minuti dall'inizio della prova. La velocità di carico ideale verrà determinata sottoponendo a prova il primo campione e utilizzandolo come guida per quelle successive, ma, indicativamente, le velocità varieranno tra $0.15 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$, per elementi a bassa resistenza, e $1.25 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$ per elementi ad alta resistenza.

Mediante questa prova è possibile determinare anche il valore del modulo elastico: per far ciò è necessario strumentare opportunamente i campioni con dispositivi di misura per determinare la variazione dell'altezza, aumentare il carico in almeno tre passi uguali fino a raggiungere la metà del probabile carico di rottura e ad step bisogna misurare la variazione dell'altezza; al termine dell'ultimo passo si aumenterà il carico di compressione ad una velocità costante fino a rottura.

A prova ultimata si procederà al calcolo della resistenza a compressione ed eventualmente del modulo elastico mediante le relazioni:

$$f_i = \frac{F_{i,\max}}{A_i} \quad (4.4.1)$$

$$E_i = \frac{F_{i,\max}}{3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i} \quad (4.4.2)$$

con:

- $F_{i,\max}$: carico di rottura per l'i-esimo campione
- A_i : area della sezione trasversale
- ε_i : media delle deformazioni di tutti e quattro i punti di misura verificatesi ad un terzo del massimo sforzo ottenuto

4.4.1.2 – Esecuzione della prova a risultati

I campioni da sottoporre a questa prova sono cinque dei dieci muretti di tipo C, le cui dimensioni sono riportate in tabella 4.1.1. I campioni scelti sono: C3, C4, C7, C9 e C10, ma durante la fase di allestimento e preparazione della prova, il campione C7 si è rotto, quindi la prova è stata effettuata solamente sugli altri quattro campioni.

I campioni sottoposti a prova hanno forma quasi quadrata, sono costituiti da sette corsi di mattoni e altrettanti corsi di malta. Per quanto concerne le dimensioni dei campioni si ha, in riferimento alla tabella riportata in Fig. 4.4.1, che:

- La lunghezza del campione (l_s) deve essere pari ad almeno il doppio della lunghezza dei mattoni; questa condizione è soddisfatta;
- Lo spessore del campione (t_s) deve essere pari ad almeno lo spessore del mattone; questa condizione è soddisfatta;
- L'altezza del campione (h_s) deve essere compresa tra tre e quindici volte lo spessore del campione stesso e maggiore della sua lunghezza, condizione soddisfatta.

Di seguito si riporta un'immagine del campione all'interno dell'apparecchiatura di prova:



Fig. 4.4.3 – Campione C3 sottoposto a prova di compressione semplice

Come si può vedere nella Fig. 4.4.3 questa prova è stata eseguita ponendo il campione all'interno di un telaio in acciaio e poiché il muretto aveva dimensioni ridotte, è stato necessario creare una struttura su cui appoggiare il provino perché in caso contrario la corsa dei pistoni dei martinetti non sarebbe stata sufficiente per portare a contatto il campione con la superficie superiore del telaio e quindi non si sarebbe riusciti ad applicare il carico. Tra i martinetti e la base inferiore del campione e al di sopra della base superiore sono state poste due piastre in acciaio in modo tale da garantire la ripartizione uniforme del carico sulle due facce.

Il carico è stato applicato mediante una pompa, munita di manometro, collegata ai due martinetti: si applica una pressione al fluido all'interno dei due martinetti che fa sì che i pistoni si alzino per applicare il carico al muretto. Il manometro viene utilizzato, non solo per determinare il carico di rottura, ma anche per determinare i vari gradini intermedi di carico dove verranno eseguite le misurazioni delle deformazioni allo scopo di determinare la curva carico – deformazione e il modulo di elasticità.

Dalle quattro prove si è ottenuto un valore medio di compressione pari a 12,38 MPa con deviazione standard di 3,35.

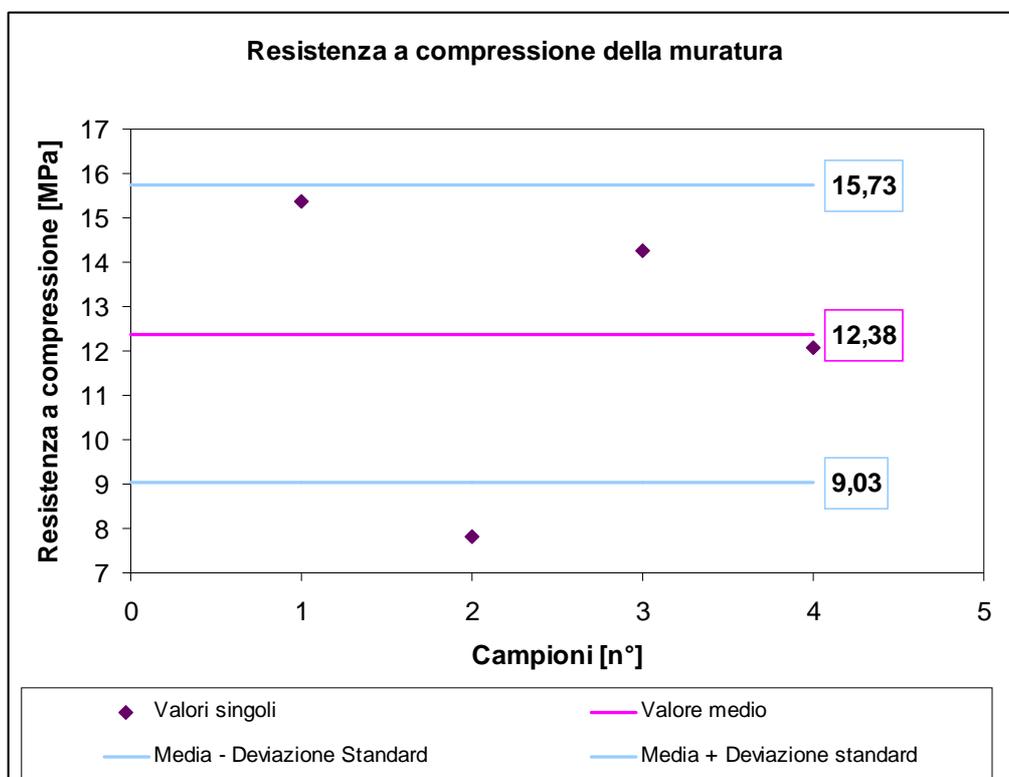


Fig. 4.4.4 – Risultati della prova di compressione sulla muratura secondo UNI EN 1052 – 1

Avendo registrato le deformazioni è stato possibile determinare anche il modulo elastico per ogni campione, mediante la relazione 4.2.2, da cui poi ricavare quello medio ottenendo:

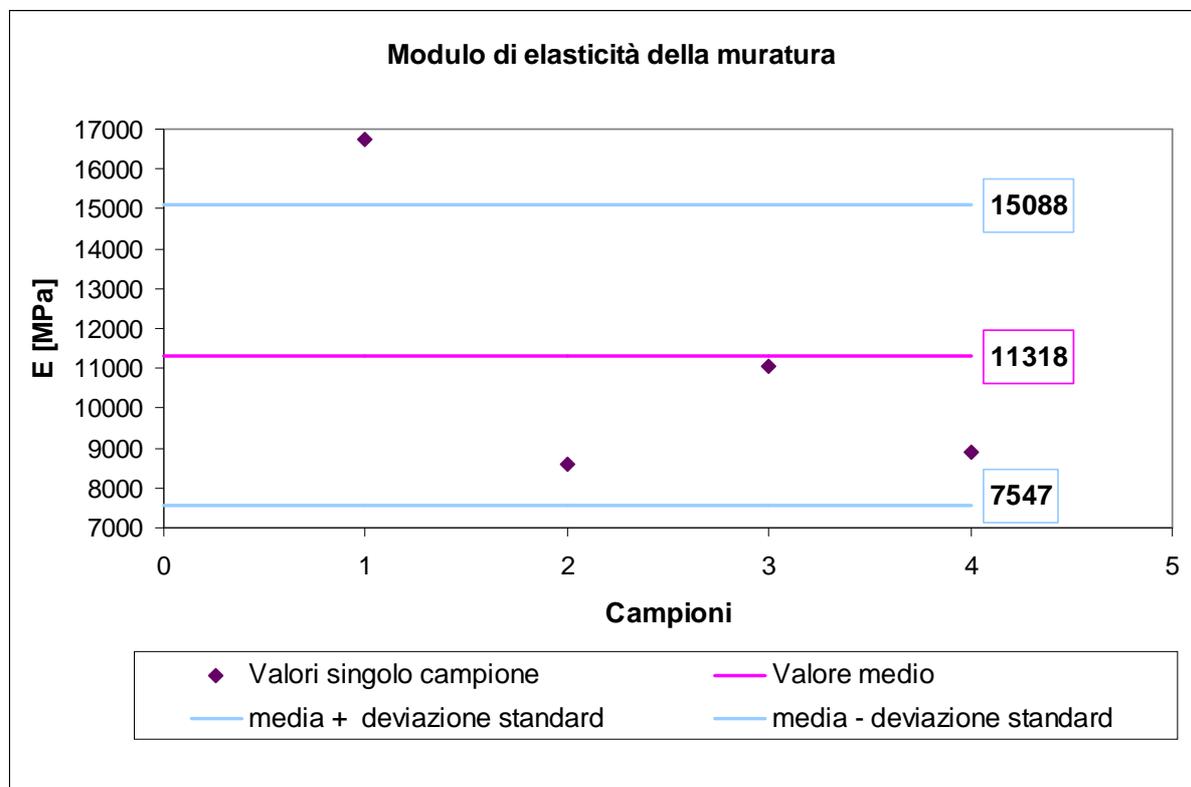


Fig. 4.4.5 – Modulo di elasticità della muratura secondo UNI EN 1052 - 1

4.4.2 – PROVA DI COMPRESSIONE DIAGONALE

4.4.2.1 – Normativa

La prova di compressione diagonale è normata dall’American Society for Testing and Materials (ASTM) nella norma E 519 “Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages”.

I campioni devono avere forma quadrata di lato 1.2m e spessore pari a quella della parete da indagare, ma le dimensioni possono anche essere minori purché il provino rappresenti il pannello da verificare. Il campione viene posizionato tra due morse che applicano il carico lungo una delle due diagonali.

In base al carico di rottura è possibile determinare lo sforzo di taglio mediante la formula:

$$S_s = \frac{0.707P}{A_n} \quad (4.4.3)$$

Dove:

- P rappresenta il carico di rottura;
- $A_n = \left(\frac{W+h}{2}\right)tn$ l'area netta del provino in cui w e h rappresentano la lunghezza e l'altezza del provino (che saranno molto simili in quanto dovrebbe avere forma quadrata);
- t lo spessore e n la percentuale di area solida del mattone.

Inoltre è anche possibile determinare le deformazioni taglianti strumentando in modo apposito il campione:

$$\gamma = \frac{\Delta v + \Delta h}{g} \quad (4.4.4)$$

dove Δv rappresenta l'accorciamento verticale, Δh l'allungamento orizzontale e g la lunghezza del deformometro millesimale.

Noti quindi lo sforzo e le deformazioni taglianti è possibile determinare il modulo di elasticità tagliante mediante la relazione:

$$G = \frac{S_s}{\gamma} \quad (4.4.5)$$

dove S_s è lo sforzo di taglio e γ la deformazione tagliante.

4.4.2.2 – Esecuzione della prova a risultati

I provini sottoposti a questa prova sono cinque campioni di tipo C: C1, C2, C5, C6 e C8.

Di seguito si riporta un'immagine di uno dei campioni posizionato nell'apparecchiatura di prova:



Fig. 4.4.6 – Campione C2 sottoposto a prova di compressione diagonale

Come si può vedere nella Fig. 4.4.6 il campione (e anche i restanti quattro) è stato strumentato per calcolare le deformazioni in due direzioni ortogonali ad ogni step di carico.

Il carico è stato applicato mediante un pistone collegato ad una cella di carico a cui è stata impressa una pressione graduale: ogni gradino di carico è stato mantenuto costante per un tempo sufficiente a poter effettuare le misurazione con il deformometro millesimale.

Dalle cinque prove si è ottenuto un valore medio della resistenza a taglio pari a 0.54 MPa con deviazione standard di 0.15.

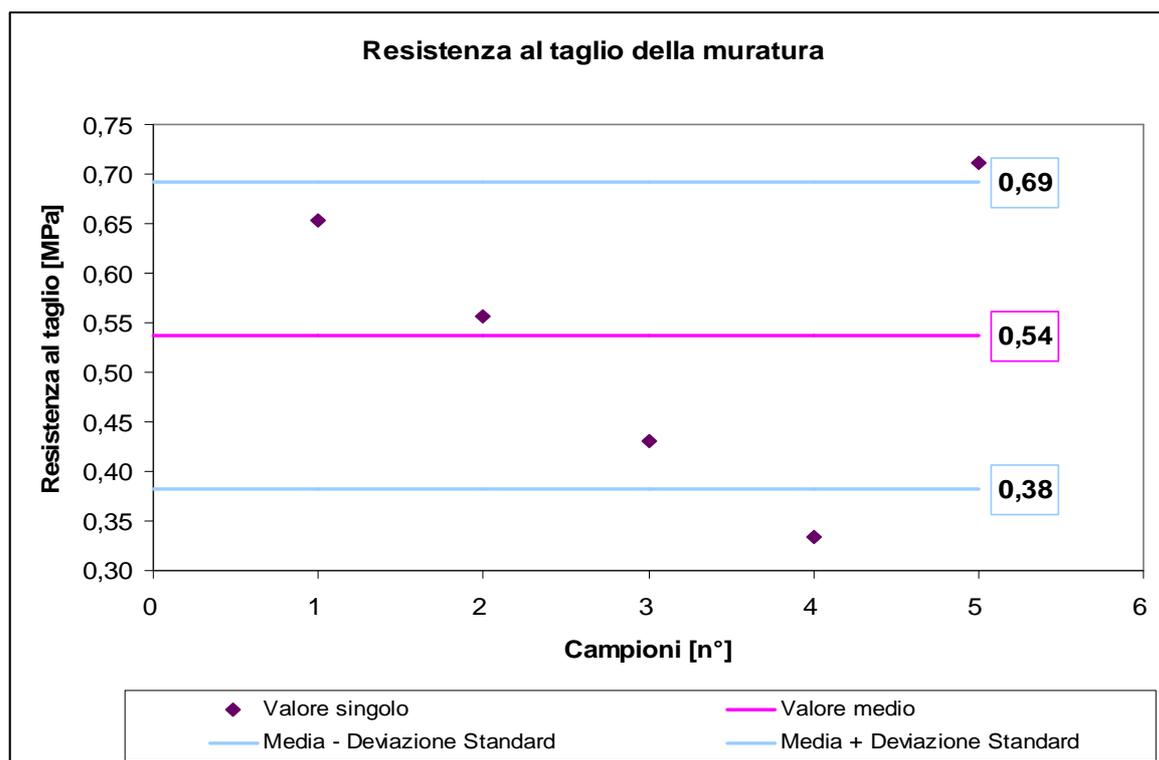


Fig. 4.4.76 – Risultati della prova di compressione diagonale sulla muratura secondo ASTM E 519

4.4.3 – PROVA DI TAGLIO SU TRIPLETTE

4.4.3.1 – Normativa

La prova di taglio è normata dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 3 “Metodi di prova per muratura. Parte 3: determinazione della resistenza iniziale a taglio”.

La resistenza iniziale a taglio della muratura si deriva dalla resistenza di un campione di muratura di piccole dimensioni. Questa normativa prevede due procedure diverse per la determinazione della resistenza iniziale a taglio: la prima prevede di sottoporre i campioni a carichi di precompressione diversi, mentre la seconda prevede di non sottoporli a precompressione.

Il provino è costituito da tre mattoni e due corsi di malta e le dimensioni che deve avere sono riassunte nelle seguenti immagini:

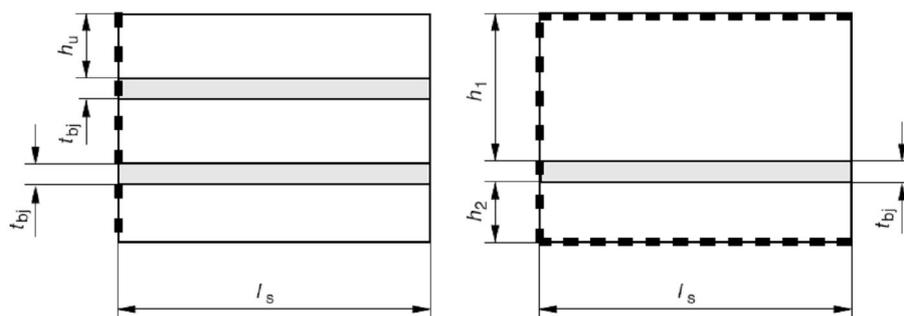


Fig. 4.4.8 – Schema del campione

Unit length	Specimen type and dimensions	
l_u mm	Type according to Figure 1	Dimensions mm
≤ 300	I	$l_s = l_u$
> 300	I	$300 < l_s < 350$
≤ 300	II	$h_1 = 200$ $l_s = l_u$
> 300	II	$h_1 = 200$ $300 < l_s < 350$

Fig. 4.4.9 – Dimensione dei campioni da sottoporre a prova di taglio

La prova consiste nel posizionare il campione nell'apparecchiatura di prova su due supporti aventi forma circolare e un diametro di circa 12mm. Il carico deve essere applicato al centro del provino costantemente fino a raggiungere la rottura che può essere di quattro tipi come illustrato nelle seguenti figure:

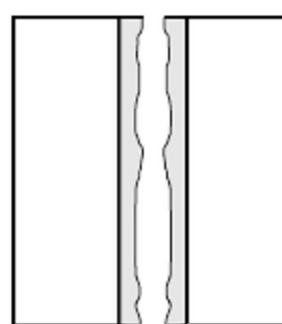
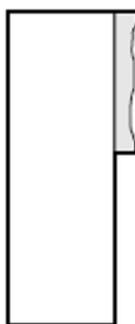


Fig. 4.4.10 – Rottura per taglio nell'area di collegamento malta/mattone

Fig. 4.4.11 – Rottura solo nella malta

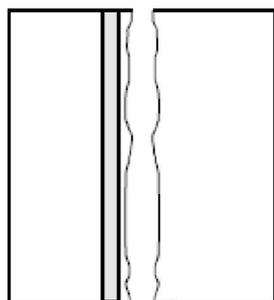
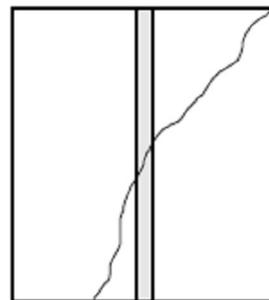


Fig. 4.4.12 - Rottura nel mattone



*Fig. 4.4.13 – Rottura per schiacciamento
e/o scissione del mattone*

4.4.3.2 – Esecuzione della prova a risultati

La normativa italiana D.M. 14/01/2008, al §11.10.3.2.1, richiede che la determinazione sperimentale della resistenza a taglio della muratura avvenga su almeno sei campioni, in questa sperimentazione sono state confezionate dieci triplete (campioni di tipo B).

Le triplete sono costituite da tre mattoni e due corsi di malta e hanno le seguenti dimensioni: lunghezza 24 cm, altezza 21 cm e spessore 11 cm.

Di seguito si riporta l'immagine di un provino posizionato nell'apparecchiatura di prova:



Fig. 4.4.14 – Campione B1 sottoposto a prova di taglio

Come si può vedere nell'immagine il campione è stato posizionato sopra due appoggi aventi forma circolare e il carico è stato applicato mediante un pistone, collegato ad una cella di carico, poggiante su una lastra di acciaio avente la funzione di ripartire uniformemente il

carico sulla faccia del mattone centrale. Dalla cella di carico si innesca un cavo che la collega ad un personal computer che a sua volta è collegato ad una pompa che serve per dare pressione. L'applicazione del carico è controllata da un operatore posizionato al computer che mediante un apposito programma comanda l'accensione e lo spegnimento della pompa. Come abbiamo visto precedentemente, l'Ente Nazionale di Unificazione prevede quattro possibili tipi di rottura, ma nel corso di questa sperimentazione si è verificato solo il caso della Fig. 4.4.10, di seguito si riportano due immagini relative alle rotture verificatesi:



Fig. 4.4.15 - Rottura campione B3



Fig. 4.4.16 - Rottura campione B8

Dalle dieci prove si è ottenuto un valore della resistenza a taglio di 0.29 MPa con deviazione standard pari a 0.05.

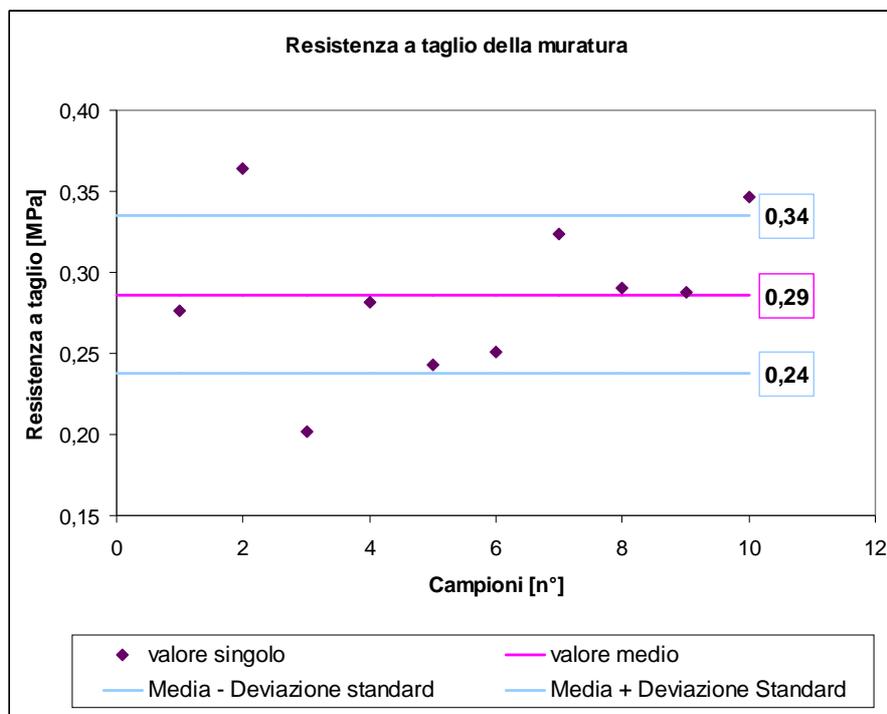


Fig. 4.4.17 - Risultati della prova di taglio sulle triplette secondo UNI EN 1052 - 3

4.4.4 – PROVE SU CAROTE

4.4.4.1 – Normativa

Su questo tipo di campione sono state eseguite delle prove di trazione indiretta (o brasiliane) normate dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 12390 – 6 “Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini”. Si è presa a riferimento questa normativa anche se non riguarda la muratura ma il calcestruzzo, come è stato fatto per le prove di trazione indiretta sulle carote di mattoni (§4.2.4.1), ma, a differenza delle prove sui campioni di tipo I, in questo caso non è possibile definire quali caratteristiche meccaniche ricavare poiché il campione non è di materiale omogeneo. Entrano in gioco fattori, come l'interazione tra i due materiali, che vanno ad influire sul comportamento globale del provino e quindi si è scelto innanzitutto di registrare solamente il valore del carico di rottura e per quanto invece riguarda i parametri da ricavare si rimanda al capitolo 5 §5.4.

4.4.4.2 – Esecuzione della prova e risultati

I campioni da utilizzare per questa prova sono delle carote aventi diametro pari a circa dieci centimetri ricavate dai quattro muretti di tipo A (tabella 4.1.1). Si è richiesto all'artigiano di costruire quattro muretti ad una testa e a quattro corsi e dopo averli fatti stagionare per circa 28 giorni si è proceduto a carotarli (Fig. 4.4.1) ottenendo 10 carote dai campione A1, A2 e A4 e 11 dal campione A3. Queste carote sono costituite da due parti di mattoni uniti da un giunto di malta, come rappresentato nell'immagine seguente:



Fig. 4.4.1 – Carotaggio dei muretti



Fig. 4.4.2 – Carote tipo ricavate dai campioni di tipo A

Sulle carote così ottenute si sono eseguite prove brasiliane, ma posizionando il campione all'interno della macchina di prova in modi differenti: la differenza consiste nel diverso posizionamento del giunto di malta rispetto al piano orizzontale, infatti si è deciso di provare 21 carote con il giunto inclinato di 45°, 8 con il giunto a 60°, 8 con il giunto a 30° e 4 con giunto orizzontale. I muretti sono stati costruiti tutti dallo stesso artigiano, ma non essendo una produzione industriale si hanno differenze tra un campione e l'altro per quanto riguarda lo spessore dei giunti di malta ed eventuali vuoti presenti in essi, quindi si è deciso di utilizzare campioni provenienti da tutti e quattro i muretti per tutte le varie inclinazioni dei giunti in modo tale da verificare se le lievi differenze presenti influenzano o meno il risultato della prova.

Il macchinario di prova non è il medesimo utilizzato per le prove di trazione indiretta sulle carote di solo mattone, ma il principio di funzionamento è lo stesso: si posiziona il campione, con il giunto inclinato della quantità prescelta, tra due piastre orizzontali alle cui estremità si trovano due coltelli di carico aventi la funzione di applicare il carico lungo un diametro. Il carico viene applicato mediante un pistone, collegato ad una cella di carico, azionato da un computer. Il carico viene fatto crescere fino a quando il provino non raggiunge la rottura che può verificarsi in due modi: per trazione o per slittamento tra il giunto di malta e il mattone.



Fig. 4.4.3 – Apparecchiatura di prova

Nel seguito si riportano le tabelle con i dati relativi alla nomenclatura delle singole carote e alle loro dimensioni, un grafico dei valori dei carichi di rottura e qualche immagine rappresentativa dei tipi di rottura verificatesi per le diverse inclinazioni del giunto di malta:

Carote con giunto di malta inclinato a 45°

PROVA DI COMPRESSIONE DIAGONALE SU CAROTA IN MURATURA GIACITURA DEL CORSO DI MALTA A 45°			
ID	Diametro	Diametro eff.	Altezza
	[mm]	[mm]	[mm]
A1 - 1	94	94	109
A1 - 2	93	93	109
A1 - 3	92	92	109
A1 - 9	94	94	108
A1 - 10	94	94	107
A2 - 1	94	94	109
A2 - 2	94	94	108
A2 - 3	94	94	111
A2 - 9	94	94	108
A2 - 10	94	94	109
A3 - 1	94	94	108
A3 - 2	94	94	109
A3 - 3	94	94	111
A3 - 9	94	94	109
A3 - 10	93	93	109
A3 - 11	94	94	109
A4 - 1	94	94	109
A4 - 2	94	94	111
A4 - 3	93	93	108
A4 - 9	94	94	108
A4 - 10	94	94	108

Tabella 4.4.1 – Nomenclatura e dimensioni delle carote con giunto di malta inclinato a 45°

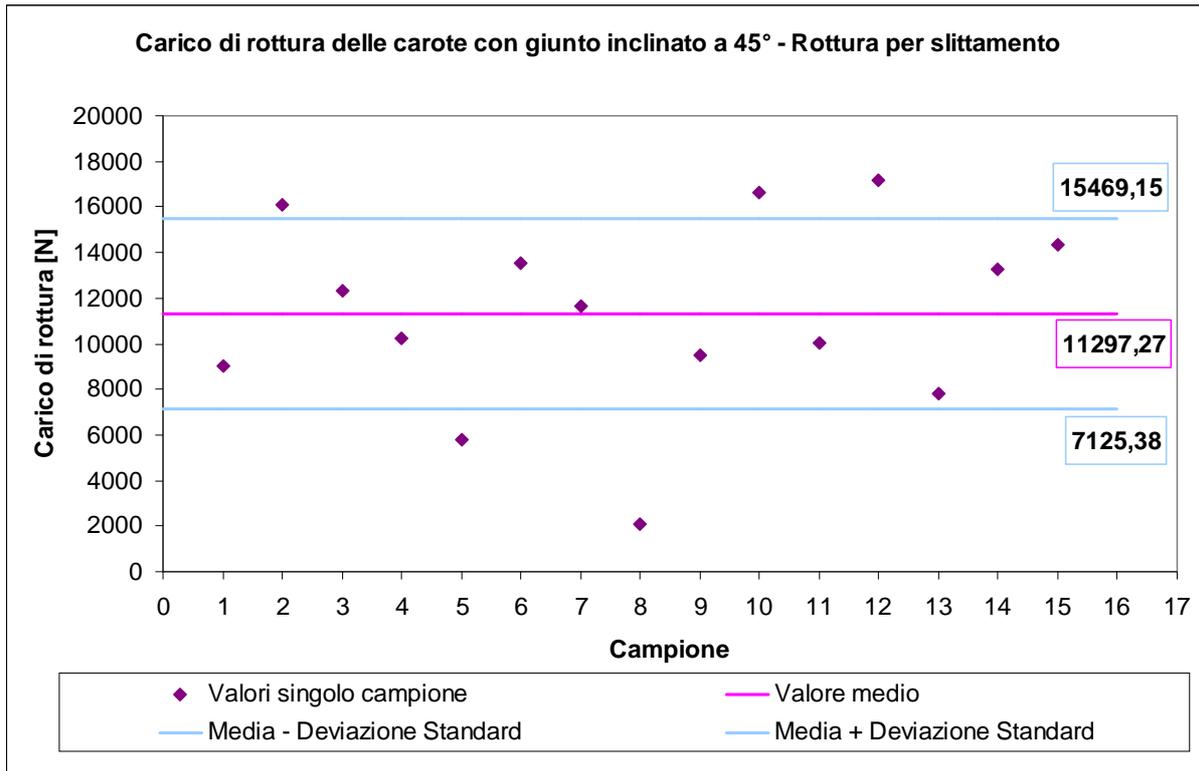


Fig. 4.4.4 – Risultati della prova brasiliana su carote con giunto di malta inclinato a 45° - rottura per slittamento

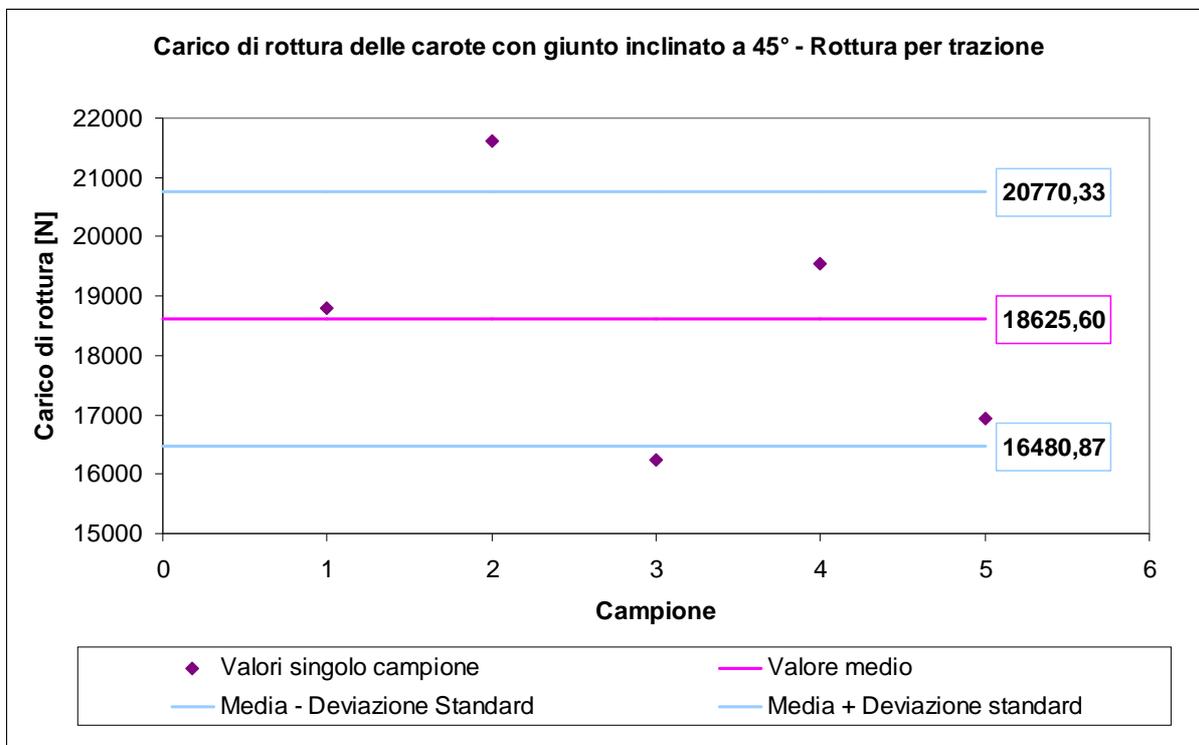


Fig. 4.4.5 – Risultati della prova brasiliana su carote con giunto di malta inclinato a 45° - rottura per trazione



Fig. 4.4.6 – Rottura per trazione, giunto inclinato a 45°



Fig. 4.4.7 – Rottura per slittamento, giunto inclinato a 45°

Carote con giunto di malta inclinato a 60°

PROVA DI COMPRESIONE DIAGONALE SU CAROTA IN MURATURA GIACITURA DEL CORSO DI MALTA A 60°			
ID	Diametro	Diametro eff.	Altezza
	[mm]	[mm]	[mm]
A1 - 4	94	94	109
A1 - 5	93	93	109
A2 - 4	95	95	108
A2 - 5	94	94	110
A3 - 4	94	94	109
A3 - 5	93	93	109
A4 - 4	94	94	109
A4 - 5	94	94	110

Tabella 4.4.2 – Nomenclatura e dimensioni delle carote con giunto di malta inclinato a 60°

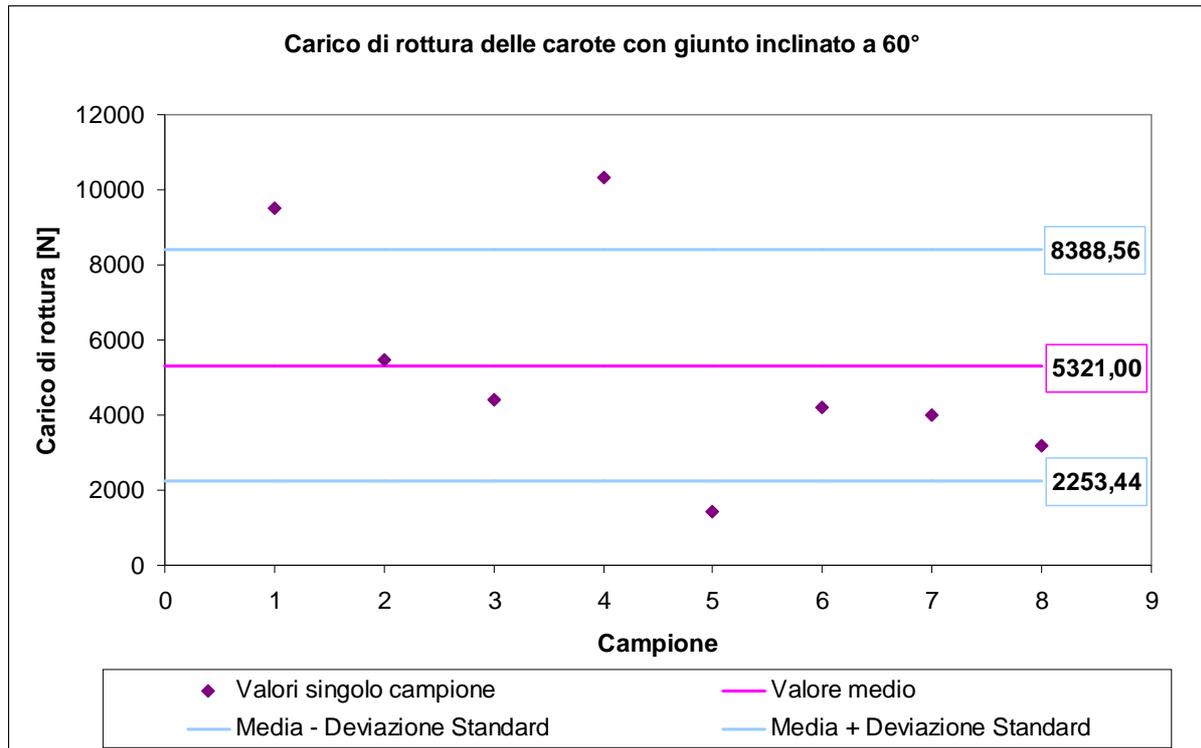


Fig. 4.4.8 – Risultati della prova brasiliana su carote con giunto di malta inclinato a 60°



Fig. 4.4.9 – Rottura per slittamento, giunto inclinato a 60°

Carote con giunto di malta inclinato a 30°

PROVA DI COMPRESIONE DIAGONALE SU CAROTA IN MURATURA GIACITURA DEL CORSO DI MALTA A 30°			
ID	Diametro	Diametro eff.	Altezza
	[mm]	[mm]	[mm]
A1 - 6	93	93	108
A1 - 7	94	94	110
A2 - 6	93	93	110
A2 - 7	94	94	110
A3 - 6	93	93	110
A3 - 7	94	94	110
A4 - 6	94	94	108
A4 - 7	94	94	110

Tabella 4.4.3 – Nomenclatura e dimensioni delle carote con giunto di malta inclinato a 30°

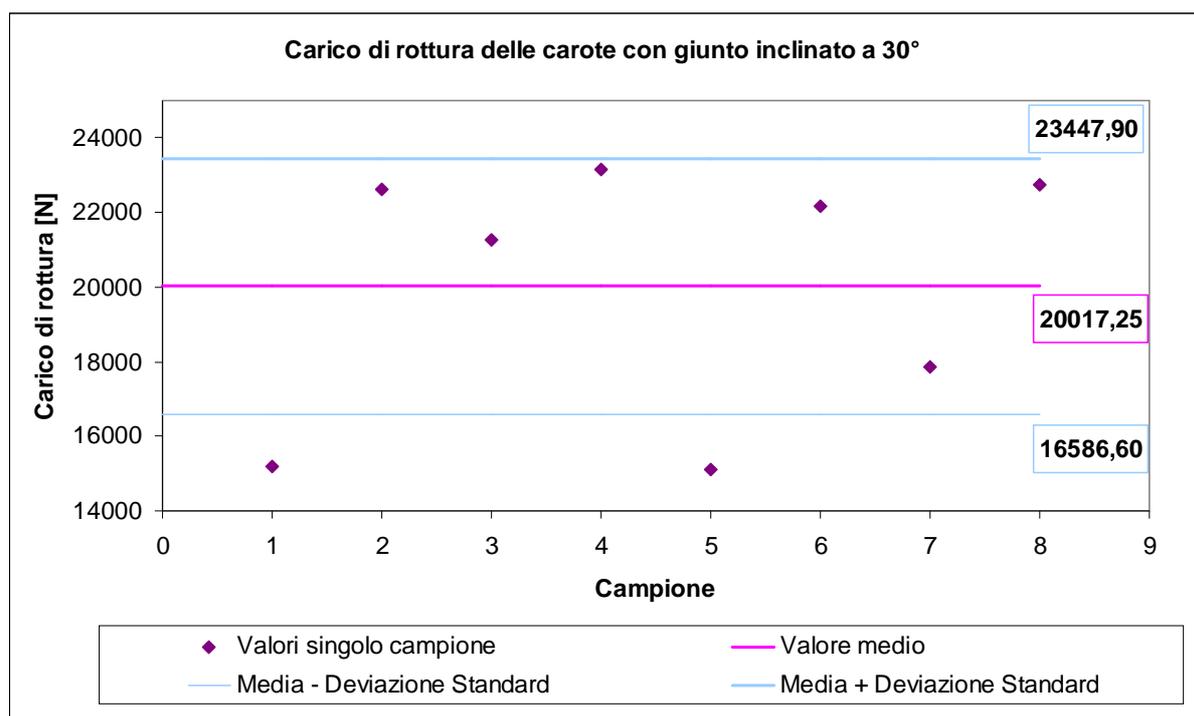


Fig. 4.4.10 – Risultati della prova brasiliana su carote con giunto di malta inclinato a 30°



Fig. 4.4.11 – Rottura per trazione, giunto inclinato a 30°

Carote con giunto di malta orizzontale (0°)

PROVA DI COMPRESIONE DIAGONALE SU CAROTA IN MURATURA GIACITURA DEL CORSO DI MALTA A 0°			
ID	Diametro	Diametro eff.	Altezza
	[mm]	[mm]	[mm]
A1 - 8	108	94	94
A2 - 8	108	94	94
A3 - 8	110	94	94
A4 - 8	108	93	93

Tabella 4.4.4 – Nomenclatura e dimensioni delle carote con giunto di malta inclinato a 0°

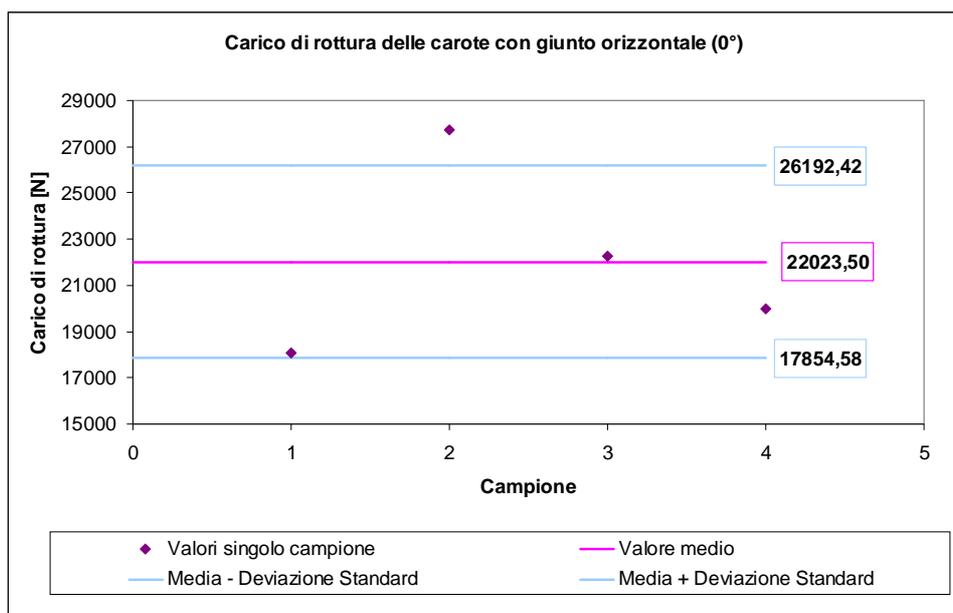


Fig. 4.4.12 – Risultati della prova brasiliana su carote con giunto di malta orizzontale

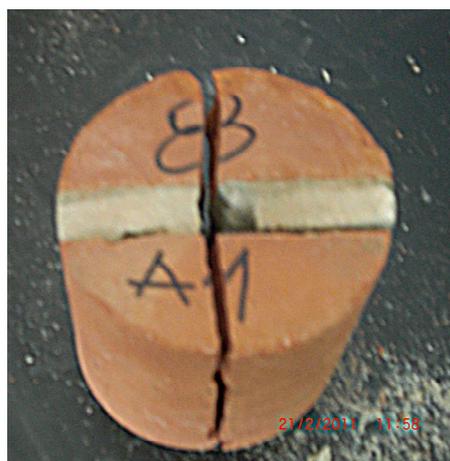


Fig. 4.4.13 – Rottura per trazione, giunto orizzontale

5 – ANALISI DEI RISULTATI

In questo capitolo si effettueranno principalmente due tipi di analisi:

1. analisi statistica dei valori ricavati dalle diverse tipologie di prove, secondo quanto dettato dalla normativa italiana attualmente vigente o dalle norme UNI di riferimento, al fine di ricavare i valori caratteristici dei parametri meccanici;
2. analisi “sperimentale” dei risultati ottenuti dalle prove brasiliane sulle carote, da confrontare con i risultati ottenuti dalle prove classiche sulla muratura e sui materiali costituenti

5.1 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE DEI MATTONI

La resistenza a compressione degli elementi per muratura può essere valutata in due direzioni: nella direzione dei carichi verticali e in quella ortogonale ai carichi verticali nel piano della muratura.

5.1.1 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NELLA DIREZIONE DEI CARICHI VERTICALI

La prova per la determinazione della resistenza a compressione dei mattoni nella direzione dei carichi verticali è stata eseguita, secondo quanto specificato dalla UNI EN 772 – 1: 2002, su 4 mattoni interi e su 5 carote. La norma di cui sopra richiede di calcolare la resistenza a compressione come la media delle resistenze dei singoli campioni, ma per ricavare il valore caratteristico si fa riferimento a quanto prescritto dalle Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 al §C11.10.1.1.1 che innanzitutto *“definisce resistenza caratteristica quella resistenza al di sotto della quale ci si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza”*.

La resistenza del singolo campione si ricava dal seguente rapporto:

$$f_{bi} = \frac{N}{A} \quad (5.1.1)$$

dove:

- N è il valore del carico di rottura applicato nella direzione ortogonale al piano di posa
- A è l'area lorda della sezione normale alla direzione di carico

Il valore della resistenza caratteristica f_{bk} si ricava dalla relazione:

$$f_{bk} = f_{bm}(1 - 1,64\delta) \quad (5.1.2)$$

in cui:

- f_{bm} è la media aritmetica dei valori f_{bi}
- $\delta = \frac{s}{f_{bm}}$ è il coefficiente di variazione
- $s = \sqrt{\frac{\sum (f_{bm} - f_{bi})^2}{n - 1}}$ è la stima dello scarto quadratico medio (n è il numero dei campioni)

f_{bk} non è attendibile per $\delta > 0,2$

Per ricavare il valore caratteristico bisognerebbe avere sottoposto a prova 30 campioni mentre nel nostro caso ne sono stati utilizzati solo nove, ma, avendo ottenuto valori molto simili tra loro, si è deciso di procedere comunque al calcolo della resistenza caratteristica a compressione dei mattoni con la formula 5.1.2 ottenendo i seguenti risultati:

Resistenza caratteristica a compressione dei mattoni nella direzione dei carichi verticali			
f_{bm}	s	δ	f_{bk}
[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
43,06	5,46	0,13	34,10

Tabella 5.1.1 – Resistenza caratteristica a compressione dei mattoni nella direzione dei carichi verticali

5.1.2 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE NELLA DIREZIONE DEI CARICHI VERTICALI

La prova per la determinazione della resistenza a compressione dei mattoni nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali è stata eseguita in conformità alla UNI EN 772 – 1: 2002 su 5 prismi. Il valore caratteristico della resistenza a compressione nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali si determina in base alle prescrizioni dettate dalle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008 al §C11.10.1.1.1.

La resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura si ricava mediante la relazione:

$$\overline{f_{bk}} = 0,7 \overline{f_{bm}} \quad (5.1.3)$$

in cui $\overline{f_{bm}}$ è la resistenza media ottenuta da prove su almeno sei campioni.

In questo caso è stato possibile sottoporre a prova solamente cinque prismi poiché i mattoni che si avevano a disposizione per ricavare questi campioni, quelli per la prova di compressione nella direzione dei carichi verticali e quelli per le prove di trazione indiretta, non erano sufficienti per permettere di ottenere, per tutte le tipologie di prove, il numero di provini richiesto da normativa.

Applicando ugualmente la formula 5.1.3 si è ottenuto il seguente risultato:

Resistenza caratteristica a compressione dei mattoni in direzione ortogonale ai carichi	
f_{bm}	f_{bk}
[MPa]	[MPa]
24,72	17,30

Tabella 5.1.2 – Resistenza caratteristica a compressione dei mattoni in direzione ortogonale a quella dei carichi verticali

5.1.3 – CONSIDERAZIONI

Per questa sperimentazione sono stati utilizzati mattoni pieni e si è deciso di ricavare la resistenza a compressione in due direzioni tra loro ortogonali anche se, essendo il campione in esame omogeneo, si ipotizzava che le due resistenze sarebbero risultate pressoché identiche, ma in realtà ciò non si è verificato. Confrontando i valori delle resistenze a compressione nelle due direzioni si nota che la resistenza a compressione nella direzione dei carichi verticali è molto maggiore di quella in direzione ortogonale: eseguendo il rapporto tra f_{bm} e $\overline{f_{bm}}$ si ottiene 1.74, ovvero si ha che la resistenza media a compressione nella direzione dei carichi verticali è quasi il doppio rispetto a quella ortogonale; confrontando i valori caratteristici si ottiene 1.97. Questo risultato lo si poteva attendere per mattoni forati o semipieni, ma nel caso dei mattoni pieni teoricamente le resistenze dovrebbero essere uguali. Questa differenza potrebbe dipendere da due cause:

- fattore geometrico: i provini utilizzati per la prova di compressione nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali hanno un rapporto altezza/base maggiore rispetto al rapporto altezza/diametro delle carote;
- tipo di campione: in un caso si sono utilizzate delle carote, mentre nell'altro dei prismi.

Fattore geometrico

I campioni di tipo H (i cilindri) hanno un rapporto altezza/diametro compreso tra 1.81 e 1.93, mentre i prismi (campioni tipo G) hanno un rapporto altezza/lato compreso tra 1.04 e 1.09. I prismi quindi sono più grandi dei cilindri di un fattore compreso tra 1.74 e 1.77, valori corrispondenti ai rapporti tra le resistenza medie dei cilindri e quelle dei prismi. Da ciò si potrebbe concludere che le resistenze a compressione dei mattoni pieni non dipendono dalla direzione in cui si sottopongono a prova, ma sono legate alle dimensioni dei campioni. Ovviamente, per definire questa conclusione veritiera, è necessario eseguire altre campagne sperimentali sottoponendo a prova di compressione nelle due direzioni sia carote sia prismi: si dovrebbe ottenere che le resistenze sono a due a due uguali. Inoltre si potrebbero sottoporre a prova anche dei cubi di mattoni: in questo caso il rapporto altezza/lato sarebbe pari al rapporto altezza/diametro delle carote e quindi teoricamente dovrebbero ottenersi gli stessi valori delle resistenze.

Tipo di campione

Un'altra spiegazione ai valori così differenti della resistenze può essere legata al tipo di campione, come succede per la resistenza a compressione del calcestruzzo. Per il calcestruzzo si hanno due valori diversi di resistenza a compressione legata al tipo di campione sottoposto a prova: nel §11.2.1 del D.M. 14/01/2008 si afferma che *“La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm. Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150×150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.”*

La resistenza cubica e quella cilindrica del calcestruzzo sono correlate dalla seguente relazione:

$$f_{ck} = 0,83R_{ck} \quad (5.1.4)$$

quindi la resistenza cubica del calcestruzzo è maggiore di quella cilindrica. Si ipotizza di eseguire una campagna sperimentale creando campioni aventi le proporzioni tra le dimensioni specificate per il calcestruzzo per verificare se esiste una relazione universalmente valida, simile alla 5.1.4, che lega le due resistenze.

5.2 – RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE E LEGAME σ - ε DELLA MURATURA

La prova per la determinazione della resistenza a compressione della muratura è stata eseguita, in accordo con la UNI EN 1052 – 1, su 4 muretti. La resistenza caratteristica a compressione si può calcolare mediante le indicazioni dettate dalla suddetta normativa, oppure secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 al §11.10.3.1.1.

5.2.1 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE SECONDO UNI EN 1052 – 1

La resistenza caratteristica a compressione della muratura è pari a:

$$f_k = \min \left\{ \frac{f}{1,2}; f_{i,\min} \right\} \quad (5.2.1)$$

con:

- f = resistenza media a compressione della muratura
- $f_{i,\min}$ = la minore delle resistenze a compressione dei campioni sottoposti a prova.

Mediante questa interpretazione si ottiene il seguente valore della resistenza caratteristica:

Resistenza caratteristica a compressione della muratura			
f_m	$f_m/1,2$	$f_{i,\min}$	f_k
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
12,38	10,32	7,80	7,80

Tabella 5.2.1 – Resistenza caratteristica a compressione della muratura secondo UNI EN 1052 – 1

Questo risultato lo si è ottenuto considerando le resistenze a compressione di tutti e quattro i muretti sottoposti a prova, ma poiché una delle prove ha dato un risultato non appartenente all'insieme dei valori $f_m - \sigma < f_i < f_m + \sigma$, si è deciso di escluderlo dal calcolo della resistenza caratteristica, ottenendo quindi il seguente risultato:

Resistenza caratteristica a compressione della muratura			
f_m	$f_m/1,2$	$f_{i,\min}$	f_k
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
13,91	11,59	12,08	11,59

Tabella 5.2.2 – Resistenza caratteristica a compressione della muratura secondo UNI EN 1052 – 1 ottenuta

considerando i soli valori rientranti nell'intervallo $f_m - \sigma < f_i < f_m + \sigma$

5.2.2 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE SECONDO D.M. 14/01/2008

La normativa italiana vigente, al §11.10.3.1.1, dà indicazioni in merito al calcolo sperimentale della resistenza caratteristica a compressione delle muratura: deve essere determinata su $n \geq 6$ muretti aventi una lunghezza pari ad almeno due volte la lunghezza del blocco, il rapporto altezza/spessore deve essere compreso tra 2.4 e 5 e devono essere costituiti da almeno tre

corsi di elementi resistenti. Il confezionamento deve essere eseguito su un letto di malta alla base e la faccia superiore deve essere finita con uno strato di malta.

La resistenza caratteristica è data dalla seguente formula:

$$f_k = f_m - k \cdot s \quad (5.2.2)$$

dove :

- f_m è la resistenza media a compressione
- s è la stima dello scarto
- k è un coefficiente che varia in funzione del numero di provini sottoposti a prova come specificato nella seguente tabella:

n	6	8	10	12	20
k	2,33	2,19	2,10	2,05	1,93

Tabella 5.2.3 – Valori assunti dal coefficiente k in funzione del numero n di campioni

La campagna sperimentale condotta comprendeva solamente cinque campioni da sottoporre a questa prova di cui uno durante le procedure di preparazione si è rotto, quindi la sperimentazione effettuata non rispetta le prescrizioni normative relative al numero di campioni. Poiché la tabella 5.2.3 non riporta un valore del coefficiente k per $n < 6$ si è assunto $k=2.33$ ottenendo il seguente risultato:

Resistenza caratteristica a compressione della muratura			
f_m	k	s	f_k
[MPa]		[MPa]	[MPa]
12,38	2,33	3,35	4,58

Tabella 5.2.4 – Resistenza caratteristica a compressione della muratura secondo D.M. 14/01/2008

Come nel caso della trattazione secondo UNI EN 1052 – 1 si è proceduto all'eliminazione del valore che non ricade nell'intervallo $f_m - \sigma < f_i < f_m + \sigma$ ottenendo:

Resistenza caratteristica a compressione della muratura			
f_m	k	s	f_k
[MPa]		[MPa]	[MPa]
13,91	2,33	1,67	10,00

Tabella 5.2.5 – Resistenza caratteristica a compressione della muratura secondo D.M. 14/01/2008 ottenuta considerando i soli valori rientranti nell'intervallo $f_m - \sigma < f_i < f_m + \sigma$

Poiché una delle prescrizioni dettate dalla normativa vigente non risulta soddisfatta, se dovessimo utilizzare i valori ricavati da questa campagna sperimentale per la progettazione o la verifica di un edificio, per quanto concerne la resistenza a compressione, utilizzeremmo i valori ottenuti dall'analisi suggerita dalla norma UNI EN 1052 – 1.

5.2.3 – LEGAME $\sigma - \varepsilon$ DELLA MURATURA

Mediante la prova di compressione semplice è possibile determinare il legame $\sigma - \varepsilon$ che lega gli sforzi di compressione alle deformazioni. In letteratura sono presenti differenti legami costitutivi basati su prove sperimentali effettuate da diversi Autori: si rimanda al §2.5 per le relazioni che li rappresentano. Nel seguito si riportano solo i diagrammi $\sigma - \varepsilon$ relativi ai campioni sottoposti a prova di compressione semplice confrontati con quelli proposti in letteratura.

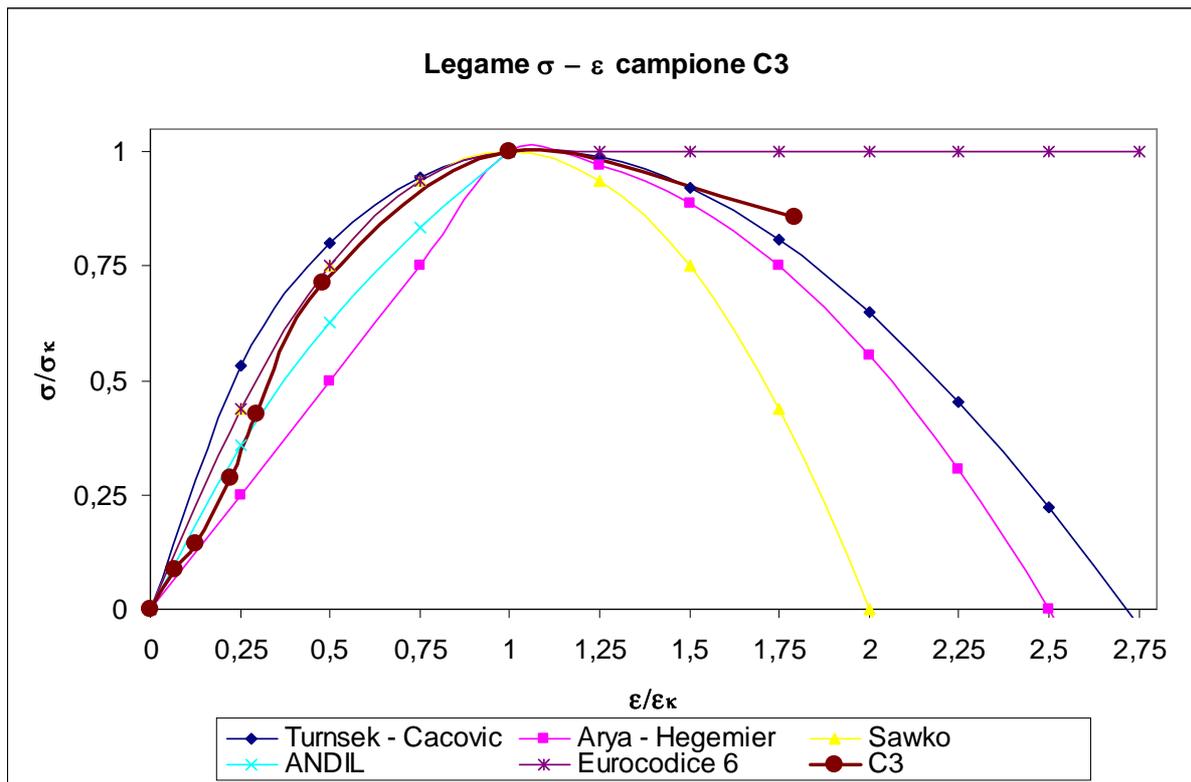


Fig. 5.2.1 – Diagramma $\sigma - \varepsilon$ per il campione C3

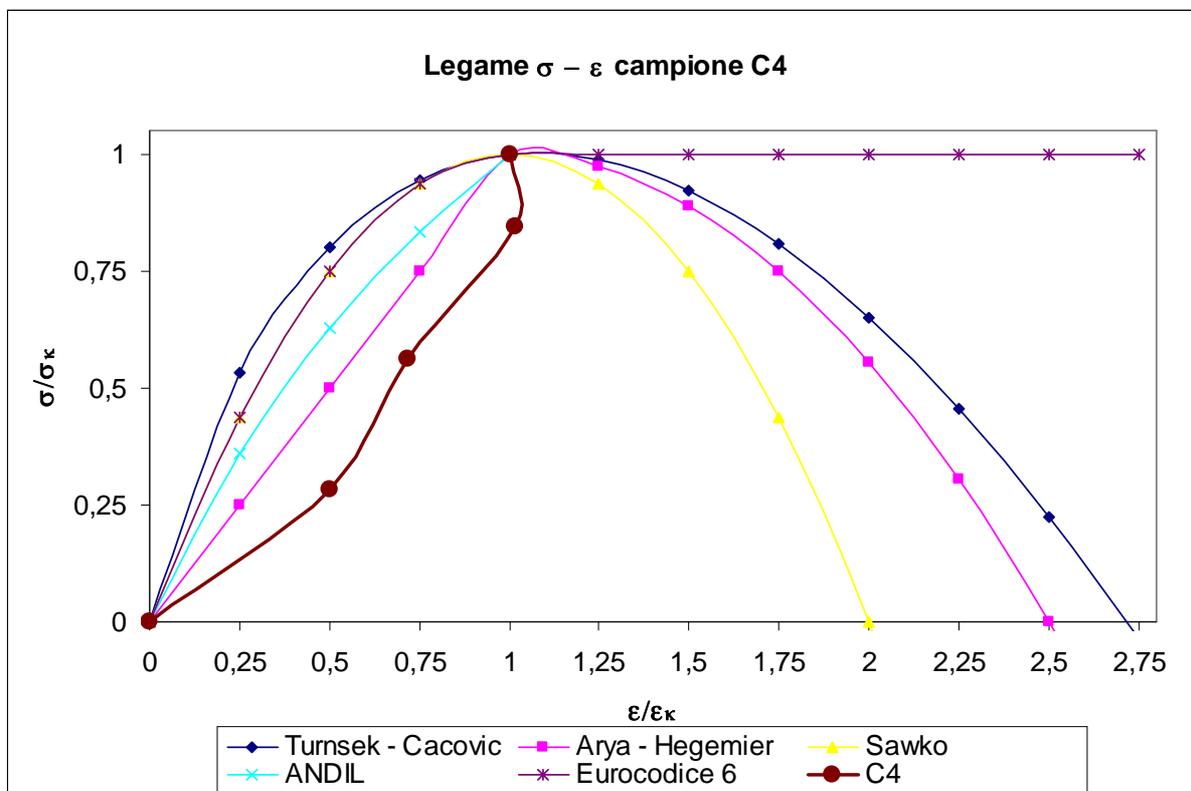


Fig. 5.2.2 – Diagramma $\sigma - \varepsilon$ per il campione C4

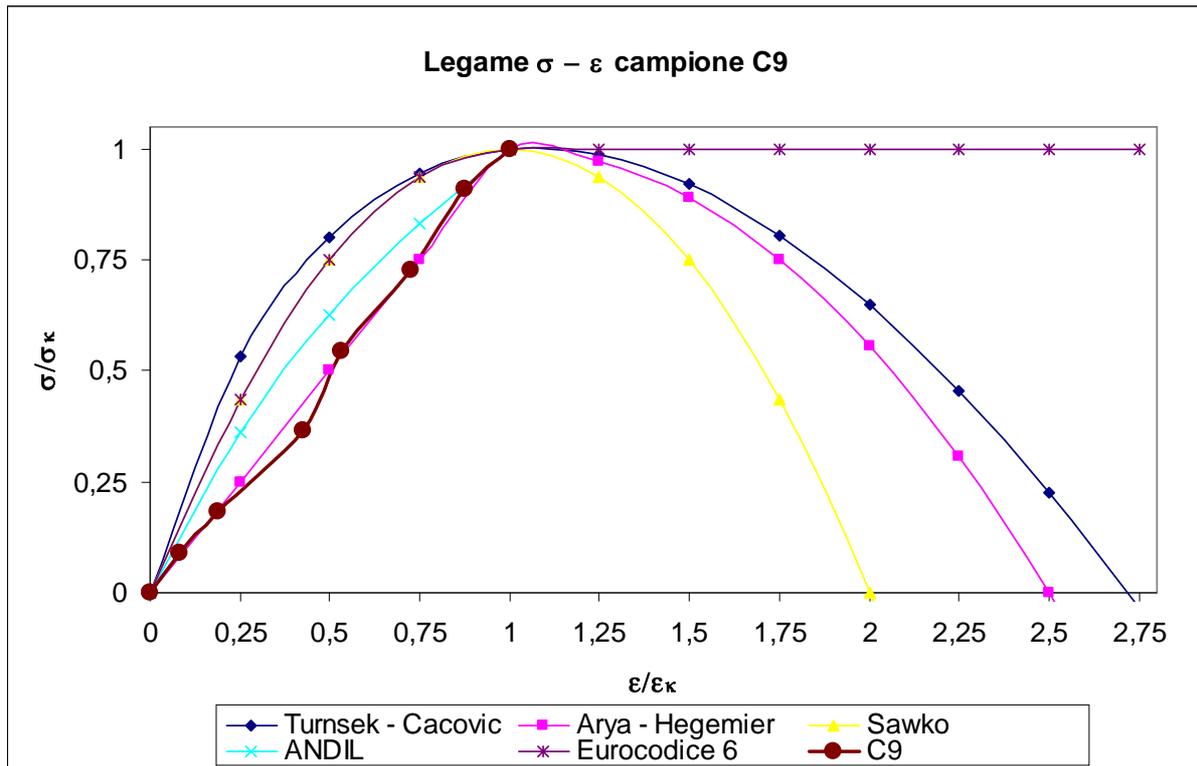


Fig. 5.2.3 – Diagramma $\sigma - \varepsilon$ per il campione C9

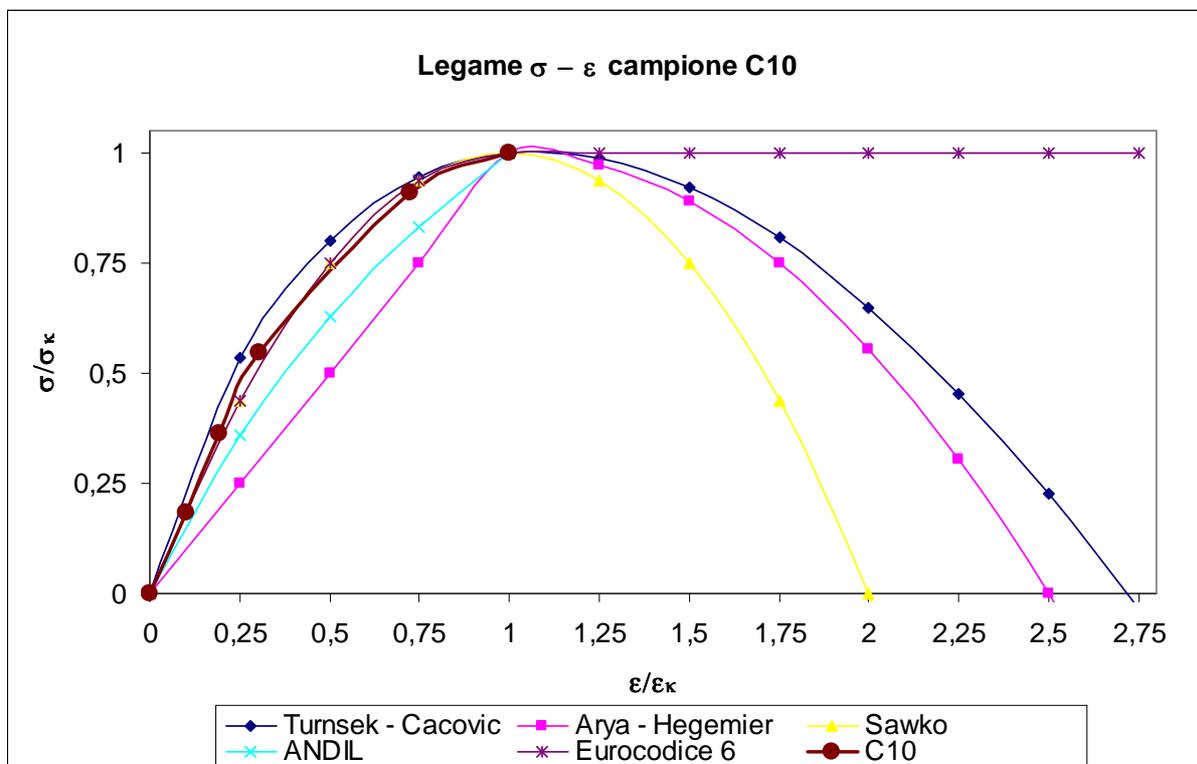


Fig. 5.2.4 – Diagramma $\sigma - \varepsilon$ per il campione C10

Tutte le curve $\sigma - \varepsilon$ dei campioni, tranne quella relativa al campione C4, seguono uno dei legami proposti in letteratura: il campione C4 risulta non essere rappresentativo di questa muratura, infatti anche il valore della sua resistenza a compressione si discosta molto da quella degli altri campioni e la motivazione potrebbe essere che si è spezzato, all'altezza del terzo corso di malta, prima di essere sottoposto a prova.

5.3 – RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO DELLA MURATURA IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI

La prova per la determinazione della resistenza a taglio della muratura è stata eseguita in accordo con la UNI EN 1052 – 3 su 10 triplette. Tale resistenza si può calcolare mediante le indicazioni dettate dalla suddetta normativa, oppure secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 al §11.10.3.2.1.

5.3.1 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO SECONDO UNI EN 1052 – 3

La normativa UNI di riferimento propone due metodi per il calcolo della resistenza caratteristica a taglio: un metodo semplificato e un metodo statistico.

Il primo metodo consiste nel calcolare la resistenza caratteristica moltiplicando il valore medio ottenuto dalle dieci triplette per un coefficiente riduttivo:

$$f_{vk0} = 0,8 \cdot f_{v0} \quad (5.3.1)$$

L'applicazione del metodo statistico consiste nel calcolare, per le resistenze relative ai singoli campioni, i valori:

$$Y_i = \log_{10} f_{v0i} \quad (5.3.2)$$

dai quali si ricava il valore medio Y_m .

Successivamente si calcola:

$$Y_c = Y_m - (k \cdot s) \quad (5.3.3)$$

con:

- s: deviazione standard degli Y_i
- n: numero dei campioni
- k: coefficiente funzione di n come riportato in Tabella 5.3.1

n	6	7	8	9	10	11	12	20
k	2,18	2,08	2,01	1,96	1,92	1,89	1,89	1,77

Tabella 5.3.1 – Valori assunti dal coefficiente k in funzione del numero n di campioni

$$f_{vk0} = \text{anti log}(Y_c) \quad (5.3.4)$$

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti applicando entrambi i metodi:

Resistenza caratteristica a taglio						
Metodo statistico					Metodo semplificato	
Y_m	k	s	Y_c	f_{vko}	f_{vom}	f_{vko}
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-0,55	1,92	0,08	-0,70	0,202	0,29	0,229

Tabella 5.3.2 – Resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzi normali secondo UNI EN 1052 - 3

5.3.2 – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008

La normativa italiana vigente rimanda alla norma UNI EN 1052 – 3 per quanto concerne il confezionamento e le modalità di prove sulle triplette.

Per quanto riguarda invece il calcolo della resistenza caratteristica a taglio, il D.M. propone la seguente formula:

$$f_{vk0} = 0,7 \cdot f_{vm} \quad (5.3.5)$$

da cui si ricava:

Resistenza caratteristica a taglio	
f_{vom}	f_{vko}
[MPa]	[MPa]
0,29	0,200

Tabella 5.3.3 – Resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzi normali secondo D.M. 14/01/2008

La formula proposta dal D.M. 14/01/2008 è quella che porta ad ottenere un valore della resistenza caratteristica a taglio più cautelativa, ma comunque confrontabile con quelle ottenute mediante i metodi proposti dall'UNI EN 1052 – 3.

5.4 – ELABORAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE PROVE SU CAROTE

Finora sono state analizzate le classiche prove sui materiali e sulla muratura, ma l'innovazione di questa sperimentazione è il campione estratto dai muretti di tipo A. Si è deciso di utilizzare questo tipo di campione per verificare se sia possibile estrarre da murature esistenti dei provini di dimensioni ridotte da cui ricavare i parametri meccanici che solitamente si ottengono mediante prove invasive (ad esempio compressione diagonale e compressione semplice).

Come specificato al §4.4.4, sono state eseguite prove brasiliane inclinando il giunto di malta rispetto all'orizzontale di angolazioni diverse per verificare se l'inclinazione influenza i risultati.

È necessario effettuare una distinzione tra i campioni::

1. carote che hanno raggiunto la rottura per slittamento
2. carote che hanno raggiunto la rottura per trazione

Al primo gruppo appartengono tutte le carote con giunto di malta inclinato a 60° e la maggior parte di quelle con giunto inclinato a 45°, mentre nel secondo gruppo rientrano quelle con inclinazione pari a 30°, a 0° e alcune a 45°.

È necessario quindi dividere l'interpretazione dei risultati in relazione al tipo di rottura poiché alla loro base ci sono teorie diverse: criterio di rottura di Coulomb e teoria di Boussinesque.

5.4.1 – CRITERIO DI RESISTENZA DI COULOMB

Il criterio proposto da Coulomb, per interpretare la rottura a compressione dei materiali lapidei, assume che lo scorrimento avvenga quando su almeno un piano il modulo della tensione tangenziale τ eguaglia un valore limite linearmente dipendente dalla tensione σ mediante la relazione:

$$|\tau| = c - \mu\sigma \quad (5.4.1)$$

con c e μ che rappresentano rispettivamente la coesione e il coefficiente di attrito interno (legato all'angolo di attrito interno mediante la relazione $\mu = \tan\varphi$).

Nel piano di Mohr il criterio di Coulomb è rappresentato dalle rette definite dall'equazione 5.4.1 e gli stati limite di tensione sono quelli che appartengono ai massimi cerchi di Mohr tangenti alle due rette:

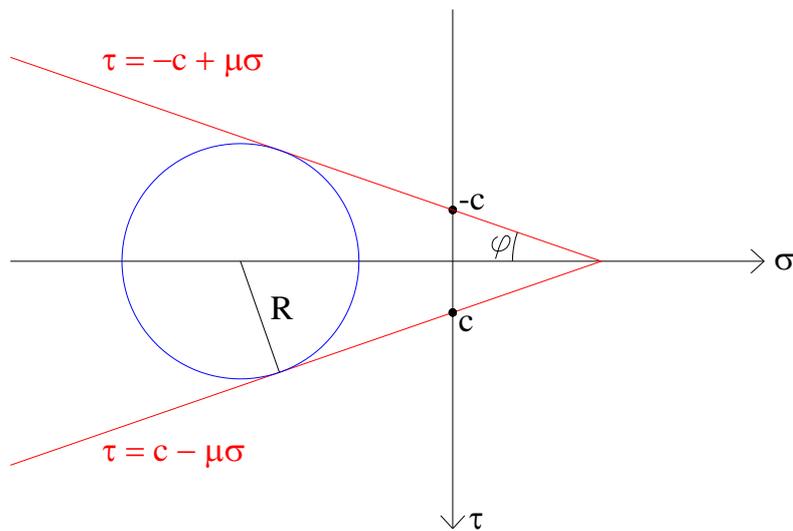


Fig. 5.4.1 – Criterio di Coulomb

Il dominio di scorrimento di Coulomb essendo definito mediante due parametri (c e φ) è in grado di descrivere la differente resistenza a trazione e a compressione.

5.4.2 – TEORIA DI BOUSSINESQUE

La rottura per trazione è invece governata dalla teoria di Boussinesque, infatti Johnson – Thompson utilizzando pannelli circolari di spessore s e diametro D e ipotizzando un meccanismo di crisi dovuto al raggiungimento della tensione di rottura per trazione nel centro del pannello, hanno ricavato quest'ultima in funzione del carico verticale di collasso N utilizzando la seguente espressione, valida per la lastra indefinita, omogenea ed isotropa:

$$\sigma_{kr} = \frac{2N}{\pi D s} \quad (5.4.2)$$

Nel seguito si tratterà la teoria di Boussinesque relativa ad un disco circolare, ma ciò che verrà esposto sarà valido anche per un cilindro di lunghezza qualsiasi compresso secondo due generatrici opposte con la sola differenza che il problema non è più in stato piano di tensione, ma di deformazione.

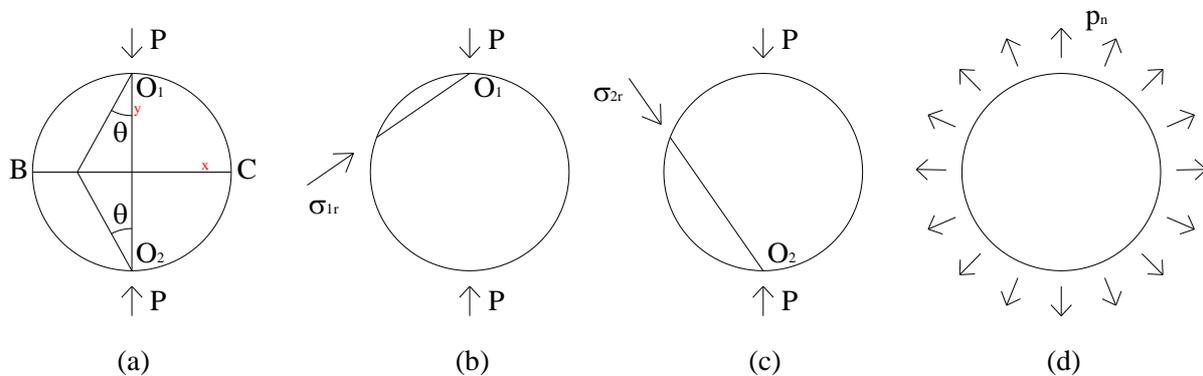


Fig. 5.4.2 – Rullo compresso secondo due generatrici opposte

Consideriamo un disco circolare di diametro d e spessore unitario, soggetto a due forze P uguali e contrarie agenti secondo un diametro O_1O_2 . Si aggiunga al contorno una pressione uniforme:

$$p_n = -\frac{2P}{\pi d} \quad (5.4.3)$$

che genera una compressione uniforme pari a p_n per cui in ogni punto A del contorno del disco si ha:

$$\sigma_{1r} = \sigma_{2r} = -\frac{2P}{\pi d} \quad (5.4.4)$$

rispettivamente in direzione AO_1 e AO_2 (Fig. 5.7.2 *b* e *c*)

I dischi delle immagini *b* e *c* sono soggetti ad uno stato di tensioni radiali uscenti rispettivamente da O_1 e O_2 espresse da:

$$\sigma_r = -\frac{2P \cos \theta}{\pi r} \quad \sigma_\theta = 0 \quad \tau_{r\theta} = 0 \quad (5.4.5)$$

Poiché è stata aggiunta arbitrariamente la pressione uniforme $p_n = -\frac{2P}{\pi d}$, è necessario

aggiungere una trazione uniforme $p_n = +\frac{2P}{\pi d}$ (Fig. 5.4.2 *d*) quindi, sovrapponendo i tre stati,

ci si riconduce alle solo due forze P in O_1 e O_2 . Lo stato lungo i punti del diametro BC è:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= -2\frac{2P \cos \theta}{\pi r} \cos^2 \theta + \frac{2P}{\pi d} \\ \sigma_x &= -2\frac{2P \cos \theta}{\pi r} \sin^2 \theta + \frac{2P}{\pi d} \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned} \quad (5.4.6)$$

con:

$$\cos \theta = \frac{d}{\sqrt{d^2 + 4x^2}} \quad \sin \theta = \frac{2x}{\sqrt{d^2 + 4x^2}} \quad (5.4.7)$$

Le 5.4.6 diventano:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{2P}{\pi d} \left(1 - \frac{4d^2}{(d^2 + 4x^2)^2} \right) \\ \sigma_x &= \frac{2P}{\pi d} \left(1 - \frac{16d^2 x^2}{(d^2 + 4x^2)^2} \right) \\ \tau_{xy} &= 0\end{aligned}\quad (5.4.8)$$

Nel centro si ha:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= -\frac{6P}{\pi d} \\ \sigma_x &= +\frac{2P}{\pi d}\end{aligned}\quad (5.4.9)$$

5.4.3 – INTERPRETAZIONI DEI RISULTATI OTTENUTI DAI CAMPIONI CHE HANNO RAGGIUNTO LA ROTTURA PER SLITTAMENTO

Lo scopo di questa interpretazione è verificare se mediante le prove brasiliane sulle carote con giunti inclinati a 45° e 60° sia possibile determinare, per un determinato tipo di muratura, il criterio di resistenza e ricavare i parametri meccanici di resistenza al taglio che di solito si ottengono mediante prove standard (prove su triplette e prove di compressione diagonale).

Avendo notato che queste carote raggiungono la rottura per slittamento del mattone rispetto al giunto di malta, si è pensato che questo comportamento fosse rappresentabile dal criterio di resistenza di Coulomb (§5.4.1) e correlabile alla resistenza a taglio della muratura. Nel D.M. 14/01/2008 al §11.10.3.3, tale resistenza viene ricavata mediante la seguente formula:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n \quad (5.4.10)$$

in cui:

- f_{vk} rappresenta la resistenza caratteristica a taglio
- f_{vk0} rappresenta la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali

- σ_n rappresenta la tensione normale dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica

Questa relazione è comparabile alla 5.4.1 dove f_{vk0} rappresenta l'intercetta della retta con l'asse delle tensioni tangenziali e 0.4 è il coefficiente di attrito che corrisponde ad un angolo φ di 21.8°. Il coefficiente di attrito, in assenza di prove sperimentali, si adotta pari a 0.4, ma può assumere un valore compreso tra 0.3 e 0.8; eseguendo opportune prove è possibile determinare per ogni tipo di muratura il suo angolo di attrito.

L'interpretazione dei risultati ha seguito le seguenti fasi:

- determinazione del valore medio dei carichi di rottura delle carote con giunto inclinato a 45°;
- determinazione del valore medio dei carichi di rottura delle carote con giunto inclinato a 60°;
- scomposizione dei valori medi di cui sopra lungo la direzione parallela al giunto e quella ad essa ortogonale per determinare lo sforzo tagliante e quello di compressione sul letto di malta;
- determinazione delle tensioni di taglio e normali dagli sforzi ricavati sopra;
- calcolo della resistenza a taglio in assenza di sforzi normali dalle prove su triplete;
- determinazione della retta di Coulomb interpolando i punti determinati mediante le coppie (σ, τ) relative alla rottura delle carote a 45° e 60° e alle triplete.

Dalla prova di taglio su triplete si è ricavata la resistenza media a taglio in assenza di sforzi normali pari a 0.29 MPa.

Sulle carote con giunto di malta inclinato a 45°, dopo aver calcolato il valore medio, si è proceduto a scomporlo lungo due direzioni tra loro ortogonali (Fig. 5.4.3) e dividendoli per l'area di carico si ottengono due valori uguali della tensione di compressione e di taglio pari a 0.768 MPa.

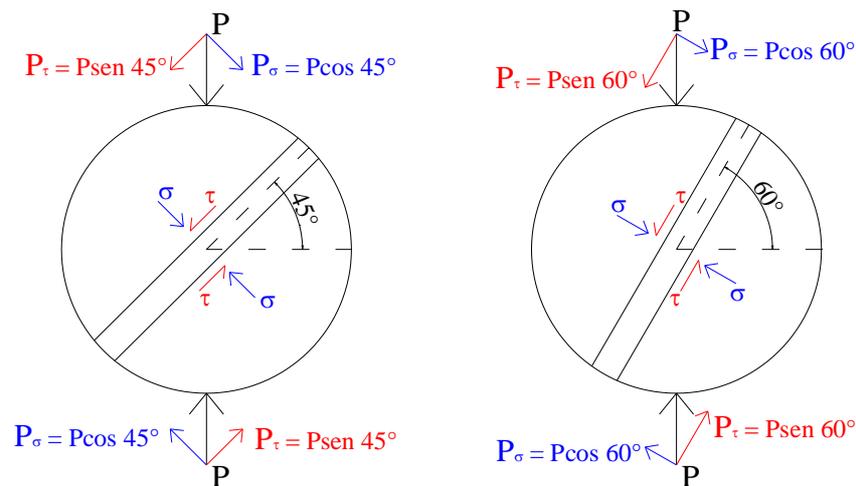


Fig. 5.4.3 – Scomposizione del carico di rottura per il calcolo delle tensioni normali e di taglio

Per le carote con giunto inclinato a 60° si è eseguita la stessa operazione (Fig. 5.4.3) ottenendo però due valori distinti delle tensioni:

$$\sigma = 0,25 \text{ MPa} \qquad \tau = 0,435 \text{ MPa}$$

Poiché questi campioni hanno raggiunto la rottura per slittamento significa che i punti (σ, τ) relativi alle tre rotture devono appartenere tutti ad una retta rappresentante il criterio di Coulomb. Determinata la retta di rottura sarà possibile ricavare il valore dell'angolo di attrito e della coesione.

Per la determinazione del criterio di rottura si sono inseriti i valori ottenuti sopra all'interno di un foglio Excel e si è tracciata la retta che meglio interpola i tre punti di rottura:

	σ [MPa]	τ [MPa]
45°	0,768	0,768
60°	0,25	0,435
triplette	0	0,29

Tab. 5.4.1 – Valori delle tensioni di rottura relative alle carote e alle triplete

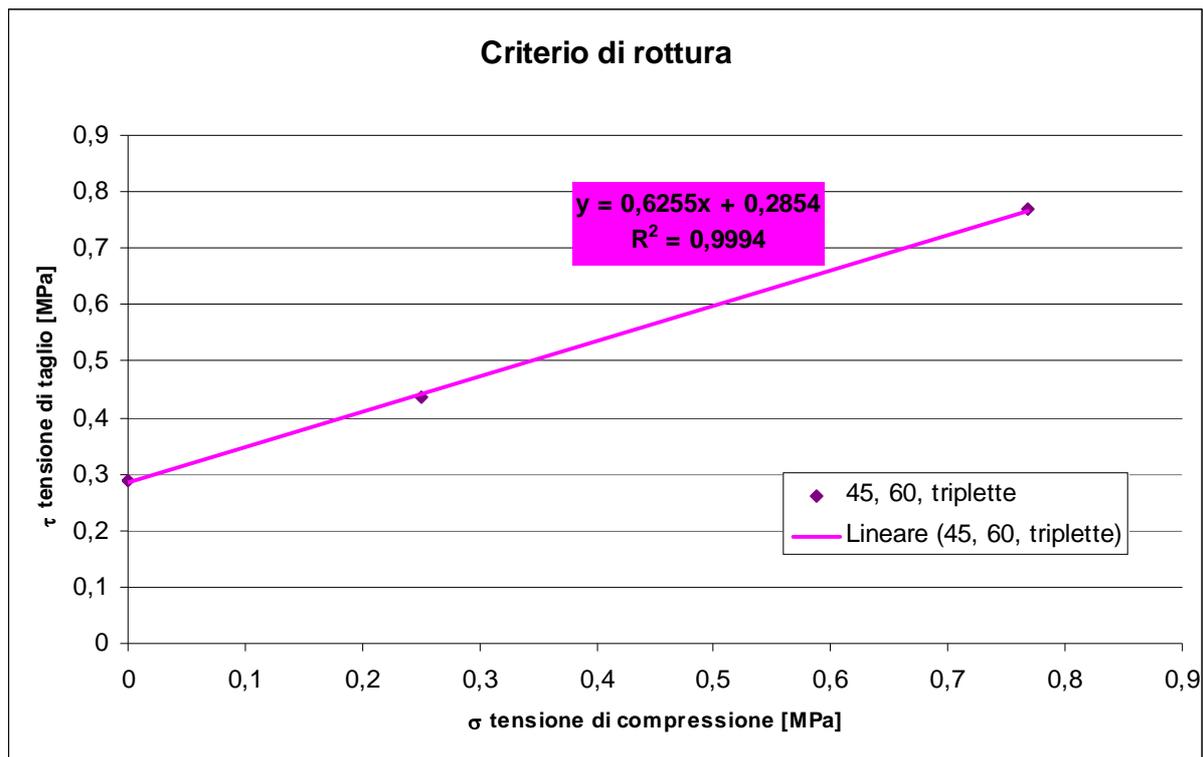


Fig. 5.4.4 – Criterio di rottura relativo alla rottura delle carote e delle triplete

La retta di interpolazione, ovvero la retta rappresentante il criterio di rottura di Coulomb, ha equazione:

$$\tau = 0,6255\sigma + 0,2854 \quad (5.4.11)$$

in cui:

- 0.2854 è il valore in cui la retta di rottura intercetta l'asse delle ordinate e rappresenta la resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzi normali;
- 0.6255 è il valore del coefficiente d'attrito da cui si ricava il valore dell'angolo di attrito

$$\mu = \operatorname{tg} \varphi \quad \Rightarrow \quad \varphi = \operatorname{arctg} \mu = 32^\circ \quad (5.4.12)$$

Si è calcolato il coefficiente di correlazione R^2 della retta e si è ottenuto un valore molto prossimo all'unità: il coefficiente di correlazione rappresenta la tendenza che hanno due variabili a variare insieme e può assumere valori compresi tra -1 (correlazione perfetta

negativa) e +1 (correlazione perfetta positiva), se assume valore nullo significa che le due variabili non sono correlate.

Poiché in questo caso $R^2 = 0.9994$ significa che le variabili sono strettamente correlate e ciò porta ad affermare che le prove eseguite sulle carote producono risultati attendibili per quanto concerne la determinazione della resistenza a taglio della muratura, infatti interpolando i tre punti si ottiene una resistenza pari a 0,2854 MPa a dispetto del valore atteso di 0.29 MPa ottenuto dalla prova di taglio sulle triplete.

Da queste osservazioni si può concludere che le carote con giunti di malta inclinati a 45° e a 60° sottoposte a prove brasiliane potrebbero essere sostitutive delle prove su triplete al fine di determinare la resistenza a taglio della muratura: ciò è molto utile nel caso in cui si necessiti di eseguire una campagna sperimentale su edifici esistenti poiché per eseguire la prova di taglio normata dalla UNI EN 1052 – 3 bisognerebbe estrarre dall'edificio un certo numero di mattoni per poi legarli con una malta avente composizione per quanto possibile uguale a quella della malta in sito, ma che comunque non sarebbe il vero legante costituente la muratura oggetto di studio.

Da questa interpretazione dei risultati si è ottenuto anche un secondo parametro, ovvero l'angolo di attrito: la normativa vigente assume sempre un angolo pari a 21.8°, mentre il D.M. dei Lavori Pubblici del 20/11/1987 afferma che l'angolo di attrito può essere assunto tra ~17° e ~39°. Mediante questa tipologia di prova e il criterio di rottura alla Coulomb è possibile determinarne il valore che in questo caso è pari a 32° (5.4.12).

Poiché si vorrebbe dimostrare che le prove brasiliane potrebbero essere sostitutive delle prove di taglio su triplete ora si esegue l'analisi effettuata sopra, ma considerando solo i risultati ottenuti dalle carote:

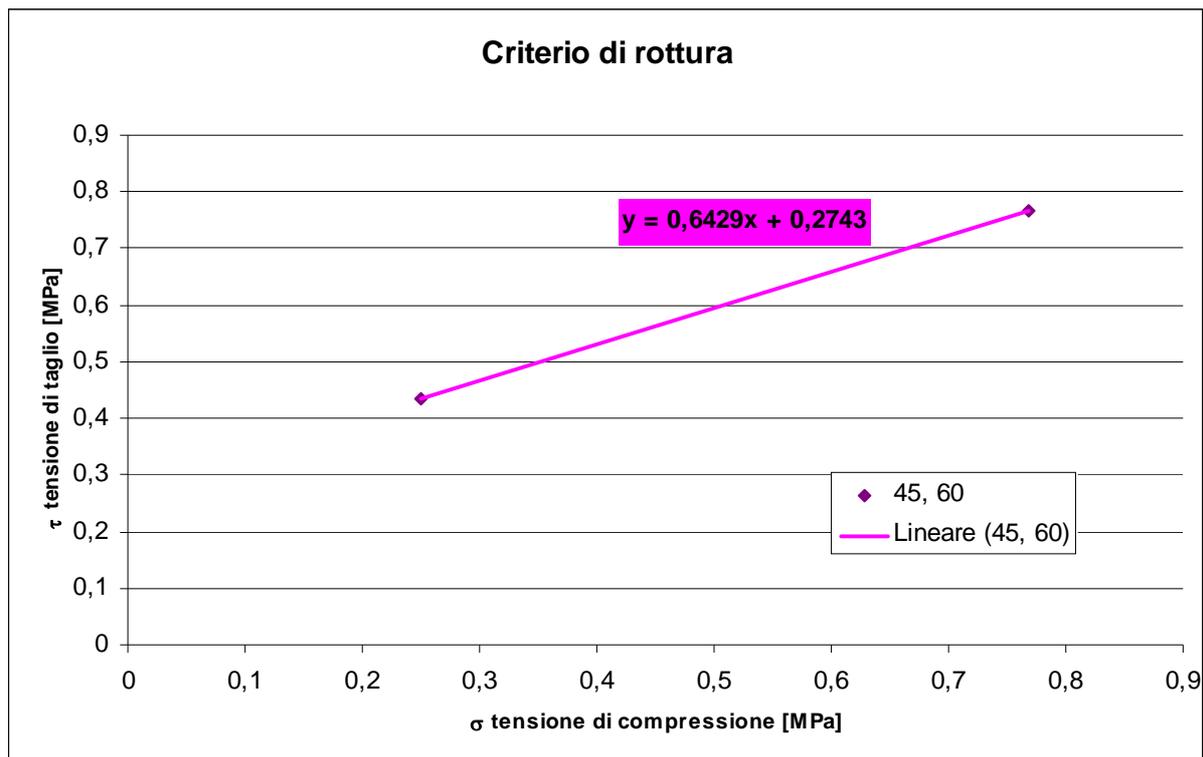


Fig. 5.4.5 – Criterio di rottura relativo alla rottura delle carote

In questo caso non si riporta il valore del coefficiente di correlazione R^2 in quanto, avendo a disposizione solamente due punti da interpolare, esso assume per forza il valore 1.

Confrontando l'equazione della retta rappresentante il criterio di rottura con quella della formula 5.4.11 si nota che, nel caso in cui non si considerino le triplette, la resistenza a taglio in assenza di sforzi normali è di poco minore rispetto a quella del caso precedente, ciò significa che la prova sulle carote porta a sottostimare di poco la resistenza a taglio, ma ciò è comunque a favore di sicurezza.

Per quanto concerne invece l'angolo di attrito, se si costruisce la retta di rottura mediante solo due punti si ottiene un valore leggermente superiore ($\sim 32.7^\circ$), ma che rientra comunque nel range definito dal D.M. dell'87.

Dai risultati ottenuti si può quindi dedurre che le prove su carote potrebbero essere usate in sostituzione alle prove su triplette in quanto permettono di ricavare valori della resistenza a taglio attendibili, inoltre hanno il vantaggio di permettere di determinare l'angolo di attrito per la muratura in esame invece di usare quello consigliato da normativa.

I risultati ottenuti dalle carote si possono confrontare anche con quelli ricavati dalla prova di compressione diagonale poiché i campioni sottoposti a tale prova hanno raggiunto anch'essi la rottura per slittamento. Si è voluto, anche in questo caso, disegnare la retta interpolante i risultati delle prove di compressione diagonale e delle triplette: ovviamente si ottiene come valore della resistenza a taglio quello atteso dalle triplette, ma la retta rappresentante la rottura in questo caso si abbassa molto portando a determinare un angolo di attrito pari a 24.8° (Fig. 5.4.6).

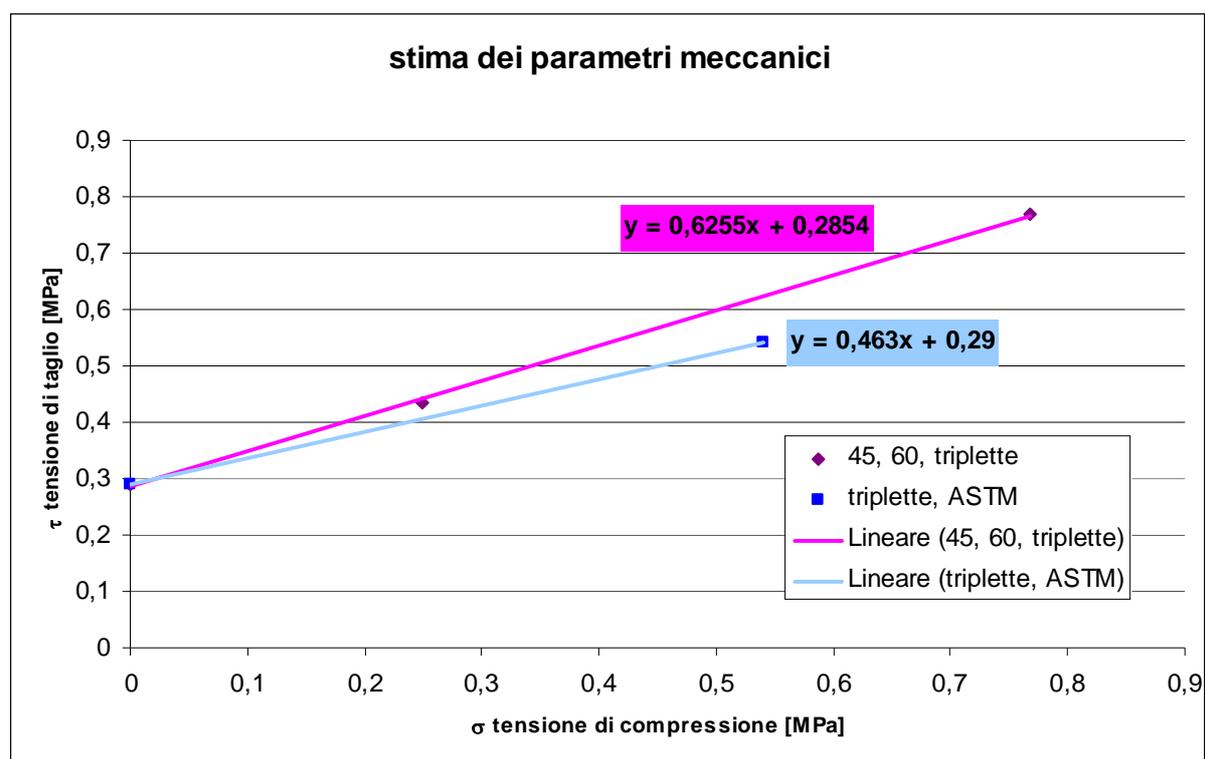


Fig. 5.4.6 – Criterio di rottura relativo alla rottura mediante prova di compressione diagonale

Per la determinazione dello stato tensionale a rottura dei muretti sottoposti a prova di compressione diagonale si è proceduto scomponendo la forza applicata in una forza di compressione e una di taglio, rispettivamente perpendicolare e parallela ai letti di malta, e dividendole poi per l'area di applicazione del carico. Essendo il campione inclinato di 45° rispetto all'orizzontale si ottengono una tensione di compressione e una di taglio di pari valore: tali tensioni agenti possono essere confrontate con i valori ottenuti dalle prove brasiliane sulle carote con giunto di malta inclinato di 45° .

	σ [MPa]	τ [MPa]
45°	0,768	0,768
ASTM	0,54	0,54

Tab. 5.4.2 – Valori delle tensioni di rottura relative alle carote con giunto inclinato di 45° e alla prova di compressione diagonale (ASTM)

I valori ottenuti dalle prove di compressione diagonale sono minori rispetto a quelli ottenuti dalle carote, ciò implica che la retta rappresentante il criterio di rottura relativo alla prima prova ha un'inclinazione minore rispetto a quella relativa alla seconda, ovvero, a parità di tensione di compressione agente sul campione, si ottiene che nel primo caso la rottura avviene per una tensione di taglio minore rispetto al secondo.

In letteratura si trovano confronti tra la prova di compressione diagonale e quella di taglio compressione e si afferma che quest'ultima meglio rappresenta il comportamento della muratura sotto azioni orizzontali, mentre la prima restituisce un valore della resistenza a taglio pari a circa la metà di quello ottenuto con l'altra prova. Note queste osservazioni si può giungere alla conclusione che probabilmente anche tra la prova di compressione diagonale e quella brasiliana sulle carote potrebbe esistere un coefficiente che correla i risultati ottenuti dalle due prove. Dalla sperimentazione eseguita si ipotizza che le prove brasiliane su carote meglio rappresentino il comportamento della muratura sotto azioni orizzontali in quanto, sottoponendo a prova le carote inclinate ad angolazioni diverse, si trova che i punti appartengono tutti ad una stessa retta passante anche per il valore della resistenza a taglio in assenza di sforzi normali, mentre il punto (σ, τ) rappresentante la rottura dei muretti sottoposti a compressione diagonale si trova al di sotto di questa retta.

Il tipo di muratura oggetto di indagine non rientra nella tabella C8A.2.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, quindi nel caso in cui ci si trovi a dover verificare un edificio composto da tale tipo di muratura bisognerà scegliere se utilizzare i parametri relativi a *muratura in mattoni pieni e malta di calce* o *muratura in mattoni semipieni con malta cementizia*, ma in entrambi i casi si dovrà caratterizzare la muratura con parametri che non la rappresentano nel miglior modo.

Si supponga di utilizzare i parametri relativi a *muratura in mattoni pieni e malta di calce* per essere a favore di sicurezza, il valore della resistenza media a taglio è compreso tra 0.06 e 0.092 MPa, mentre quella determinata mediante le prove descritte sopra è pari a 0.29 MPa e inoltre non deve essere ridotta per un coefficiente di confidenza a differenza di quella ricavata

dalla tabella. Supponendo di potersi porre all'interno del Livello di Conoscenza LC2, bisogna prendere il valore medio dell'intervallo definito sopra e dividerlo per 1.2 ottenendo una resistenza media a taglio di 0.06 MPa di molto inferiore a quella determinata mediante prove. Ora ci si ponga nel caso di *muratura in mattoni semipieni con malta cementizia*, il range della resistenza a taglio è compreso tra 0.24 MPa e 0.32 MPa: ipotizzando anche in questo caso di aver raggiunto il livello di confidenza LC2 si ottiene una resistenza a taglio pari a 0.23 MPa: anche in questo caso minore a quella ottenuta sperimentalmente.

Con ciò si vuole semplicemente affermare che, se il comportamento fin qui descritto fosse avvalorato da altre prove sperimentali, effettuando prove su campioni di piccole dimensioni, quindi poco invasivi per la muratura, si potrebbero ottenere i valori reali della resistenza al taglio della muratura indagata anche se non presente nella tabella. Inoltre, sarebbe possibile eseguire indagini sperimentali, meno onerose dal punto di vista pratico e dei costi, per ampliare tale tabella.

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

Fig. 5.4.7 - Tabella C8A.2.1- Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura: f_m = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

5.4.4 – INTERPRETAZIONI DEI RISULTATI OTTENUTI DAI CAMPIONI CHE HANNO RAGGIUNTO LA ROTTURA PER TRAZIONE

Non tutte le carote sottoposte a prova brasiliana hanno raggiunto la rottura per slittamento tra il mattone e il giunto di malta, ma una parte di esse è arrivata a rottura per trazione. Si è innanzitutto ipotizzato che il valore della tensione di trazione, ricavata dal carico di rottura, dovesse corrispondere alla resistenza a trazione del mattone o della malta (in questo caso

essendo minore la resistenza a trazione del mattone, avrebbe dovuto corrispondere a questa), ma, applicando la formula della teoria di Boussinesque per il calcolo delle tensioni di compressione e trazione nel centro di un provino cilindrico, ciò non si è dimostrato veritiero. Dalle prove brasiliane sulle carote con giunto di malta orizzontale si ottiene una trazione di rottura pari a:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi ds} = \frac{2 \cdot 20123}{\pi \cdot 108,5 \cdot 93,75} = 1,26 \text{ MPa}$$

Questo valore è minore sia rispetto alla resistenza a trazione dei mattoni (2.04 MPa) sia della malta (2.6 MPa) e si è ipotizzato che ciò sia dovuto al fatto che in realtà esista una trazione aggiuntiva agente sul mattone, che la teoria di Boussinesque non prende in considerazione poiché relativa ad un materiale isotropo (caratteristica non appartenente alla muratura).

Il carico applicato ai campioni induce delle deformazioni orizzontali: la malta, confinata tra due parti di mattoni, tenderebbe a dilatarsi maggiormente rispetto al mattone, il quale impone, per congruenza, al giunto di legante di deformarsi quanto lui. Si ha quindi che le deformazioni impedito si trasformano in tensioni di trazione aggiuntive sul mattone, che si vanno ad aggiungere a quelle determinate mediante la formula di Boussinesque.

Nel seguito si riporta il procedimento matematico ipotizzato per spiegare questo tipo di rottura della muratura. Il mattone e la malta subiscono una deformazione orizzontale pari, rispettivamente, a:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x^b &= \frac{1}{E^b} [\sigma_x - \nu^b (\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_x^m &= \frac{1}{E^m} [\sigma_x - \nu^m (\sigma_y + \sigma_z)] \end{aligned} \quad (5.4.13)$$

con:

- σ_x tensione di trazione nel centro del provino calcolata mediante la formula di Boussinesque (5.3.9)
- σ_y tensione di compressione nel centro del provino calcolata mediante la formula di Boussinesque (5.4.9)

- E^b , E^m : moduli elastici rispettivamente del mattone (b) e della malta (m)
- ν^b e ν^m : moduli di Poisson del mattone (b) e della malta (m).

Poiché i mattoni e la malta hanno moduli elastici e moduli di Poisson diversi tra loro, le due deformazioni ricavate dalle 5.4.13 non assumono lo stesso valore, ma per congruenza bisogna avere:

$$\varepsilon_x^b = \varepsilon_x^m \quad (5.7.14)$$

quindi, poiché la malta dovrebbe avere un modulo di Young minore rispetto al mattone, essa dovrebbe subire delle deformazioni maggiori che non riesce ad esplicare perché vincolata dal mattone; la quota parte di deformazioni che la malta non riesce ad esplicare è:

$$\Delta\varepsilon_x = \varepsilon_x^m - \varepsilon_x^b \quad (5.7.15)$$

tali deformazioni si trasformano in una tensione aggiuntiva applicata sul mattone pari a:

$$\sigma_x^* = \Delta\varepsilon_x \cdot E^b \quad (5.7.16)$$

Sommando questa tensione di trazione aggiuntiva alla tensione ricavata mediante Boussinesque si dovrebbe ottenere il valore della resistenza a trazione del mattone.

Per applicare questa teoria si necessita dei valori dei moduli di Young e di Poisson della malta e del mattone, valori che in questa campagna sperimentale non sono stati ricavati, ma, al fine di verificare se questa teoria può spiegare la rottura per trazione della muratura, si è deciso di cercare in letteratura dei valori dei moduli per malte e mattoni aventi le stesse caratteristiche meccaniche di quelli oggetto di studio.

In letteratura per una malta cementizia di classe M8 si sono trovati i seguenti valori dei moduli:

$$E^m = 9000 \text{ MPa}$$

$$\nu^m = 0,2$$

mentre per mattoni con resistenza media a compressione pari a circa 40 MPa:

$$E^b = 12000 \text{ MPa}$$

$$\nu^b = 0.15$$

Inserendo questi valori nelle formule da 5.7.13 a 5.7.16 si ottiene:

$$\varepsilon_x^b = 1.5225 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_x^m = 2.24 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_x = \varepsilon_x^m - \varepsilon_x^b = 7.175 \cdot 10^{-5}$$

$$\sigma_x^* = \Delta\varepsilon_x \cdot E^b = 0.861 \text{ MPa}$$

Sommandola alla tensione calcolata mediante le formule di Boussinesque, si ottiene:

$$\sigma_{tot} = \sigma_x + \sigma_x^* = 2.121 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione del mattone è pari a 2.04 MPa, quindi, se effettivamente i valori dei moduli della malta e del mattone dovessero rappresentare i materiali costituenti i muretti indagati in questa sperimentazione, l'ipotesi delle tensioni aggiuntive, indotte dalle deformazioni che non si possono spiegare, risulterebbe corretta.

Per validare tale ipotesi è però necessario eseguire altre campagne sperimentali in cui, oltre a tutti i parametri ricavati in questa, si determinino anche i valori dei moduli elastici e di Poisson dei materiali costituenti la muratura.

6 – APPLICAZIONE AD UN EDIFICIO ESISTENTE: SCUOLA ELEMENTARE DI CASTENASO

In questo capitolo si riporta un confronto tra i risultati ottenuti eseguendo un'analisi statica non lineare con i parametri offerti dalle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 al §C8A e quelli ricavati mediante prove sperimentali.

6.1 – DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini un'adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 al §C8A propongono una stima del livello di conoscenza acquisito in base al quale si possono definire i valori medi dei parametri meccanici caratterizzanti la muratura costituente l'edificio in esame.

6.1.1 – RILIEVO ARCHITETTONICO

Come testimoniato da prospetti, piante e sezioni di seguito riportate, l'edificio presenta un corpo centrale risalente ad inizio '900, successivamente ampliato attorno alla metà del secolo scorso attraverso la realizzazione delle due ali laterali di altezza inferiore rispetto all'esistente.

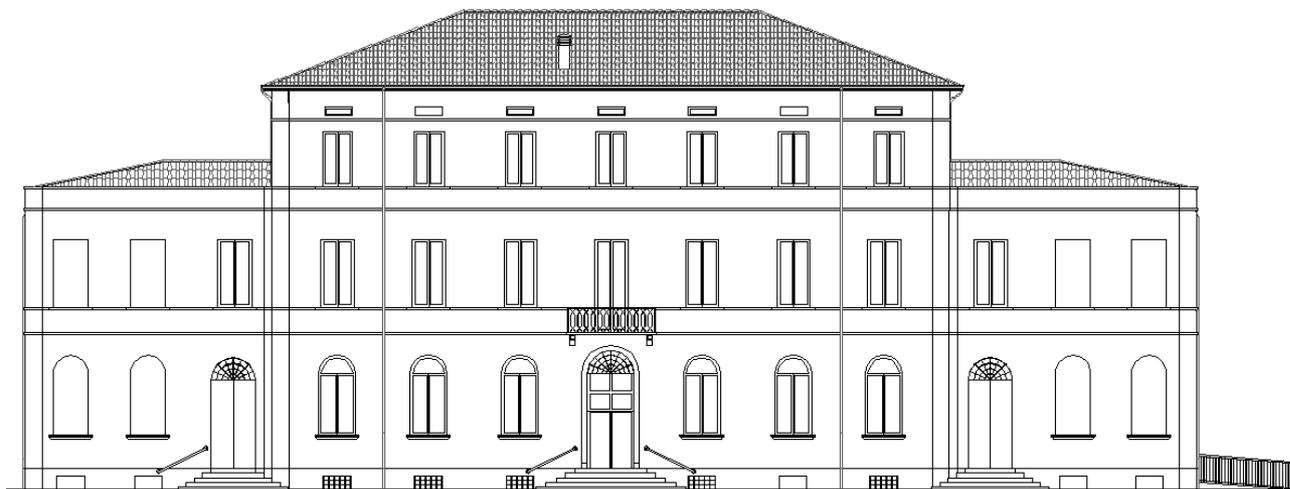


Fig. 6.1.1 - Prospetto Sud-Ovest

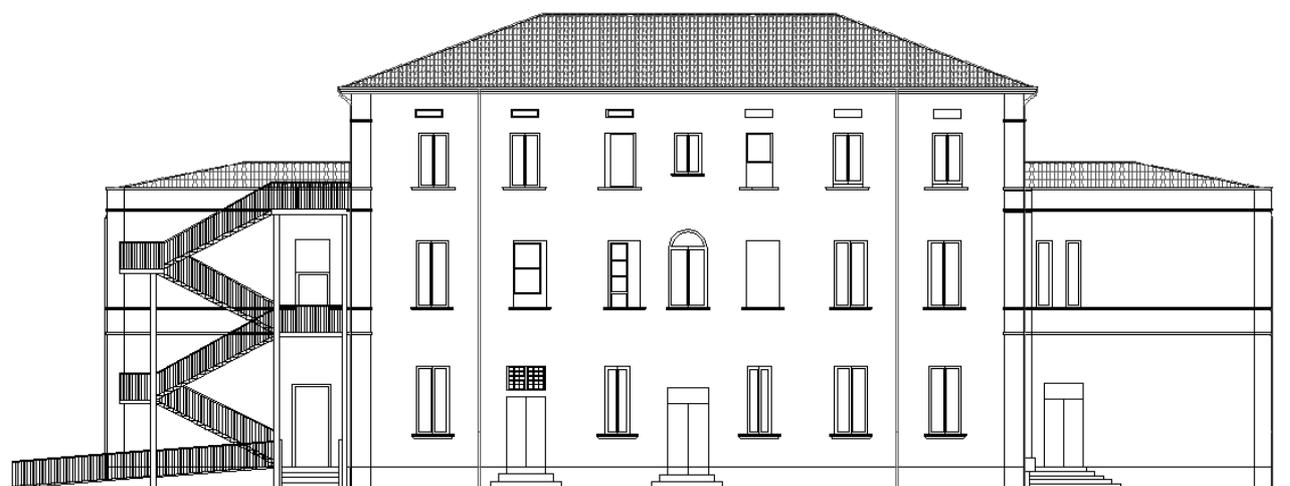


Fig. 6.1.2 - Prospetto Nord-Est

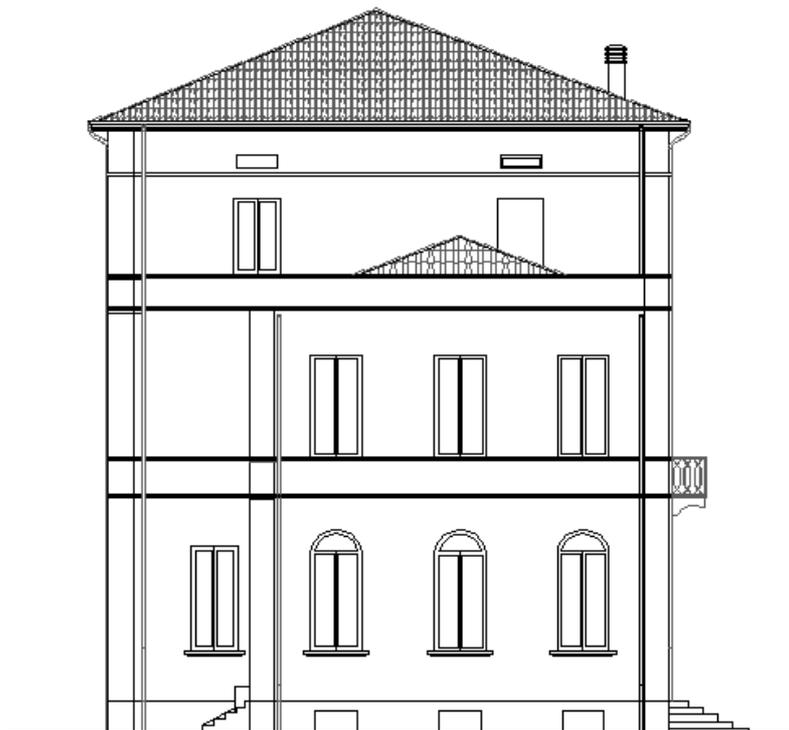


Fig. 6.1.3 - Prospetto Nord-Ovest

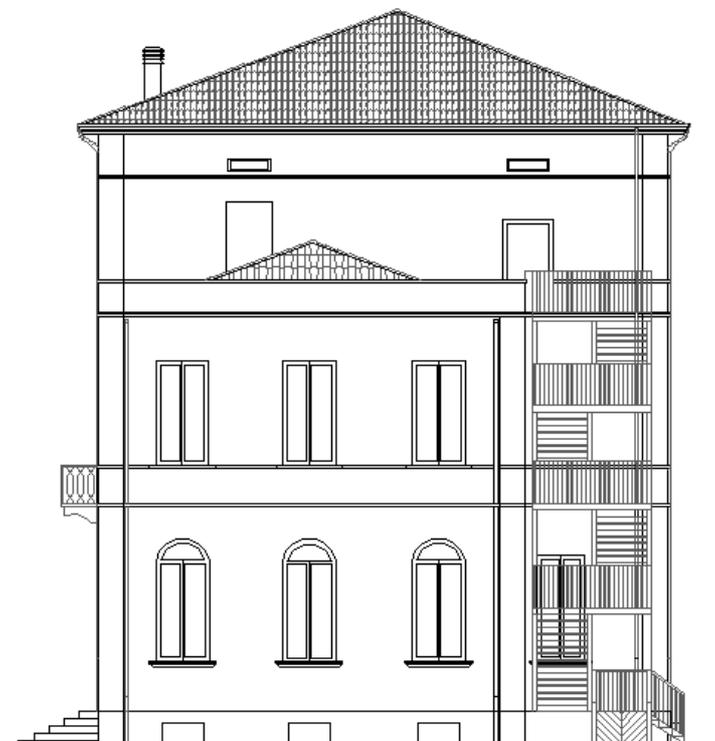


Fig. 6.1.4 - Prospetto Sud-Ovest

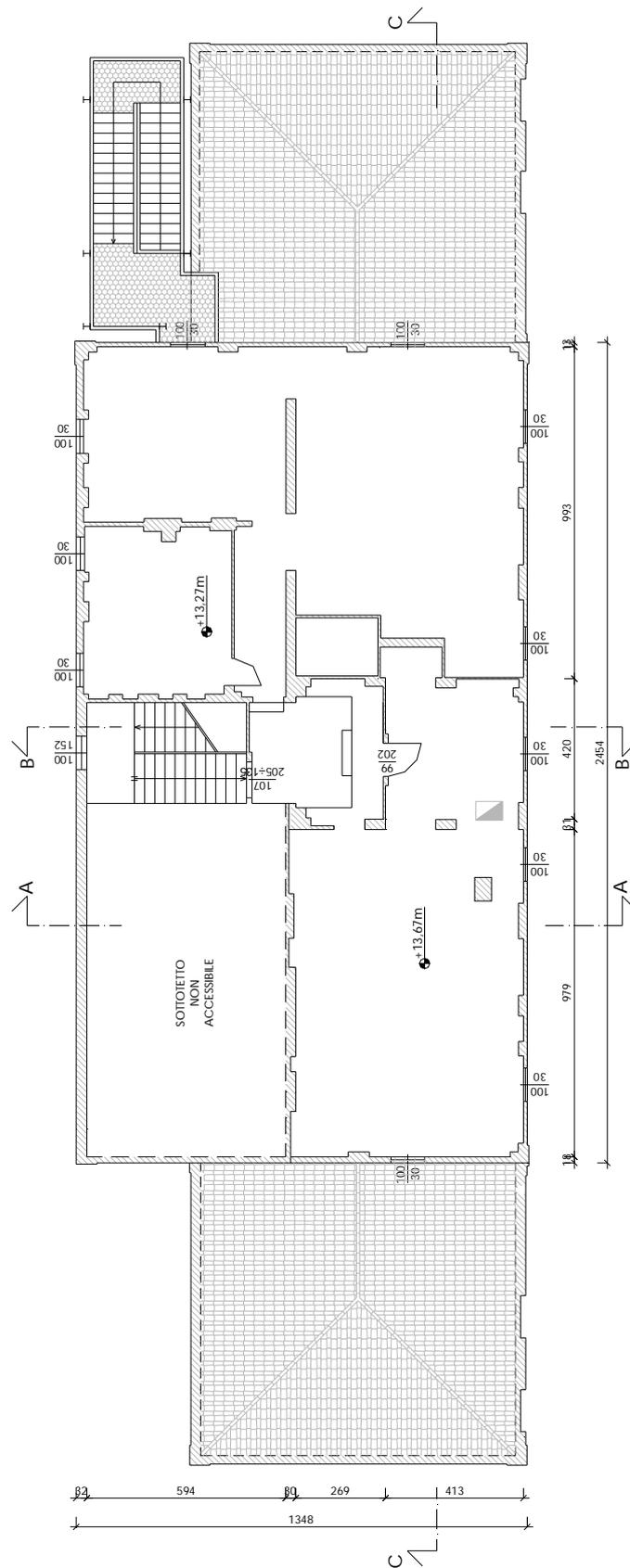


Fig. 6.1.9 - Pianta Piano Sottotetto

Sezioni

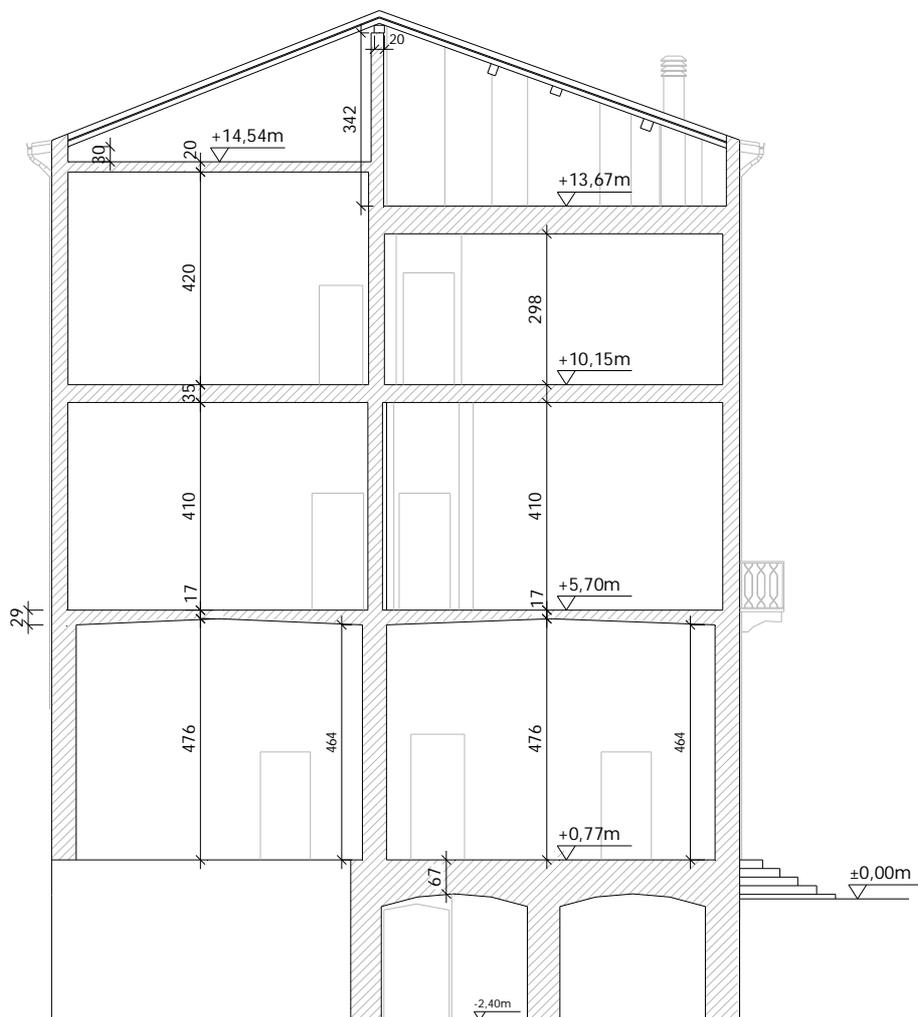


Fig. 6.1.10 - Sezione A-A

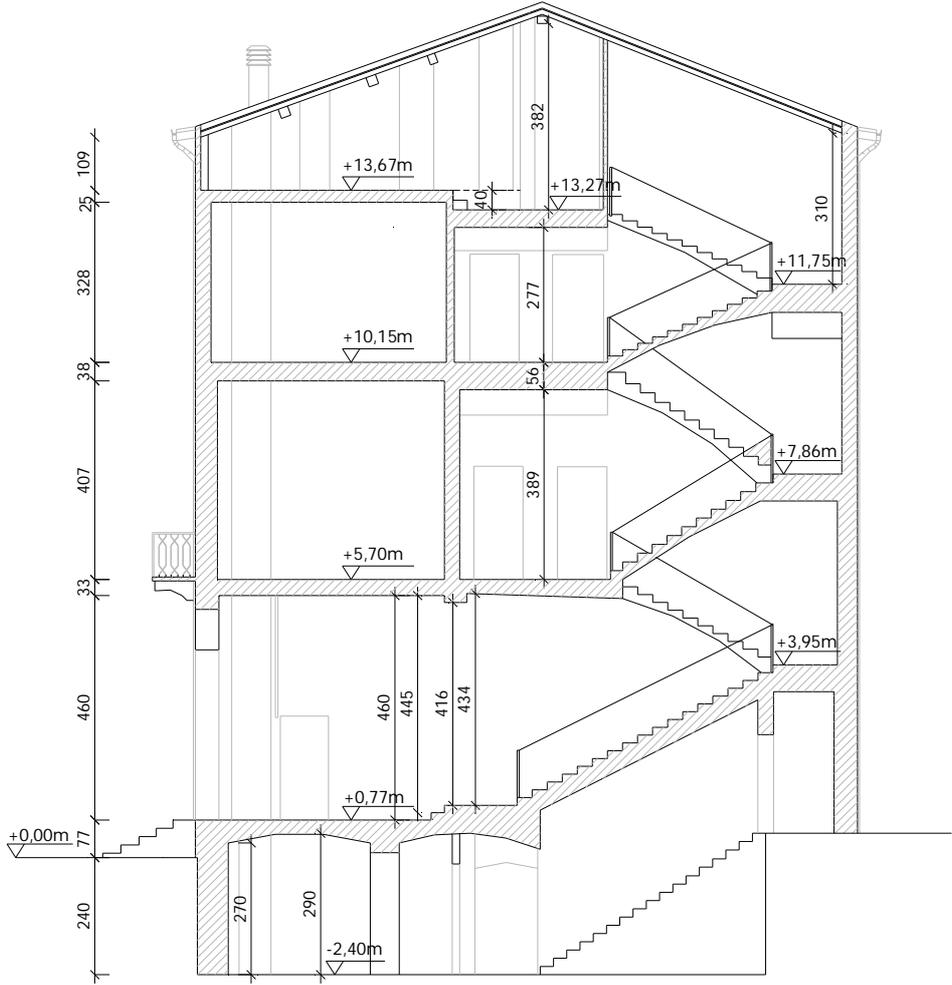


Fig. 6.1.11 - Sezione B-B

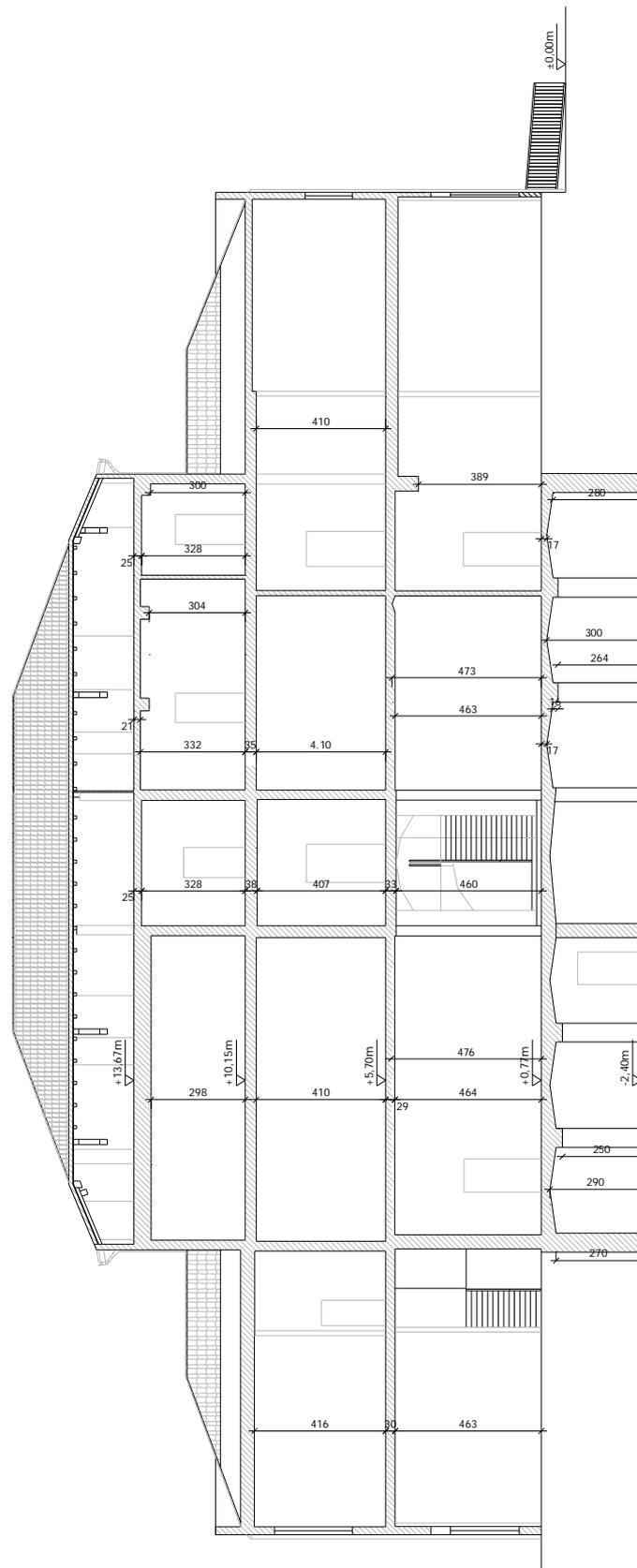


Fig. 6.1.12 - Sezione C-C

6.1.2 – INDAGINI SUI SOLAI

L'edificio presenta una notevole eterogeneità in merito alle tecnologie realizzative dei solai: il primo orizzontamento è infatti costituito da volte a vela in muratura, il secondo e il terzo dall'alternanza di solai in putrelle e voltine, tavelloni e volterrane in laterizio, il quarto da solai lignei in alcuni casi rinforzati da profili d'acciaio, la copertura infine poggia su capriate lignee dallo schema irregolare di cui non si possiede un'accurata descrizione geometrica.

Al fine di eseguire una corretta analisi dei carichi, indispensabile per le successive verifiche statiche e dinamiche, sono stati effettuati dei sondaggi mediante foro passante che hanno permesso di quantificare l'entità dei carichi permanenti.

Si riportano di seguito le indagini effettuate ai vari piani.

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SEMINTERRATO E RIALZATO

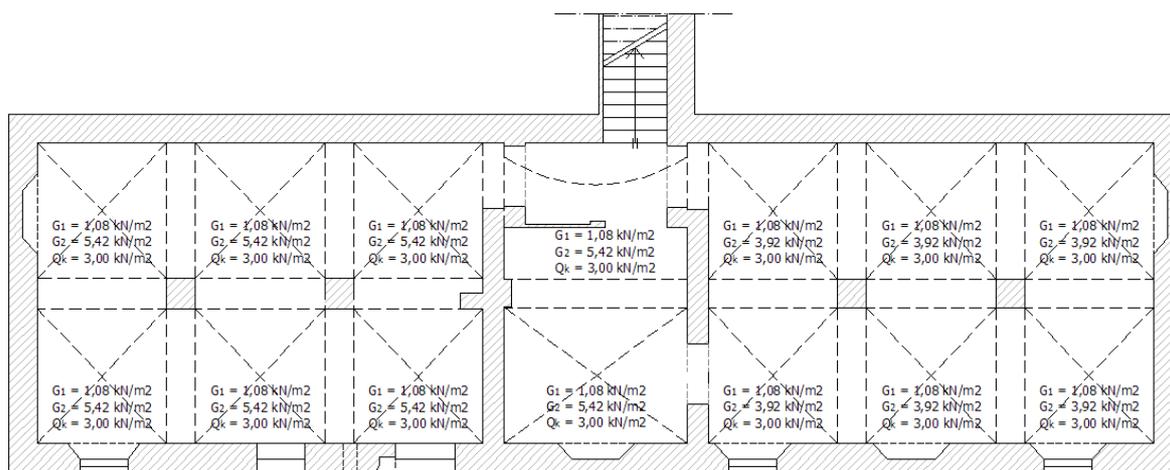


Fig. 6.1.13 - Carichi orizzontamento tra piano Seminterrato e Rialzato

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO RIALZATO E PRIMO

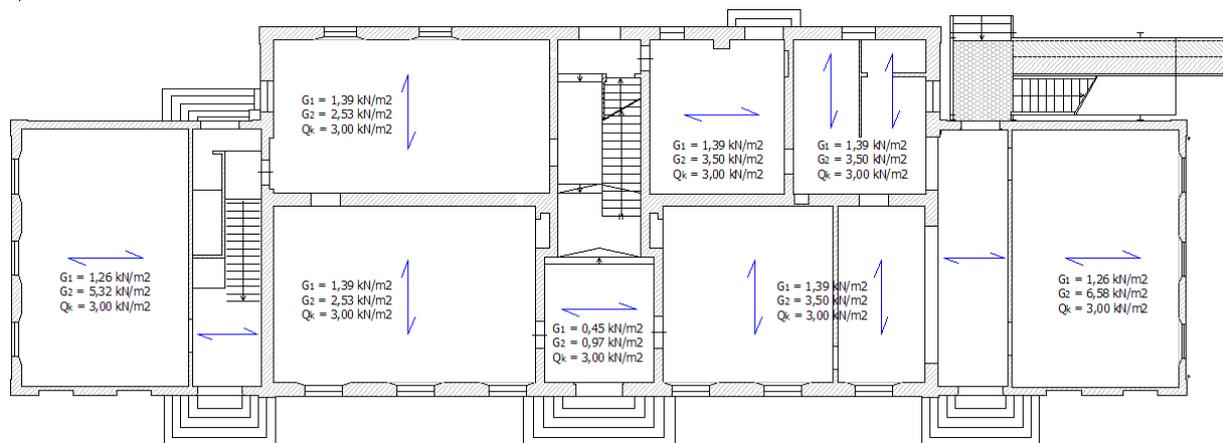


Fig. 6.1.14 - Carichi orizzontamento tra piano Rialzato e Primo

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO PRIMO E SECONDO

Nelle due ali dell'edificio, non essendo stato eseguito alcun sondaggio e data la presenza di profili accoppiati in acciaio, si ipotizza un carico pari a quello maggiore tra quelli gravanti nelle due ali al piano inferiore (P-S7).

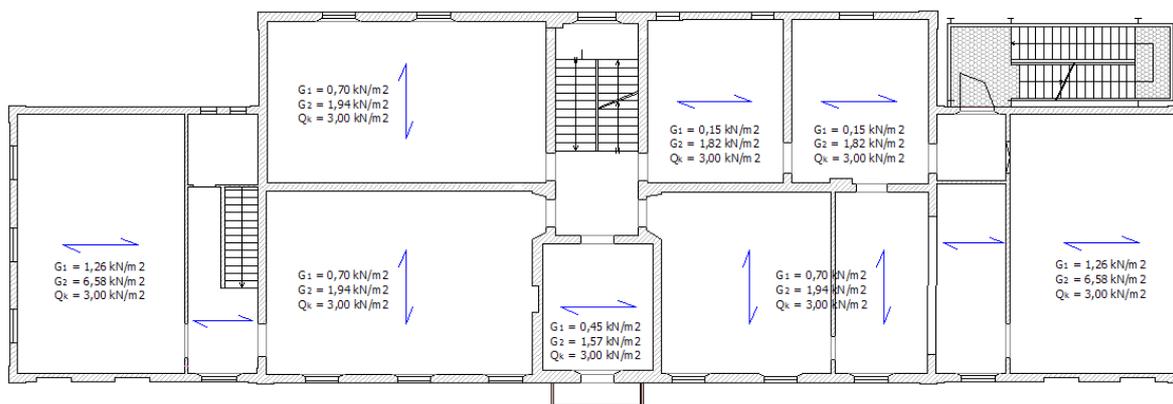


Fig. 6.1.15 - Carichi orizzontamento tra piano Primo e Secondo

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SECONDO E SOTTOTETTO

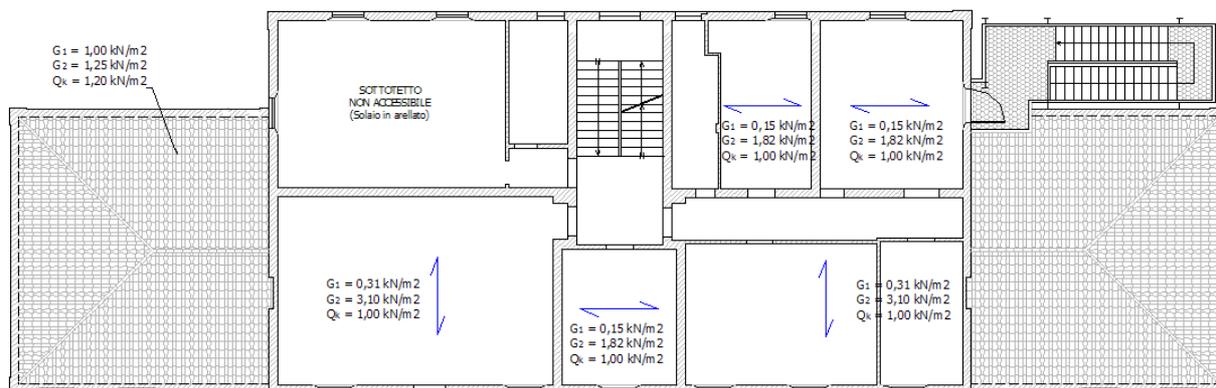


Fig. 6.1.16 - Carichi orizzontamento tra piano Secondo e Sottotetto

6.2 – ANALISI SISMICA

6.2.1 – CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

Con riferimento a quanto espresso al §8.7.1 del D.M. 2008, relativo alle costruzioni esistenti in muratura, l'analisi sismica globale deve considerare il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai.

Per l'individuazione delle pareti resistenti al sisma non si sono quindi osservate le limitazioni di Tabella 7.8.II del D.M. 2008 relative ai valori dello spessore minimo e della snellezza massima che, nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali, valgono:

$$t_{\min} = 240 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\max} = 12$$

ma si sono inserite nel modello resistente tutte le pareti portanti (spessore minimo 15 cm.) aventi continuità in elevazione fino alla fondazione. Su tali pareti il carico orizzontale applicato dipende dalla loro rigidità nel proprio piano, dalla rigidità dell'impalcato soprastante e dalle modalità di collegamento delle pareti tra loro.

Nell'edificio in esame gli impalcati, caratterizzati da solai in acciaio e in legno, sono deformabili estensionalmente, inoltre sulle murature sottostanti non sono presenti né un cordolo continuo né catene, pertanto ciascuna parete assorbe ad ogni piano una forza

orizzontale proporzionale alla massa che grava su di essa, tale forza d'inerzia dovrà essere assorbita e trasmessa alla fondazione dalla sola parete cui compete.

Mediante gli interventi di consolidamento si è ottenuta l'infinita rigidità degli impalcati che rende possibile la sostituzione della reale distribuzione delle forze d'inerzia con la loro risultante applicata al baricentro delle masse e ripartita tra le varie pareti in funzione della loro rigidità. Nel seguito si farà riferimento all'edificio già consolidato e avente quindi i solai infinitamente rigidi.

6.2.2 – ANALISI STATICA NON LINEARE

6.2.2.1 – Generalità e campo di applicazione

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come la struttura in muratura in esame, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e di conseguenza il più adatto a valutare la risposta sismica globale dell'edificio.

E' un'analisi "statica" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineare" per il modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico e, per le costruzioni esistenti, consiste nell'applicare, indipendentemente dalle percentuale di massa partecipante sul primo modo, come distribuzione principale quella proporzionale alle forze statiche (I modo) e come secondaria una distribuzione proporzionale alle masse.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la *curva di capacità* della struttura. Tale curva intende rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti in fase di sisma ed è un indicatore del comportamento post-elastico della struttura permettendo di

cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare.

Per la determinazione della richiesta in spostamento in fase di sisma, da confrontare poi con il valore massimo dello spostamento offribile dall'edificio, l'analisi richiede che alla struttura reale venga associato un sistema equivalente ad un grado di libertà:

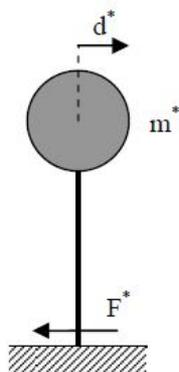


Fig. 6.2.1: Sistema equivalente ad un grado di libertà

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle seguenti relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad (6.2.1)$$

$$d^* = d_c / \Gamma \quad (6.2.2)$$

dove Γ è il *fattore di partecipazione modale* definito come:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (6.2.3)$$

con:

- τ vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata
- φ modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$
- M matrice di massa del sistema reale

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce poi una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

Indicando con :

F_{bu} la resistenza massima della struttura reale

F_{bu}^* la resistenza massima del sistema equivalente, calcolata come:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad (6.2.4)$$

il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

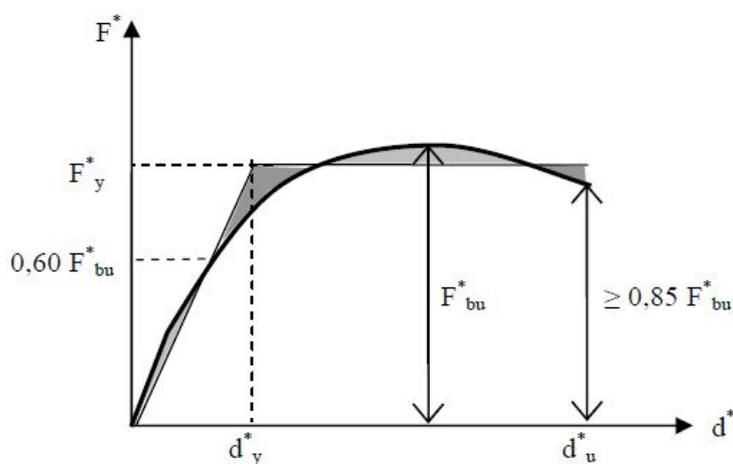


Fig. 6.2.2: Diagramma bilineare equivalente

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (6.2.5)$$

dove:

m^* si determina attraverso la relazione:

$$m^* = \varphi^T M \tau \quad (6.2.6)$$

k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare

Se $T^* \geq T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (6.2.7)$$

dove:

S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

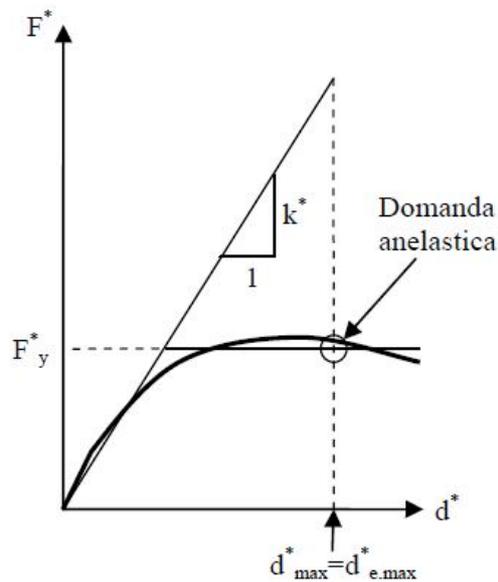


Fig. 6.2.3: Spostamento di riferimento per $T > T_C$

Se $T^* < T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene attraverso l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (6.2.8)$$

dove:

q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (6.2.9)$$

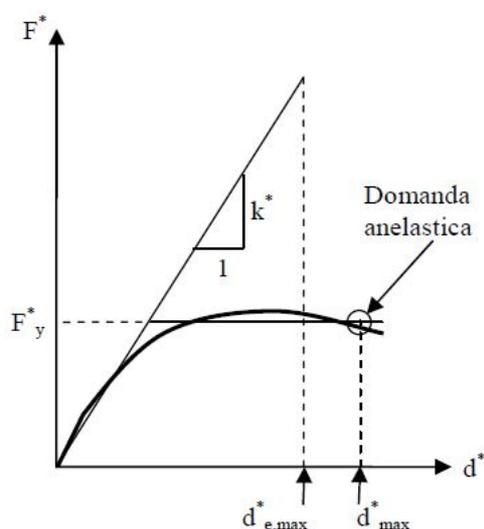


Fig. 6.2.4: Spostamento di riferimento per $T < T_C$

Gli effetti torsionali accidentali, che tengono conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, sono considerati assumendo un'eccentricità accidentale in ogni direzione non inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

6.2.2.2 – Verifica di sicurezza

Si verifica la domanda in spostamento d_{\max}^* per lo stato limite in esame sia inferiore allo spostamento ultimo offerto dall'edificio d_u che, per lo *Stato Limite di Danno* è pari allo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede il valore $0,003h$ (con h

altezza di piano), mentre per lo *Stato Limite Ultimo* è pari allo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Affinché la verifica di sicurezza possa ritenersi soddisfatta è necessario verificare che il fattore q^* , definito come il rapporto tra il taglio totale agente alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, non ecceda il valore 3.

6.3 – ANALISI SISMICA MEDIANTE L'UTILIZZO DI UN PROGRAMMA A MACROELEMENTI: 3MURI

Primo passo per la modellazione dell'edificio nel programma di calcolo è stato quello di definire, piano per piano, la geometria della pareti resistenti al sisma sulla base del rilievo descritto al §6.1 e dei criteri esposti al §6.2. Si sono eseguiti due modelli (entrambi con solai infinitamente rigidi):

1. nel primo si sono inseriti i valori dei parametri meccanici forniti dalla tabella C8.A.2.I della Circolare;
2. nel secondo invece i parametri determinati mediante prove sperimentali.

Al fine di ottenere una maggiore affidabilità dei risultati legata ad un minor onere computazionale, si è scelto di modellare solamente la parte di edificio sulla quale agisce direttamente l'azione sismica, ovvero quella fuori terra; l'impossibilità inoltre di creare elementi inclinati rappresentanti le falde di copertura ha reso necessario concentrare le masse di quest' ultima sull'orizzontamento immediatamente sottostante.

Ai vari solai sono stati assegnati i carichi conformemente a quanto illustrato al §6.1.

Il programma permette inoltre di valutare il comportamento delle fasce di piano attraverso l'eventuale inserimento di cordoli in c.a. e piattabande la cui assenza nell'edificio in esame ne determina un comportamento debole che porta le fasce a fessurarsi prima dei maschi che, in condizioni limite, possono assumere il comportamento di mensole estese sull'intera altezza dell'edificio.

Si propone di seguito il risultato della modellazione dei vari piani dell'edificio (con q si indica la quota del solaio rispetto al piano di fondazione) e la conseguente veduta d'insieme:

Piano Seminterrato ($Q = 0,72 M.$)

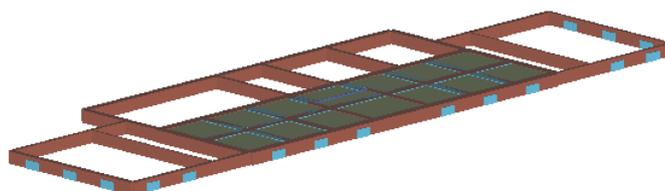


Fig. 6.3.1 - Modello in 3Muri: Piano seminterrato

Piano Rialzato ($Q = 5,62 M.$)

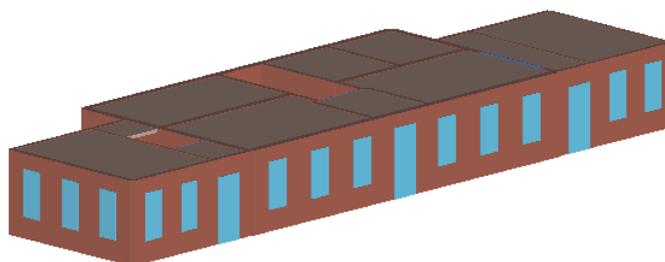


Fig. 6.3.2 - Modello in 3Muri: Piano Rialzato

Piano Primo ($Q = 10,06 M.$)

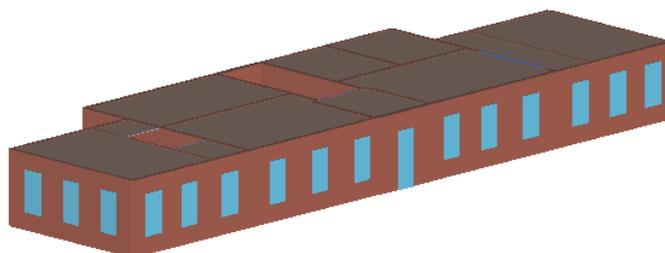


Fig. 6.3.3 - Modello in 3Muri: Piano Primo

Piano Secondo (Q = 13,62 M.)

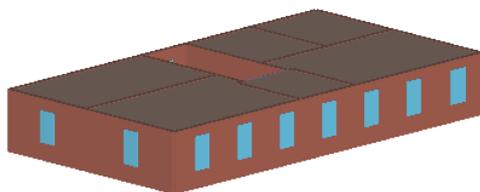


Fig. 6.3.4 – Modello in 3Muri: Piano Secondo

Modello Tridimensionale

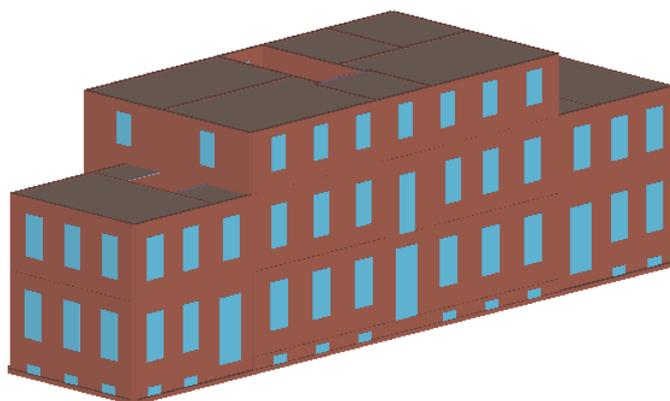


Fig. 6.3.5 - Modello completo in 3Muri

6.3.1 – TELAIO EQUIVALENTE E RISULTATI

Per ogni parete costituente l'edificio il software calcola automaticamente il telaio equivalente; si riporta a titolo esemplificativo il telaio equivalente generato a partire dalla suddivisione in macroelementi della parete del prospetto Sud-Est:

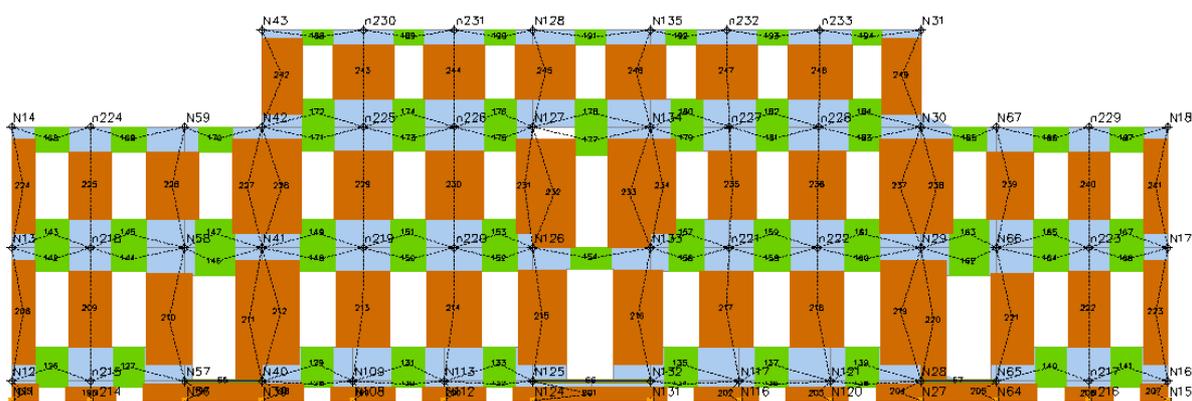


Fig.6.3.6 - Parete Sud-Est: suddivisione in macroelementi e telaio equivalente

Prima di effettuare l'analisi statica non lineare è stato necessario implementare nel programma tutti i parametri caratterizzanti l'azione sismica.

Il programma esegue poi ventiquattro analisi che derivano dal considerare entrambe le distribuzioni del carico sismico nei due versi delle due direzioni principali x e y e, per ogni direzione, l'eccentricità accidentale pari ad almeno il 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Per ogni analisi il programma determina la curva di capacità e il diagramma bilineare equivalente attraverso i quali è possibile effettuare le verifiche di sicurezza indicate al §6.2.2.2.

Per brevità espositiva si riporta in Fig. 6.3.7 la curva di capacità e il corrispondente diagramma equivalente per la sola parete di Sud-Est di cui in precedenza si è illustrato il telaio equivalente:

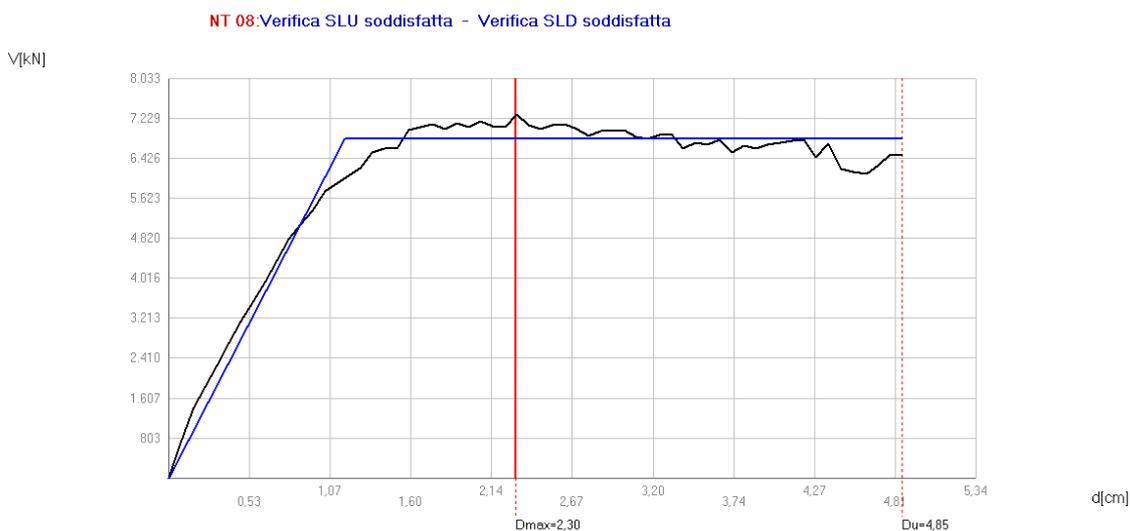


Fig. 6.3.7 - Parete Sud-Est: curva di capacità e diagramma bilineare equivalente

Si riassumono poi in Tabella 6.3.1 i risultati delle verifiche di sicurezza effettuate per ciascuna analisi, riportando nelle ultime due colonne i parametri α_u ed α_e rappresentanti α_{PGA} per lo SLV e lo SLD, con:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D} \quad (6.3.1)$$

dove:

PGA_C è l'accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico)

PGA_D è l'accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico)

I valori di α devono essere maggiori di uno affinché l'analisi sia verificata, in caso contrario forniscono un importante indicatore per valutare la percentuale di accelerazione tollerabile rispetto a quella spettrale di progetto.

Parametri meccanici dettati dalla Circolare					
Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[kN/m ³]
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	5,42	0,23	4550	1137,5	18

Tabella 6.3.1 - Parametri meccanici dettati dalla Circolare

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLV		α_u	α_c
				D_{Max} [cm]	D_u [cm]	$q^* SLU$	D_{Max} [cm]	D_d [cm]		
1	+X	Masse	0,0	2,30	4,85	1,54	0,83	2,30	1,79	2,21
2	+X	1° modo	0,0	3,36	5,02	2,23	1,25	2,30	1,34	1,61
3	-X	Masse	0,0	2,31	6,12	1,91	0,75	2,46	1,57	2,33
4	-X	1° modo	0,0	3,26	6,69	2,72	1,23	2,30	1,10	1,65
5	+Y	Masse	0,0	2,76	2,74	2,71	0,99	1,38	0,99	1,27
6	+Y	1° modo	0,0	3,65	3,06	3,63	1,47	1,48	0,83	1,01
7	-Y	Masse	0,0	3,03	3,98	2,88	1,13	2,27	1,04	1,74
8	-Y	1° modo	0,0	4,07	3,58	3,97	1,70	2,73	0,76	1,54
9	+X	Masse	64,4	2,30	4,72	1,53	0,83	2,16	1,75	2,11
10	+X	Masse	-64,4	2,31	4,64	1,55	0,83	2,12	1,72	2,07
11	+X	1° modo	64,4	3,38	4,97	2,21	1,25	2,40	1,36	1,66
12	+X	1° modo	-64,4	3,32	5,05	2,26	1,22	2,19	1,33	1,57
13	-X	Masse	64,4	2,29	5,99	1,90	0,74	2,39	1,58	2,29
14	-X	Masse	-64,4	2,30	5,64	1,88	0,75	2,45	1,60	2,32
15	-X	1° modo	64,4	3,26	6,16	2,72	1,23	2,32	1,10	1,66
16	-X	1° modo	-64,4	3,26	6,66	2,67	1,22	2,44	1,13	1,74
17	+Y	Masse	210,7	2,92	2,46	3,06	1,09	1,76	0,86	1,46
18	+Y	Masse	-210,7	2,66	2,66	2,70	0,94	1,26	0,99	1,23
19	+Y	1° modo	210,7	3,77	2,95	4,03	1,55	2,26	0,74	1,39
20	+Y	1° modo	-210,7	3,53	3,25	3,47	1,42	2,46	0,86	1,61
21	-Y	Masse	210,7	3,17	3,97	3,37	1,23	2,06	0,89	1,53
22	-Y	Masse	-210,7	2,93	4,32	2,48	1,05	2,51	1,21	1,95
23	-Y	1° modo	210,7	4,10	3,28	4,59	1,73	2,45	0,65	1,38
24	-Y	1° modo	-210,7	4,07	4,03	3,44	1,69	3,18	0,87	1,77

Tabella 6.3.2 - Analisi Statica non Lineare – Risultati modello con parametri meccanici dettati dalla Circolare

Successivamente si è ripetuto lo stesso procedimento, ma introducendo i valori dei parametri meccanici ottenuti dalle prove di laboratorio:

Parametri meccanici ricavati da prove di laboratorio					
Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[kN/m ³]
Muratura in mattoni pieni con malta cementizia	12,38	0,29	11318	5096	18

Tabella 6.3.3 - Parametri meccanici ricavati da prove di laboratorio

La modellazione è la medesima, cambiano solo i risultati che vengono riportati in Tabella 6.3.2:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLV		α_u	α_c
				D_{Max} [cm]	D_u [cm]	$q^* SLU$	D_{Max} [cm]	D_d [cm]		
1	+X	Masse	0,0	0,84	3,40	1,32	0,26	1,74	2,27	3,25
2	+X	1° modo	0,0	1,54	3,96	2,00	0,39	1,74	1,50	2,42
3	-X	Masse	0,0	0,84	3,49	1,44	0,23	2,06	2,08	3,76
4	-X	1° modo	0,0	1,50	3,89	2,22	0,37	2,22	1,35	2,99
5	+Y	Masse	0,0	1,36	2,66	2,29	0,33	1,23	1,31	2,06
6	+Y	1° modo	0,0	1,84	3,19	2,94	0,59	2,30	1,02	2,68
7	-Y	Masse	0,0	1,50	3,63	2,45	0,40	0,90	1,23	1,56
8	-Y	1° modo	0,0	2,18	4,50	3,43	0,76	1,26	0,88	1,43
9	+X	Masse	64,4	0,83	3,26	1,31	0,26	1,84	2,29	3,38
10	+X	Masse	-64,4	0,83	3,15	1,33	0,26	1,26	2,25	2,65
11	+X	1° modo	64,4	1,53	3,91	1,97	0,40	1,84	1,53	2,53
12	+X	1° modo	-64,4	1,55	3,77	2,03	0,39	1,56	1,47	2,23
13	-X	Masse	64,4	0,84	3,98	1,48	0,23	1,99	2,03	3,70
14	-X	Masse	-64,4	0,82	3,25	1,44	0,23	1,66	2,09	3,26
15	-X	1° modo	64,4	1,49	4,70	2,36	0,38	1,75	1,27	2,51
16	-X	1° modo	-64,4	1,50	3,56	2,19	0,36	2,21	1,37	2,99
17	+Y	Masse	210,7	1,45	2,59	2,46	0,38	0,81	1,22	1,49
18	+Y	Masse	-210,7	1,25	2,13	2,24	0,30	0,74	1,34	1,55
19	+Y	1° modo	210,7	1,99	2,93	3,31	0,67	1,46	0,91	1,74
20	+Y	1° modo	-210,7	1,81	4,98	3,01	0,58	2,12	0,99	2,55
21	-Y	Masse	210,7	1,60	4,38	2,87	0,48	0,84	1,05	1,40
22	-Y	Masse	-210,7	1,43	3,55	2,13	0,34	1,01	1,41	1,76
23	-Y	1° modo	210,7	2,24	3,00	3,73	0,81	1,22	0,81	1,36
24	-Y	1° modo	-210,7	2,09	4,98	2,98	0,70	1,50	1,01	1,71

Tabella 6.3.4 - Analisi Statica non Lineare – Risultati del modello con parametri meccanici ricavati da prove di laboratorio

6.3.1.1 – CONSIDERAZIONI

Come è possibile notare osservando le due tabelle del paragrafo precedente utilizzare i parametri forniti dalla Circolare o quelli ricavati da prove di laboratorio comporta avere risultati molto diversi, infatti nel secondo caso si ha un maggior numero di analisi verificate.

Entriamo maggiormente nel dettaglio e confrontiamo i valori di α_u per ogni analisi nei due casi:

	Parametri Circolare	Parametri laboratorio
N.	α_u	α_e
1	1,79	2,27
2	1,34	1,50
3	1,57	2,08
4	1,10	1,35
5	0,99	1,31
6	0,83	1,02
7	1,04	1,23
8	0,76	0,88
9	1,75	2,29
10	1,72	2,25
11	1,36	1,53
12	1,33	1,47
13	1,58	2,03
14	1,60	2,09
15	1,10	1,27
16	1,13	1,37
17	0,86	1,22
18	0,99	1,34
19	0,74	0,91
20	0,86	0,99
21	0,89	1,05
22	1,21	1,41
23	0,65	0,81
24	0,87	1,01

Tabella 6.3.3 – Confronto tra i risultati ottenuti dai due modelli

Dalla tabella riassuntiva qui sopra si nota che, nel caso in cui si utilizzino i parametri ricavati da prove sperimentali, risultano verificate un maggior numero di analisi e quelle che erano già verificate nel modello con i parametri dettati dalla Circolare hanno un coefficiente α_u maggiore al caso precedente. Le analisi che non risultano verificate hanno comunque un valore di α_u compreso tra 0.88 e 0.99, quindi molto vicino all'unità.

Dal confronto proposto risulta evidente come la scelta dei parametri meccanici della muratura sia di fondamentale importanza per la valutazione della capacità di un edificio di rispondere ad un evento sismico, da qui la necessità di aver a disposizione dei metodi di indagine affidabili e poco invasivi che consentano di identificare con buona precisione le proprietà meccaniche della muratura e, in mancanza di tale possibilità, di poter usufruire di una classificazione normativa più dettagliata che offra al progettista degli strumenti idonei per valutare con precisione la vulnerabilità di un edificio e progettare di conseguenza gli opportuni interventi di consolidamento. La campagna sperimentale a cui si è fatto riferimento ai capitoli 4 e 5 mira proprio a gettare le basi per il raggiungimento di tali obiettivi.

7 – CONCLUSIONI E PROPOSTE PER FUTURE SPERIMENTAZIONI

Dall'esecuzione delle prove standard è stato possibile ricavare i parametri meccanici caratterizzanti la muratura oggetto di studio e necessari per le verifiche sismiche dell'edificio. La tipologia muraria indagata è composta da mattoni pieni e malta cementizia: questa non rientra nella tabella dell'allegato C8A della Circolare, in cui troviamo invece *muratura in mattoni pieni e malta di calce* e *muratura in mattoni semipieni e malta cementizia*, classi a cui è necessario fare riferimento nel caso non si disponga di risultati derivanti da prove di laboratorio. Di seguito si riporta una tabella di confronto tra i valori dei parametri meccanici delle due classi sopra citate e quelli ricavati dalle prove eseguite:

<i>Tipologia di muratura</i>	f_m	t_0	E	G
	N/cm^2	N/cm^2	MPa	MPa
muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400
	400	9,2	1800	600
muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	500	24	3500	875
	800	32	5600	1400
muratura in mattoni pieni e malta cementizia	780	24	8581	2537
	1537	36	16731	6971

Tabella 7.1 – Confronto tra i parametri meccanici di normativa e quelli ricavati dalle prove di laboratorio

La normativa attualmente vigente fornisce i valori per un numero ridotto di tipologie murarie e, come è possibile vedere nella tabella 7.1, la variazione di una sola caratteristica può influire notevolmente sui valori dei parametri meccanici: l'obiettivo è quindi quello di valutare la possibilità di ampliare l'attuale tabella programmando nuove campagne sperimentali mirate ad indagare non solo tipologie murarie differenti, ma aventi anche caratteristiche costruttive diverse, come, ad esempio, la tessitura muraria e lo spessore dei corsi di malta.

Tra i vari aspetti indagati, la campagna sperimentale condotta per questa tesi specialistica si è proposta di indagare il comportamento a taglio della muratura mediante prove su carote di diametro pari a 10 cm. Questo tipo di campione permette di arrecare meno disturbo alla struttura muraria e, date le sue dimensioni, di eseguire un maggior numero di prove, fattore importante per ottenere un numero statisticamente rilevante di risultati. L'interpretazione proposta per questa prova ha permesso di ricavare il valore della resistenza a taglio in assenza

di sforzi normali e dell'angolo di attrito: il primo parametro generalmente viene ricavato dalle prove di taglio su triplette, prova difficilmente eseguibile su murature di edifici esistenti dato il particolare schema di prova; il secondo di solito si assume pari a 21.8° , secondo quando dettato da normativa.

Per quanto riguarda invece la rottura per trazione della muratura, mediante l'ipotesi delle tensioni aggiuntive indotte dalle deformazioni che non possono manifestarsi, si è giunti probabilmente alla determinazione della resistenza a trazione del mattone, ma anche in questo caso si propone di effettuare una più ampia campagna sperimentale in cui, oltre alle prove brasiliane su carote con giunto di malta orizzontale, si registrino i valori delle deformazioni dei mattoni e della malta al fine di ricavare i valori dei moduli elastici e di Poisson per validare l'ipotesi sopra citata.

BIBLIOGRAFIA

D.M.LL.PP. del 20/11/1987 *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*

UNI EN 1052-1: 2001 - *Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione*

UNI EN 1015-11: 2001 - *Metodi di prova per malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*

UNI EN 12390 – 6: 2002 – *Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini*

UNI EN 998-2: 2004 - *Specifiche per malte per opere murarie. Malte da muratura*

UNI EN 772-1: 2005 - *Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione*

UNI EN 1052 – 3: 2007 – *Metodi di prova per muratura. parte 3: Determinazione della resistenza iniziale a taglio*

DM 14 gennaio 2008- *Norme Tecniche per le Costruzioni*

Istruzioni per l'applicazione delle - “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

ASTM E519 / E519M - 10 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*

ASTM C1196-09 *Standard Test Method for In Situ Compressive Stress Within Solid Unit Masonry Estimated Using Flatjack Measurements*

ASTM C1197-09 *Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method*

A. Borri, M. Corradi, A. Vignoli 2001, “*Il problema della valutazione della resistenza a taglio della muratura mediante prove sperimentali*” X Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Potenza – Matera, Italia

A. Borri, M. Corradi, L. Galano, A. Vignoli 2004, “*Analisi sperimentali e numeriche per la valutazione della resistenza a taglio delle murature*” *Ingegneria Sismica* Anno XXI [50 – 67]

A. Benedetti, A. Aprile, L. Pelà 2008, “*Masonry properties determination via splitting tests on cores with a rotated mortar layer*” 8th international seminar on structural masonry

L. Jurina, “*La caratterizzazione meccanica delle murature - Parte seconda: martinetti piatti*”

E. Hendry 2001, “*Masonry walls materials and construction*” *Construction and Building Materials* 15 [323 – 330]

R. Giacchetti, S. Bufarini, V. D’Aria 2005 “*Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura*”

T.P. Tassios 1988, “*Meccanica delle murature*”

O. Belluzzi 1980, “*Scienza delle Costruzioni*” Vol. 3

L. Gambarotta, L. Nunziante, A. Tralli 2003, “*Scienza delle costruzioni*”

M. Mariani, “*Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*”

Ringraziamenti

Inizio con il ringraziare l'Ing. Davide Grandis per avermi proposto e dato la possibilità di studiare un argomento molto interessante e per avermi permesso di toccare con mano un aspetto della professione che in questo percorso universitario non avevo ancora avuto la possibilità di affrontare in prima persona.

Vorrei poi ringraziare l'Ing. Sergio Tralli per la disponibilità nel portare avanti questo lavoro sperimentale e per gli spunti e le nozioni fornitemi per l'analisi dei risultati, inoltre ringrazio anche il Dott. Andrea Forno per la disponibilità nell'esecuzione delle prove di laboratorio oggetto di questa tesi.

Ora invece vorrei ringraziare tutte le persone che mi sono state vicine in questo percorso: non posso non iniziare da mia mamma, mia sorella e i miei nonni per avermi permesso di affrontare questo percorso, per avermi sempre sostenuta, per una semplice parola di sostegno o una battuta per sdrammatizzare nei momenti di difficoltà, per aver creduto in me e per avermi dato fiducia...GRAZIE!

Voglio poi ringraziare Checco perché ha avuto una pazienza che pochi avrebbero avuto al suo posto, per avermi sopportato e supportato durante questi anni, per essere sempre stato al mio fianco, per ogni parola di conforto che mi ha detto, grazie di cuore!

Un grazie anche a Marti, Checco, Teo B, Gina, Dario, Teo Manfer, Ilvia, Paolo e a tutti gli altri che hanno iniziato con me (o che ho incontrato durante questi anni) per aver reso possibile la creazione di quella che gli "esterni" definiscono una grande famiglia ed è anche grazie a voi che sono arrivata alla conclusione di questo percorso.

Grazie alle amiche di sempre, a coloro che conosco da una vita e che hanno partecipato con i loro consigli a farmi arrivare fin qui: finalmente sono arrivata al fatidico giorno conclusivo (era ora!) e voglio ringraziare Ila e Eli per avermi trasmesso la forza di affrontare le difficoltà a cui mi sono trovata di fronte, per la partecipazione continua a questo mio percorso, insomma per esserci sempre state! Inoltre non posso non ringraziare Eli anche per tutte le volte che mi ha interrogato e si è sorbita nozioni ingegneristiche finché non ero

sufficientemente pronta per affrontare gli esami (ora tocca te iscriverti ad Ingegneria e io vado a fare Psicologia!!)

Gina, grazie perché hai affrontato con me gli alti e bassi di questo percorso a partire sin dal primo anno e inoltre per il sostegno datomi in questa ultima fase.

Dario lo voglio ringraziare per essere sempre stato disponibile ogni volta che ho avuto bisogno di aiuto.

Leo grazie per l'aiuto pratico che mi hai dato per la stesura della tesi, ma soprattutto grazie per le serate giovani e per cercare sempre di sdrammatizzare per farmi calmare quando mi agito.

Vale grazie per le serate da schegge impazzite e per l'interessamento di questo ultimo periodo.

Un grazie anche a tutti gli altri perché so che mi siete vicino in questo giorno così importante.

*Questa pagina la voglio terminare ringraziando colui che mi ha accompagnato passo passo in questi anni della laurea specialistica, colui con cui ho passato la maggior parte dei giorni di questi ultimi quattro anni...ebbene si compare, parlo proprio di te: **TEO** (nota la formattazione del tuo nome!!), ti voglio ringraziare perché sei la persona che meglio capisce quanto è stato impegnativo questo percorso poiché l'hai condiviso al mio fianco giorno per giorno. Grazie per il sostegno, per avermi spronato davanti alle difficoltà, per avermi ripetuto venti volte le cose finché non le capivo (ma le ho capite alla fine?? Mah!!) e poi diciamocela tutta, noi divorzieremo il 24 giugno, ma in questi anni oltre ad un ottimo rapporto "professionale" è nata una bellissima amicizia. Voglio dirti anche che sono contenta della scelta di terminare questo percorso con te, è la giusta conclusione a questi anni di fatica passati fianco a fianco!*

Rachele