



# Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale – ICEA  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

*Tesi di laurea*

*Consolidamento di murature storiche: analisi numerica  
e sperimentale del comportamento di pannelli di  
muratura rinforzati.*

*Caso studio: Ex Ospedale Geriatrico di Padova.*

Relatore: Prof. Ing. Renato Vitaliani

Laureanda: Sara Brandolese

Matricola: 1061243

Anno accademico 2014-2015



*Alla mia famiglia*



## Indice generale

<b>1</b>	<b>Le strutture in muratura</b> .....	<b>11</b>
1.1.	Tipologie murarie.....	11
1.2.	Elementi costitutivi .....	17
1.2.1.	Elementi in pietra .....	17
1.2.2.	Il mattone.....	18
1.2.3.	La malta.....	20
1.2.4.	Proprietà meccaniche degli elementi costituenti .....	22
1.3.	Livello di conoscenza.....	24
1.3.1.	Il rilievo geometrico e l'analisi storica.....	25
1.3.2.	Indagini sperimentali sui materiali .....	26
1.3.3.	Livello di conoscenza e fattore di confidenza .....	27
1.3.4.	Livello di conoscenza e determinazione delle caratteristiche meccaniche .....	28
1.3.5.	Coefficiente di sicurezza .....	30
1.4.	Caratterizzazione meccanica-indagini in situ .....	32
1.4.1.	Martinetti piatti.....	34
1.4.2.	Prova di scorrimento orizzontale del mattone .....	37
1.4.3.	Prova di compressione diagonale .....	39
1.5.	Il comportamento delle strutture in muratura .....	44
1.5.1.	Compressione monoassiale .....	45
1.5.2.	Trazione monoassiale .....	47
1.5.3.	Stati di tensione biassiale.....	47
1.5.4.	Comportamento delle murature in pietrame.....	49
<b>2</b>	<b>Consolidamento delle pareti in muratura</b> .....	<b>51</b>
2.1.	Meccanismi di collasso .....	51
2.1.1.	Meccanismi di collasso nel piano.....	51
2.2.	Tipologie di rinforzo .....	56
2.2.1.	Iniezioni di malta.....	56

2.2.2.	Rinforzo con materiali compositi - FRP .....	60
2.2.3.	Materiali compositi innovativi – SRG .....	64
<b>3</b>	<b>Strategie di modellazione.....</b>	<b>67</b>
3.1.	La scala di modellazione .....	67
3.1.1.	La micromodellazione .....	67
3.1.2.	Micromodellazione semplificata.....	69
3.1.3.	La macromodellazione.....	69
3.2.	Legami costitutivi.....	71
3.2.1.	Legami tipo NRT .....	71
3.2.2.	Legami plastici.....	72
3.2.3.	Legami di frattura continua.....	74
<b>4</b>	<b>Inquadramento storico del complesso “Ex Ospedale Geriatrico” .....</b>	<b>79</b>
<b>5</b>	<b>Sperimentazione in-situ .....</b>	<b>89</b>
5.1.	Caratterizzazione meccanica dei materiali in-situ.....	90
5.1.1.	Saggi di muratura.....	90
5.1.2.	Martinetti piatti e prova di scorrimento orizzontale del singolo mattone.....	91
5.2.	Consolidamento con iniezioni di malta e rinforzo tipo SRG.....	93
5.2.1.	Consolidamento del campione 1 - Iniezione di speciale miscela H63-P.....	94
5.2.2.	Consolidamento del campione 2 - rinforzo con SRG (Steel Reinforced Grout) .	95
5.3.	Sperimentazione in situ: prove di compressione diagonale .....	104
5.3.1.	Strumentazione .....	104
5.3.2.	Campione di prova 1 .....	107
5.3.3.	Campione di prova 2 .....	113
5.3.4.	Confronti.....	121
<b>6</b>	<b>Validazione dei modelli numerici .....</b>	<b>123</b>
6.1.	Il legame costitutivo .....	123
6.1.1.	Total strain crack model.....	124
6.1.2.	Campione 1 .....	126
6.1.3.	Campione 2 .....	131
6.2.	Analisi numerica.....	133
6.2.1.	Analisi dei risultati del campione 1 .....	133

6.2.2.	Confronto numerico-sperimentale del campione 1 .....	136
6.2.3.	Analisi dei risultati del campione 2 .....	137
6.2.4.	Confronto numerico-sperimentale del campione 2.....	139
<b>7</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>141</b>





# Introduzione

Questo lavoro di tesi si prefigge l'obiettivo di indagare il comportamento di due campioni in muratura storica rinforzati, realizzati presso il cantiere dell'Ex Ospedale Geriatrico di Padova sito in via Beato Pellegrino, futura sede del polo umanistico universitario.

I campioni 1 e 2, entrambi in muratura listata, caratteristica dell'intero complesso edilizio, sono stati consolidati con due diverse tecnologie. In particolare, il primo è stato rinforzato a mezzo della tecnica delle iniezioni di malta, mentre il secondo attraverso l'utilizzo di un materiale composito innovativo, denominato SRG, *Steel Reinforced Grout*, composto da una matrice inorganica a base di calce naturale e da un tessuto unidirezionale di microtrefoli in acciaio inox.

La sperimentazione condotta in situ ha previsto la realizzazione di due prove di compressione in diagonale attraverso le quali è stato possibile determinare i valori di resistenza meccanica e il modulo di rigidezza a taglio della muratura. In seguito alla determinazione dei valori di resistenza dei provini consolidati, si sono confrontati i risultati ottenuti con quelli forniti dalle analisi numeriche condotte su entrambi i campioni attraverso l'utilizzo del software MIDAS FEA. L'approccio numerico si è avvalso della teoria della meccanica non lineare della frattura "continua", implementata all'interno del programma attraverso un legame costitutivo di tipo Total Strain Crack.

In particolare dunque, nel capitolo 2, si forniscono alcune nozioni generali relative al materiale muratura, definendo le tipologie murarie esistenti, le caratteristiche degli elementi componenti e fornendo gli elementi necessari ad ottenere un adeguato livello di conoscenza del solido murario stesso. In seguito si inquadrano, da un punto di vista teorico, le prove sperimentali effettuate in situ, quali martinetti piatti e prove di compressione in diagonale e si definiscono le formulazioni necessarie al calcolo dei parametri meccanici di interesse. Inoltre, si descrive il comportamento delle strutture murarie soggette a diversi stati di sollecitazione quali compressione e trazione monoassiale e stati di tensione biassiale, soffermandosi in particolare sul comportamento delle murature in pietrame naturale.

Il capitolo 3 indaga i meccanismi di collasso tipici delle strutture in muratura, evidenziando in particolar modo i meccanismi di rottura nel piano. Successivamente, si presentano le tecniche di consolidamento utilizzate, focalizzando l'attenzione sulla tecnica delle iniezioni di malta e, preliminarmente alla trattazione del rinforzo di tipo SRG, si forniscono alcune indicazioni generali in merito al consolidamento tradizionale a mezzo di materiali compositi di tipo FRP al fine di comprendere al meglio la tecnologia innovativa proposta nella sperimentazione.

Nel capitolo 4, si fornisce una panoramica delle strategie di modellazione realizzabili e dei possibili legami costitutivi attraverso i quali descrivere il comportamento del solido murario

Il capitolo 5, dedicato all'indagine storica del complesso del Beato Pellegrino, è seguito dalla descrizione della sperimentazione effettuata, riportata nel capitolo 6. In quest'ultimo infatti si descrivono, oltre alle modalità di preparazione dei campioni, i risultati ottenuti dalle prove con martinetti piatti singoli e doppi, effettuate in precedenza alla sperimentazione in esame, ma necessari alla taratura dei parametri per le analisi numeriche successive. Infine, successivamente alla descrizione delle prove di compressione diagonale effettuate, si elaborano i risultati al fine di ottenere le caratteristiche meccaniche di interesse.

Il capitolo 7, corpo centrale del lavoro di tesi insieme al capitolo 6, è dedicato alla modellazione dei campioni e alla validazione degli stessi attraverso la realizzazione di analisi statiche non lineari precedute da un'opportuna taratura dei parametri che governano il processo fessurativo. Infine, il capitolo 8, conclude il presente elaborato, riportando le conclusioni relative alle analisi sperimentali e numeriche condotte ed alle prestazioni fornite dai due diversi sistemi di consolidamento proposti.

# 1 Le strutture in muratura

## 1.1. Tipologie murarie

La muratura è un materiale eterogeneo costituito dall'accoppiamento di unità (pietra naturale o artificiale-mattone) dotate di buone caratteristiche meccaniche, ma a comportamento fragile, e di malta (di calce o di cemento) caratterizzata da prestazioni inferiori [Menditto G., 2013]. Le pietre naturali, di natura silicea, argillosa, magnesiaca, calcarea, possono essere classificate in:

- Pietre da taglio: si prestano ad una buona lavorazione per essere utilizzate come elementi strutturali (travertino, marmi)
- Pietre da sbozzo: non sono idonee a ricevere una buona lavorazione e presentano una bassa tenacità (tufo).

Le malte sono miscele di leganti inorganici, aggregati fini, acqua ed eventuali componenti organici ed inorganici in proporzione tale da conferire al composito le caratteristiche fisico-meccaniche idonee e conformi ai requisiti normativi.

La natura composita della muratura, conferita dall'unione di unità e malta, determina una risposta ai carichi agenti piuttosto complessa in quanto quest'ultima è determinata dall'interazione delle due componenti. Tale accoppiamento di materiali isotropi e omogenei determina la nascita di un materiale anisotropo, non lineare, che presenta valori di resistenza a compressione sensibilmente maggiori di quelli a trazione. In particolare questo materiale è caratterizzato da un comportamento elastico lineare per bassi valori di deformazione, non lineare crescente fino ad un valore di picco della tensione a compressione, e da un conseguente ramo di softening lungo il quale la resistenza del continuo diminuisce più o meno rapidamente in funzione della composizione muraria (tipologia di unità e malta).

Una classificazione delle tipologie murarie può essere redatta in funzione della struttura e del materiale di cui sono composte [Menditto G., 2013]:

- *Murature in pietra*: in pietrame, in pietrame lavorato, in pietra conca ed in pietra di taglio a seconda del grado di regolarità delle pietre stesse e della loro posa in opera.

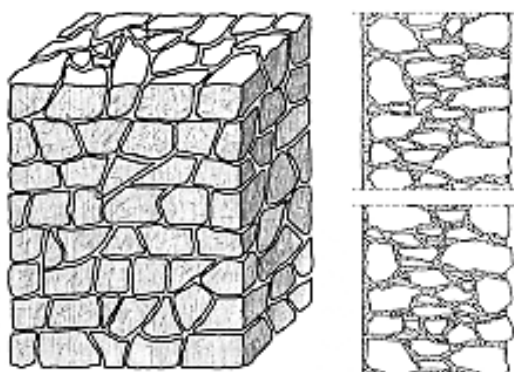


Figura 1 – Muratura di pietrame con malta [Menditto G., 2013]

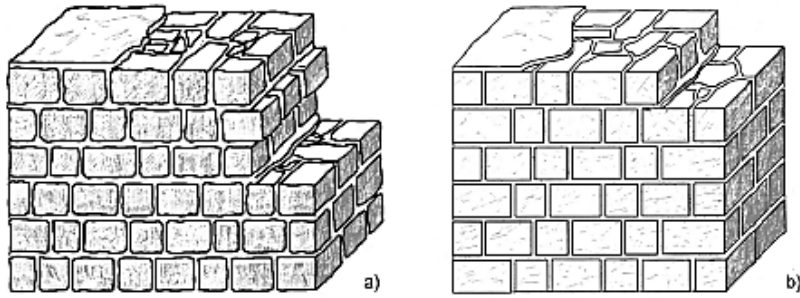


Figura 2- Muratura in pietrame lavorato [Menditto G., 2013]

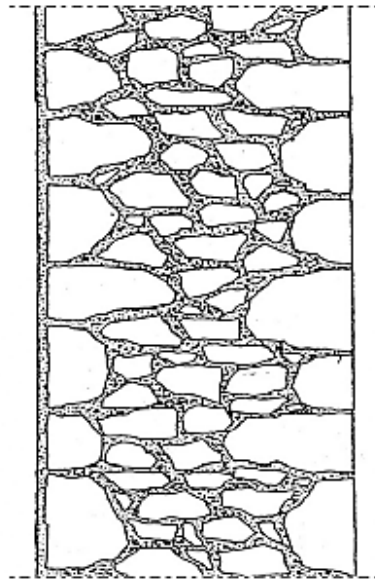


Figura 3- Muratura in pietra concia [Menditto G., 2013]

- *Murature miste o complesse*: sono caratterizzate dalla combinazione di materiali coerenti, quali la pietra e il laterizio, ed incoerenti quali riempimenti e conglomerati. Possono essere:
  - *Listate*: contraddistinte dall'alternanza lungo strati orizzontali delle strutture che le compongono. Pietre spaccate e ciottoli disposti per un'altezza variabile di 50-100 cm si alternano alle liste, strati orizzontali di mattoni, semplici, doppie o triple, la cui funzione è quella di realizzare superfici piane attraverso tutto lo spessore del muro.

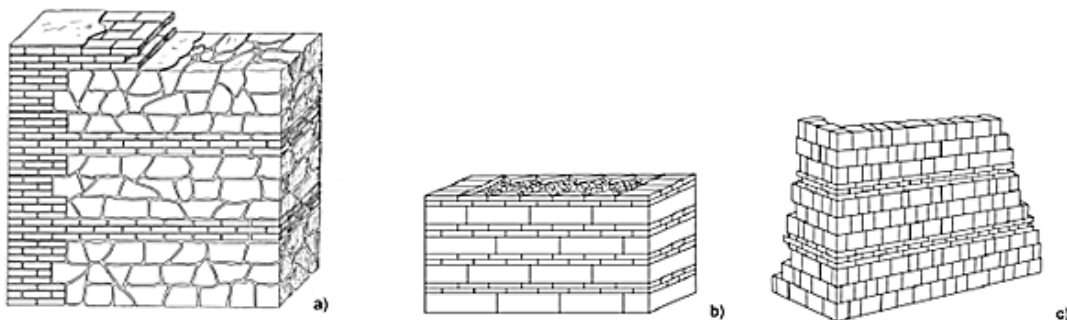


Figura 4 – Murature listate [Menditto G., 2013]

Tali fasce orizzontali di muratura vengono solitamente denominate “cinture” per la loro azione di cerchiatura esercitata rispetto al complesso murario.

La realizzazione di piani orizzontali trova spiegazione nel fatto che questi ultimi garantiscono una buona ripartizione dei carichi, migliorando così la stabilità e la resistenza globali. Affinché tale obiettivo venga perseguito, si procede disponendo più file di mattoni poiché la disposizione di un unico corso non assicurerebbe la ripartizione del carico.

Di primaria importanza, per queste murature miste, è assicurare che il collegamento tra i due diversi tipi di materiale sia essere eseguito orizzontalmente, ma anche verticalmente attraverso la realizzazione di “riseghe”, “cantonali” ed “ammorsature” rispetto alla restante struttura in pietrame. Inoltre bisogna porre attenzione alla realizzazione degli spigoli e degli incroci delle murature stesse.

- *Foderate o rivestite (a sacco)*: costituite da due paramenti esterni al cui interno è interposto un riempimento di pietrame informe e malta, collegati trasversalmente attraverso diaconi.

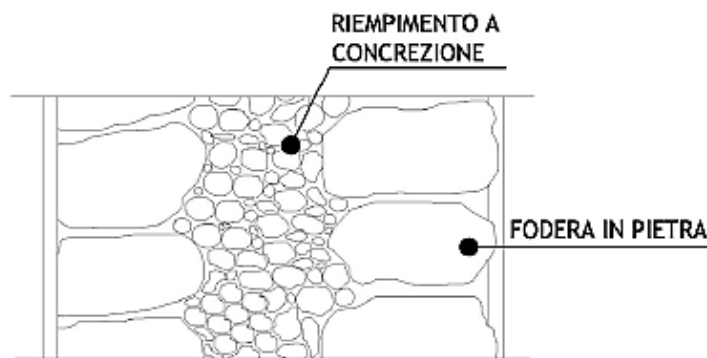


Figura 5- Muratura a sacco [Menditto G., 2013]

- *Intelaiate o baraccate*: costituite da un'ossatura portante in legno o acciaio a maglie rettangolari o triangolari all'interno delle quali è posto del materiale di riempimento (pietrame, laterizi).

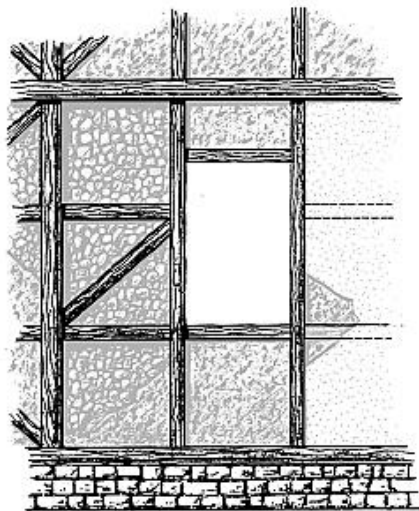


Figura 6- Muratura intelaiata [Menditto G., 2013]

- *Murature in laterizio*: costituite da elementi artificiali, mattoni, sovrapposti gli uni agli altri con interposizione di un materiale legante (malta). In relazione alla giacitura e allo spessore dell'elemento la muratura può essere definita: in foglio, in spessore e a due o più teste.

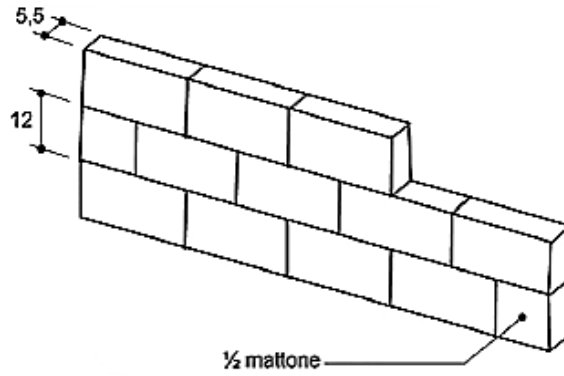


Figura 7- Muratura in foglio [Menditto G., 2013]

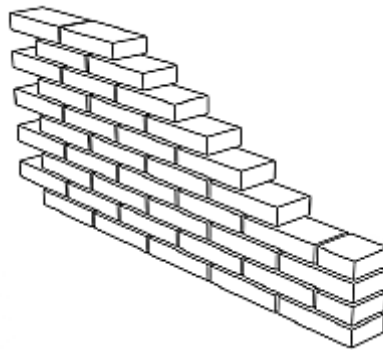


Figura 8- Muratura in spessore [Menditto G., 2013]

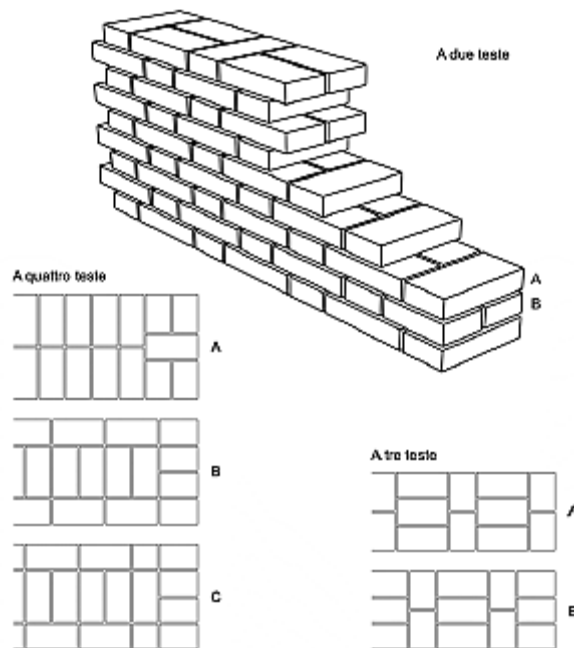


Figura 9- Muratura a due o più teste. [Menditto G., 2013]

Si riportano in seguito alcune tabelle relative alla percentuale di malta, il peso specifico, il coefficiente di dilatazione termica in funzione della tipologia muraria ed il carico di rottura e il modulo di elasticità longitudinale a compressione in funzione del materiale.

Tipologia muraria	Percentuale in quantità della malta
Ad elementi regolari	10%
In pietrame	(25-35%)
In calcestruzzo	(35-45%)

Le percentuali sono riferite al volume complessivo della muratura. Le malte possono essere di *calce*, di *cemento* (nelle opere importanti), *bastarde* cioè di calce e cemento mescolati. La composizione delle malte è normalmente di una parte di legante, tre parti di sabbia ed acqua a criterio. In particolare la più ricorrente composizione delle malte è costituita per:

- *muratura ordinaria* da sabbia di fiume e calce o detrito di cava;
- *murature in pietra da taglio* da grassello di calce e detriti calcarei passati al crivello;
- *murature in conci di calcare duro* da malta di calce mista a detrito di grana più grossa.

Tabella 1- Percentuale di malta in funzione della tipologia muraria

Muratura in	Peso specifico $\text{kNm}^{-3}$	Coefficiente di dilatazione termica lineare
Tufi	9	=
Mattoni	16	In direzione trasversale ai mattoni 0,00001-0,000014
Granito	26	=
Dolomiti e basalti	28-29	=

Tabella 2- Peso specifico e coefficiente di dilatazione termica in funzione della tipologia muraria

Materiale utilizzato	Carico di rottura				Modulo di elasticità longitudinale a compressione	
	A trazione		A compressione		estremi $\text{Nmm}^{-2} \times 10^2$	medio $\text{Nmm}^{-2} \times 10^2$
	estremi $\text{Nmm}^{-2}$	medio $\text{Nmm}^{-2}$	estremi $\text{Nmm}^{-2}$	medio $\text{Nmm}^{-2}$		
Graniti	2-6	3,5	100-200	160	500	600
Tufi vulcanici		0,8	3-7	6	30-150	
Calcari	3-7	5	50-150	90	400-700	
Travertini				54		
Puddinghe e conglomerati in genere			80-150	75		
Arenarie	1-4	2	40-130	80	50-300	
Mattoni pieni comuni				15		50
Mattoni pieni forti				18		100
Mattoni forati				2,5	150-300	
Malta di calce			0,2-0,8		5-10	
Malta di calce idraulica			1-2,5			
Malta di cemento (500)	0,6-1,5		7-20		90-200	
Malta di cemento (680)	1,2-4		15-40		170-350	
Calcestruzzo di cemento (500)	0,6-1,5		10-20		110-250	
Calcestruzzo di cemento (680)	1,5-3,5		20-50		250-350	

Per il *granito* si assume un peso specifico di  $23,00 \text{ kNm}^{-3}$ ; un coefficiente di Poisson  $\nu = 0,25$ ; una tensione a taglio di  $14-19 \text{ Nmm}^{-2}$ . Per il *marmo* si assume un peso specifico di  $27,00 \text{ kNm}^{-3}$ ; un modulo di elasticità normale di  $60.000 \text{ Nmm}^{-2}$ ; un coefficiente di Poisson  $\nu = 0,25$ ; una tensione di compressione di  $100 \text{ Nmm}^{-2}$ .  
Si noti che, per uno stesso tipo di materiale, i valori esposti in tabella variano con la provenienza, la direzione della forza ed anche con le modalità di prova.

Tabella 3- Carico di rottura e modulo di elasticità longitudinale in funzione del materiale

Nell'appendice C8A della Circolare Esplicativa del 2 febbraio 2009 «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008», è riportata una tabella relativa ai parametri meccanici (massimi e minimi) delle murature in funzione della tipologia. Tali valori e il peso specifico medio per le diverse tipologie di muratura sono riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 4- Parametri meccanici in funzione della tipologia di muratura

Dove:

- $f_m$  è la resistenza media a compressione della muratura,
- $\tau_0$  è la resistenza media a taglio della muratura
- E è il valore medio del modulo di elasticità normale,
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale,
- w è il peso specifico medio della muratura



## 1.2. Elementi costitutivi

La muratura portante, come precedentemente affermato, è composta da due elementi: un'unità naturale o artificiale (mattono o pietra) e la malta.

### 1.2.1. Elementi in pietra

Le murature possono essere realizzate interamente in pietra, a secco o con giunti di malta, o possono essere miste, come quelle listate precedentemente descritte. Le pietre utilizzate possono essere squadrate e di grandi dimensioni, utilizzate soprattutto per l'edilizia monumentale, oppure non squadrate, presenti principalmente nell'edilizia comune. Queste ultime, a causa del grado di irregolarità, caratterizzano murature prevalentemente a sacco o con elevata presenza di vuoti al loro interno. Il comportamento di murature così realizzate dipende fortemente dalla posizione, dal grado di incastro e dalle dimensioni delle pietre utilizzate; riveste invece un ruolo secondario la malta, se presente, poiché non circonda completamente gli inerti rendendo così carente o mancante il collegamento trasversale tra di essi.

Le tipologie di pietre utilizzate nell'edilizia devono rispettare requisiti di resistenza, durabilità, lavorabilità, porosità e durezza (non friabilità, assenza di sostanze solubili o residui organici, assenza di parti alterate o facilmente rimovibili, buona adesività alle malte). Tra queste possono essere annoverate il granito, la trachite e l'arenaria.

Si riportano in seguito le tabelle relative alle caratteristiche meccaniche di alcune rocce.

Materiale	Peso volumico kN/m <sup>3</sup>	Compressione N/mm <sup>2</sup>				Taglio N/mm <sup>2</sup>			
		Scadeni di scano	Normali	Ottimi	Valori altisi su elementi di buona qualità	Scadeni di scano	Normali	Ottimi	Valori altisi su elementi di buona qualità
Albatri	23,00-28,00	50	50-65	65-120	65	-	-	-	-
Altri scisti*	26,00-31,00	29	29-70	70-150	70	-	-	-	-
Andesiti	[27,00]	-	-	-	-	-	-	-	-
Arenarie	18,00-27,00 [23,00]	7-40	40-130	130	30	1-9	3-9	9-17	4,5-(11,4)
Argilla compatta	20,00-22,00 [21,00]	-	-	-	-	-	-	-	-
Basalti	27,00-32,00 [28,00]	80-200	200-400	400-500	320	-	-	-	-
Calcari e calcari dolomitici	24,00-27,00 [26,00]	0,5-50	50-150	150-220	90 (190)	2,5-5	5-11	11-25	11,5
Gipolline	27,00	115	115-150	150	110 (130)	-	-	-	-
Conglomerati (breccie, brecciolo, puddinghe)	-	9-80	80-150	150	75	-	-	-	-
Conglomerati metamorfici	-	180	180-360	360	225	-	-	-	-
Dioriti	27,00-30,00 [29,00]	130-180	180-200	200-240	180	-	-	-	-
Dolomie	23,00-29,00 [26,00]	39	39-110	110	110	5-7	7-9,5	9,5	7
Gneiss	25,00-27,00 [27,00]	53-80	80-190	190-195	110	22-26	26-31	31-48	26
Graniti	23,00-27,00	57-150	150-230 (100-200)	230-400	205 (160)	3	3-18	19-35	9 (28)
Marmi	27,00-28,00 [27,00]	19-100	100-140	140	130 (110)	-	11-19	19-28	11,5
Pomici	5,00-11,00 [8,00]	-	-	-	-	-	-	-	-
Porfidi	24,00-27,00 [26,00]	60-100	100-250	250-300	190	8-12	12-16	16	12
Quartziti	26,00	260	260-320	320-400	285	-	-	-	-
Rocce feucitiche**	25,00-26,00	110-150	150-200	200-230	175	-	-	-	-
Serpentini	25,00-27,00	68	68-240	240-265	217 (155)	17-25	25-33	33-42	25
Solfuri	27,00-31,00 [28,00]	80-150	150-200	200-240	205 (150)	-	-	28-43	-
Trachiti	24,00-27,00	15-100	100-180	180-220	150	-	-	-	7
Travertini	22,00-25,00 [24,00]	0,4-45	45-60	90-120	95 (45)	-	-	-	-
Tuffi calcarei	12,00-19,00 [22,00]	0,7-5	5-10	10-15	8	-	-	-	-
Tuffi vulcanici	11,00-18,00 [17,00]	0,3-3	3-7	7-18	7	-	-	-	0,3

Tabella 5 – Peso volumico, resistenza a compressione e taglio di alcune rocce

Materiale	Flessione N/mm <sup>2</sup>				Trazione N/mm <sup>2</sup>				Modulo Elastico N/mm <sup>2</sup>
	Scadenti di scarto	Normali	Ottimi	Valori attesi su elementi di buona qualità	Scadenti di scarto	Normali	Ottimi	Valori attesi su elementi di buona qualità	
Alabastrì	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Altri scisti	-	-	39-51 <sup>(1)</sup>	-	-	-	-	-	-
Ardesia	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Arenarie	1-4	4-9	9-12.5	5.5	0.4-1	1-4	4-10	2	5000-30.000 (20.000-40.000)
Argilla compatta	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Basalti	-	-	-	-	-	-	-	-	90.000-120.000
Calcarei e calcari dolomitici	3-8	8-17	17-32	15 (12)	0.9-3	3-7	7-10	0.5	75.000 (40.000-70.000) 60.000-70.000
Cipollino	9	9-16	16	-	-	-	-	-	-
Conglomerati (breccie, brecciolo, puddinghe)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Conglomerati metamorfici	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Dioriti	-	19	-	19	-	-	-	-	80.000-100.000
Dolomie	7.5-10	10-18	18	10	1	1-2.5	2.1-2.8	2	40.000-70.000
Gneiss	10-12	12-18	18-23	18	-	-	-	-	27.000
Graniti	7.5-10	10-17.5	17.5-24	18 (15)	0.7-2.0	2-6	6-8	3.5	43.300 (50.000-60.000)
Marmi	8	8-20	20-25	16.5 (14)	3	3-9	9	4	60.000 (40.000-70.000)
Pomice	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Porfidi	-	16-22	22-31	19	5	5-7	7	6	50.000-70.000
Quarziti	-	35-45	45-55	40 (45)	-	-	-	-	40.000-60.000
Rocce leucitiche	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Serpentini	15.5-23	23-60	60-78	40 (47)	5	5-10	10-10.5	8	133.400 55.600
Sieniti	-	15-16	16-21.5	16	-	-	-	-	(50.000-60.000)
Trachiti	-	8.5	8.5-11	8.5	2.5	2.5-4.5	4.5	3.5	-
Travertini	-	10-13	13-15.5	13	-	-	-	-	65.000
Tufi calcarei	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tufi vulcanici	-	0.5-0.7	0.7-1.5	0.6	0.5	0.5-1.5	1.5	0.8	3000-15.000

Tabella 6 – Valori di resistenza a flessione e trazione e modulo elastico di alcune rocce

### 1.2.2. Il mattone

Il mattone rappresenta l'unità artificiale della muratura, di forma regolare e più contenuta rispetto a quella delle pietre naturali. Può essere realizzato in argilla, in silicato di calcio e in calcestruzzo. Il processo di lavorazione con cui viene realizzato ne determina le caratteristiche meccaniche. In particolare, la presenza di difetti e la formazione di micro-fessure legate ad un eccessivo ritiro durante il processo di cottura penalizzano le sue proprietà meccaniche.

Le tipologie di mattoni variano in funzione delle dimensioni (mattoni unificati, locali, bimattoni, blocchi), del grado di foratura (pieni e forati con percentuali diverse di foratura verticale e orizzontale) e del materiale utilizzato. In questa sede si pone l'attenzione sul mattone in laterizio.



Figura 10- Mattone pieno e mattone forato

Le dimensioni sono solitamente comprese all'interno dei seguenti intervalli:

- Lunghezza: 22.5-28 cm
- Larghezza: 10.6-14 cm
- Spessore: 5-6 cm

La regolare realizzazione di questi elementi ed il contenimento delle tolleranze dimensionali incidono sull'esecuzione della muratura (planarità dei corsi di malta, regolarità della struttura, verticalità della muratura) e quindi sul suo comportamento globale. Le prestazioni statiche inoltre sono strettamente connesse al grado di foratura dell'elemento: elementi forati orizzontalmente presentano sezioni resistenti per carichi verticali nettamente inferiori a quelle forate verticalmente, e quindi resistenze più basse; elementi forati verticalmente forniscono minore resistenza di elementi pieni. Le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono la percentuale di foratura come:

$$\varphi = \frac{100 F}{A}$$

Dove:

- F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti
- A è l'area lorda della faccia dell'elemento

Le diverse tipologie di mattone in relazione al grado di foratura risultano quindi:

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

Tabella 7 – Classificazione degli elementi in laterizio

La muratura storica è caratterizzata dall'utilizzo di mattoni pieni, mentre per le nuove costruzioni vi è la tendenza ad utilizzare mattoni forati in modo tale da consentire il passaggio di barre di armatura e quindi la realizzazione di una muratura armata.

Al momento della posa in opera risulta importante considerare la velocità di assorbimento dell'acqua al fine di determinarne la quantità che verrà assorbita dal mattone al momento della posa sul letto di malta. Un limitato assorbimento comporta una difficile posa in opera delle unità stesse mentre, un eccessivo assorbimento determina la rimozione di un'elevata quantità di acqua impedendo la completa idratazione della malta. La velocità di assorbimento del laterizio è molto alta, compresa fra il 4.5% e il 7% del proprio peso. A titolo di esempio si riportano i valori di resistenza di un mattone pieno toscano e di uno forato.

<b>Tipologia di mattone</b>	<b>Pieno-Toscana</b>
Dimensioni [cm]	12x25x5.5
Peso al m <sup>3</sup> [Kg/m <sup>3</sup> ]	1388
Resistenza a compressione in direzione dei carichi verticali (UNI EN 772) [MPa]	34.38
Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali (UNI EN 772) [MPa]-spessore muro 25	10.47

cm	
Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali (UNI EN 772) [MPa]-spessore muro 25 cm	6.57

Tabella 8 – Caratteristiche meccaniche mattone pieno

<i>Tipologia di mattone</i>	<i>Forato (<math>\phi=45\%</math>)</i>
Dimensioni [cm]	12x25x5.5
Classificazione secondo norme UNI 8942/1	BSA 11-31
Resistenza a compressione in direzione dei carichi verticali [MPa]	12
Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali [MPa]-spessore muro 25 cm	2

Tabella 9 – Caratteristiche meccaniche mattone forato

Laterizi con massa volumica compresa tra 1800-1900 Kg/m<sup>3</sup> hanno modulo elastico a compressione compreso tra 7-10 Kg/m<sup>2</sup>.

### 1.2.3. La malta

L'assemblaggio dell'elemento murario può essere realizzato a secco o con l'utilizzo di malta. Quest'ultima è una miscela costituita da legante (calce, cemento, gesso), sabbia ed acqua la cui velocità di presa dipende dalla tipologia di legante utilizzato. La malta, oltre ad una funzione di collegamento, ha anche il compito di distribuire le tensioni tra i blocchi. Dunque la perfetta aderenza malta-unità risulta essere un requisito fondamentale per il comportamento monolitico della muratura. Queste considerazioni permettono di comprendere come i giunti di malta rappresentino l'elemento debole all'interno del complesso murario e dunque come una corretta realizzazione e posa in opera del composto evitino la formazione di tensioni locali che potrebbero portare alla rottura del complesso stesso. Si osserva inoltre come la disposizione della malta su giunti verticali ed orizzontali conferisca alla muratura proprietà diverse a seconda della direzione. Pertanto, anche se il complesso murario è composto da due materiali isotropi, globalmente esso presenta un comportamento ortotropo, cioè distinto proprio secondo le due direzioni ortogonali date dai giunti di malta.

La muratura storica è caratterizzata da una composizione di sabbia, calce aerea e acqua, mentre nelle nuove edificazioni si utilizzano sabbia, cemento (in particolare cemento Portland) e acqua. In alternativa, accanto al cemento si utilizza la calce come accorgimento per evitare un'asciugatura troppo rapida della malta, consentire di assestare nel modo migliore i movimenti locali e fornire la giusta consistenza per la posa in opera. Le malte storiche utilizzano la calce come legante principale mentre quelle moderne la utilizzano accanto al cemento Portland. Quest'ultimo è ottenuto da cottura a 1400 °C di miscele di calcari argille e altri minerali: il prodotto della cottura è il clinker che, macinato finemente, fornisce un prodotto con tipiche caratteristiche idrauliche. In alternativa al cemento Portland si utilizzano anche il cemento pozzolanico, quello di altoforno e quello alluminoso.

La calce aerea è ottenuta da cottura di calcari fra 850 e 900 °C. Il prodotto ultimato prende il nome di calce viva (carbonato di calcio) costituita da blocchi informi porosi che producono a contatto con acqua una vivace reazione esotermica con formazione di idrato di calcio usato per la formazione di malta. Una variante è la calce idrata in polvere: calce spenta senza aggiunta di acqua così da ottenere un prodotto secco macinato e commercializzato come polvere.

La calce idraulica è ottenuta per cottura di calcari marnosi fra 900 e 1000 °C. La macinazione del prodotto di cottura dà luogo ad una farina costituente il legante per malte di tipo idraulico. Si possono ottenere calci idrauliche artificiali mescolando calce aerea spenta con loppa d’altoforno in granuli.

Il gesso è ottenuto per cottura fra 110 e 200 °C di “pietra di gesso”. Il prodotto viene macinato più o meno finemente per consentirne l’uso come legante. Nelle malte di gesso non si fa generalmente uso di sabbia.

La diversa tipologia di legante utilizzato determina la realizzazione di diverse tipologie di malte: aeree, idrauliche e bastarde (nel caso in cui si preveda la miscelazione di leganti diversi).

L’impiego della sabbia impedisce un ritiro marcato, aumenta il volume dell’impasto senza alterarne le proprietà meccaniche e consente il riempimento efficace dei giunti e delle cavità. Le malte ad impiego strutturale sono caratterizzate da sabbie a granulometria media ( $D < 1\text{mm}$ ), mentre per gli intonaci si predilige una granulometria fine ( $D = 0.2\text{-}0.5\text{mm}$ ). L’ eccessiva presenza di parti fini rende la malta meno durevole e con una minore resistenza a flessione, una granulometria troppo grande riduce la lavorabilità del materiale e la coesione.

L’acqua, pura, in modo tale da non alterare le proprietà meccaniche e chimiche della malta, consente la reazione chimica con il legante. Un eccessivo contenuto d’acqua può accentuare i fenomeni di ritiro della malta (con conseguente formazione di microfessure diffuse prima ancora della messa in carico del materiale). Inoltre, un’eccessiva presenza di additivi, che migliorano la lavorabilità durante la posa in opera, può produrre, a lungo termine, un materiale eccessivamente poroso e pertanto meno durevole, meno resistente e con scarsa coesione.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, §11.10.2, forniscono le indicazioni per la scelta e caratterizzazione delle malte ad uso strutturale. In particolare, la malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità, prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente tabella.

Specificativa Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

Tabella 10 – Sistema di attestazione di conformità della malta ad uso strutturale

Per garantire durabilità è necessario che i componenti della miscela non contengano sostanze organiche, terrose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigenti norme. Le prestazioni meccaniche di una malta

sono definite mediante la sua resistenza media a compressione  $f_m$ . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza  $f_m$  espressa in N/mm<sup>2</sup>. Non è ammesso l'impiego di malte con resistenza  $f_m < 2,5$  N/mm<sup>2</sup>. (Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella norma UNI EN 1015-11: 2007).

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm <sup>2</sup>	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm <sup>2</sup> dichiarata dal produttore						

Tabella 11 – Classi di malte a prestazione garantita

Le classi di malte a composizione prescritta sono definite in rapporto alla 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	--

Tabella 12- Malte a composizione prescritta

Malte di diverse proporzioni nella composizione, preventivamente sperimentate con le modalità riportate nella norma UNI EN 1015-11:2007, possono essere ritenute equivalenti a quelle indicate qualora la loro resistenza media a compressione non risulti inferiore a quanto previsto in tabella 11.

#### 1.2.4. Proprietà meccaniche degli elementi costituenti

Il comportamento delle murature può essere indagato studiando il comportamento di pannelli murari, come si vedrà in seguito, oppure ricavando il comportamento globale a partire da quello locale delle singole componenti sfruttando tecniche di omogeneizzazione. Le prove che principalmente vengono compiute sui campioni di laterizio/pietra e malta (di dimensioni standardizzate) sono prove di compressione e trazione (diretta, mediante l'ausilio di pinze, o indiretta, a flessione).



Figura 11- Prova di compressione semplice di un laterizio pieno



Figura 12- Prova di compressione semplice di un campione di malta

La prova di compressione monoassiale è realizzata attraverso l'ausilio di due piastre metalliche. La presenza di queste ultime determina valori di resistenza a compressione maggiori per provini di grandi dimensioni rispetto a quelli più piccoli. Questo fenomeno è dovuto all'azione di confinamento che si esplica sulla superficie di contatto piastra-provino a causa della presenza dell'attrito tra i due materiali a contatto. Maggiore è la superficie del provino, maggiore risulta la resistenza alla deformazione laterale e dunque la resistenza a compressione. È possibile ridurre l'effetto di confinamento interponendo del materiale che riduca l'attrito.

La realizzazione di questa tipologia di prove consente non solo di determinare le caratteristiche meccaniche degli elementi componenti, ma permette anche di tracciare le curve sforzo-deformazione necessarie per la corretta simulazione numerica del comportamento degli stessi. Si considerano le curve tensione-deformazione seguenti (in rosso è evidenziato il comportamento del laterizio, in blu quello della malta).

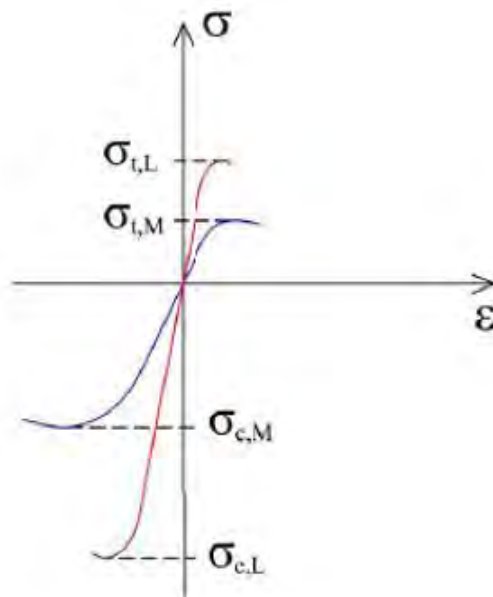


Figura 13- Diagrammi tensione-deformazione del laterizio (rosso) e della malta (blu)



L'andamento dei diagrammi sopra riportati consente di effettuare le seguenti considerazioni sul comportamento degli elementi in esame:

- Entrambi gli elementi presentano una maggiore resistenza a compressione rispetto a quella a trazione;
- Il laterizio presenta modulo elastico e valori di resistenza maggiori rispetto alla malta;
- Il laterizio presenta una rottura fragile, causata dall'innesco e dalla propagazione di microfessure in funzione dell'incremento di carico;
- La malta presenta un comportamento duttile, caratterizzato da grandi deformazioni e da un comportamento non lineare.

Per quanto concerne il materiale lapideo, la tipologia di prove realizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche è la medesima utilizzata per il laterizio e per i campioni di malta.

L'andamento della curva tensione-deformazione per le rocce che presentano elevata rigidità e ed elevato carico di rottura risulta il seguente.

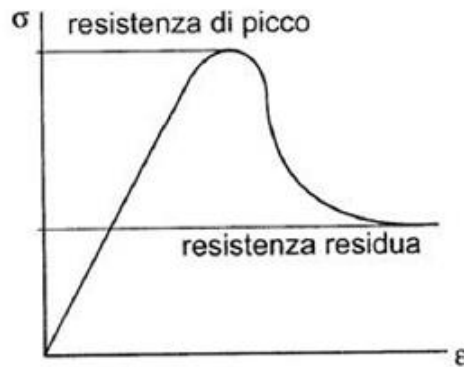


Figura 14– legame tensione deformazione roccia

La creazione completa della suddetta curva viene realizzata in controllo di carico fino al valore di picco e viene poi completata attraverso uno studio in controllo di spostamento fino al valore di resistenza residua. Si utilizza questo approccio poiché un ulteriore incremento di carico oltre il valore di picco comporterebbe la rottura istantanea del campione; una sua diminuzione invece ridurrebbe le deformazioni allontanandosi dal reale comportamento del materiale.

Si osserva infine, per quanto concerne le murature storiche, che a differenza dello studio degli elementi lapidei, l'analisi della malta non risulta di semplice esecuzione. Il difficile prelievo di campioni significativi determina l'esecuzione di rilievi macroscopici preliminari al campionamento e di analisi che consentano una caratterizzazione mineralogico-petrografica e granulometrica della malta prelevata.

### 1.3. Livello di conoscenza

La possibilità di realizzare analisi corrette degli edifici in muratura è strettamente connessa alla definizione dei parametri meccanici che caratterizzano le strutture stesse. Per perseguire questo obiettivo, la normativa (§8.5. NTC08) individua delle procedure per la valutazione della



sicurezza e la redazione dei progetti per le costruzioni esistenti, attraverso le quali è possibile definire tre livelli di conoscenza della struttura LC1, LC2, LC3. Questi si ottengono attraverso le operazioni di rilievo, dall'analisi storica e dalle indagini sperimentali sui materiali. Sulla base dei dati raccolti attraverso le procedure suddette, si procede alla determinazione del fattore di confidenza, FC, da utilizzare come ulteriore coefficiente parziale di sicurezza per considerare le carenze nella conoscenza dei parametri (§8.5.4 NTC08).

### ***1.3.1. Il rilievo geometrico e l'analisi storica***

Le operazioni di rilievo, che forniscono la conoscenza della geometria della struttura, includono il rilievo di tutti gli elementi in muratura (cavità, nicchie, volte, solai, coperture, scale), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni parete, la tipologia delle fondazioni e prevedono una rappresentazione dei dati raccolti in forma di piante, prospetti e sezioni [Vinci M., 2012]. Ai fini dell'elaborazione di una diagnosi strutturale si dimostra inoltre necessaria la redazione di un quadro fessurativo che consenta di interpretare i segni esterni dei dissesti, la loro natura, collocazione, entità ed evoluzione stimabile attraverso la realizzazione di curve cinematiche o di diagrammi tempo-ampiezza. L'esame della forma, dell'andamento e dell'ampiezza delle lesioni e l'analisi degli spostamenti, possono far risalire alle cause di dissesto specificandole secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano) e comportamento deformativo (fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte) [Menditto G., 2013]. Il quadro fessurativo fornisce una visione d'insieme delle suddette lesioni, riportandole sui prospetti del manufatto. Circoscritte le parti dell'edificio ammalorate, si procede al loro rilevamento planimetrico e altimetrico in modo tale che sia possibile rappresentare piante e sezioni caratteristiche. Per ogni ambiente devono essere descritte le manifestazioni fessurative e deformative riscontrate negli elementi strutturali e queste devono essere rappresentate con dei grafici in grado di fornire la loro reale geometria e posizione. È inoltre necessario riportare le dimensioni delle ampiezze in modo tale da offrire una reale percezione del degrado e annotare le probabili cause di dissesto. Al quadro fessurativo può essere associata anche un'elaborazione tridimensionale del manufatto al fine di poterlo "ispezionare" al suo interno, valutare gli effetti dei carichi eccentrici e di altre azioni come quelle sismiche; oppure una rappresentazione dello stesso attraverso la tecnica della fotogrammetria architettonica.

Questa fase conoscitiva deve essere accompagnata da:

- Il progetto originario in modo tale da individuare lo schema strutturale di partenza;
- Un'analisi dell'evoluzione storica della struttura in modo tale da giustificare eventuali discontinuità, disomogeneità e danneggiamenti strutturali;
- Un'indagine geotecnica necessaria per la caratterizzazione del suolo, del livello di falda e delle sue oscillazioni in relazione anche alla vicinanza delle opere fondazionali rispetto agli edifici limitrofi;
- Ricerca delle tecnologie impiegate nelle diverse fasi costruttive.

Inoltre, secondo quanto esposto al paragrafo 8.5.2 delle NTC08, il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

I dettagli costruttivi da indagare sono:

- Qualità del collegamento tra le pareti verticali
- Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti
- Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento
- Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture
- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte statiche al esempio dovute a tetti ed archi
- Presenza di elementi strutturali e non ad elevata vulnerabilità
- Tipologia e caratteristiche costruttive della muratura

I dettagli costruttivi possono appartenere a due categorie:

- *Verifiche in-situ limitate*: si basano su rilievi di tipo visivo effettuati su porzioni limitate dell'edificio con la rimozione dell'intonaco e saggi sulla muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore del muro e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.
- *Verifiche in-situ estese ed esaustive*: prevedono rilievi di tipo visivo in analogia con quelli previsti per la categoria precedente, effettuati però su tutti gli elementi dell'edificio e valutando la tipologia muraria, la qualità dei collegamenti tra le pareti verticali e tra gli orizzontamenti e le pareti e la presenza di architravi e di elementi atti ad eliminare le spinte.

### **1.3.2. Indagini sperimentali sui materiali**

La Circolare Esplicativa delle NTC08, nell'appendice 8A, al punto C8A.1.A.3, afferma quanto segue: "Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte". L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

In accordo con quanto esposto nell'appendice 8A della Circolare n.617/C.S.LL.P è possibile dunque definire le seguenti categorie:

- *Indagini in-situ limitate*: realizzate al fine di completare le informazioni sulle proprietà dei materiali fornite dalla letteratura (tabella 4). Costano di indagini visive sulla superficie muraria ottenute attraverso la rimozione di una superficie di intonaco di dimensioni pari a 1 m x 1 m finalizzate all'individuazione della forma e dimensione dei

blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta e la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- *Indagini in-situ estese*: si realizzano le medesime prove del punto precedente estendendole all'intero edificio. Sono inoltre previste prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) che consentono di individuare la tipologia muraria. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona.
- *Indagini in-situ esaustive*: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona.

### **1.3.3. Livello di conoscenza e fattore di confidenza**

La normativa, come precedentemente affermato definisce tre livelli di confidenza in relazione al grado di conoscenza del corpo murario.

Tali categorie sono così definite:

- *Livello di conoscenza LC3*: prevede la realizzazione del rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive ed indagini in situ esaustive;
- *Livello di conoscenza LC2*: prevede la realizzazione del rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive ed indagini in situ estese;
- *Livello di conoscenza LC1*: prevede la realizzazione del rilievo geometrico, verifiche in situ limitate ed indagini in situ limitate;

Definito il livello di conoscenza relativo alla muratura in esame, si definisce il fattore di confidenza per il quale dividere i parametri di resistenza a compressione,  $f_m$ , e a taglio,  $\tau_0$ .

	LC1	LC2	LC3
Fattore di confidenza FC	1.35	1.20	1.00

Tabella 13 - Fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza

#### 1.3.4. Livello di conoscenza e determinazione delle caratteristiche meccaniche

Definiti il livello di conoscenza ed il fattore di confidenza è possibile determinare le caratteristiche meccaniche della muratura considerando sia i risultati forniti da eventuali prove sperimentali che i valori di resistenza riportati in tabella 4. Si definiscono le seguenti quantità:

- $f_{m,min}$ : resistenza minima compressione
- $f_{m,max}$ : resistenza massima a compressione
- $\tau_{0,min}$ : resistenza minima a taglio
- $\tau_{0,max}$ : resistenza massima a taglio
- $E_{min}$ : modulo elastico normale minimo
- $E_{max}$ : modulo elastico normale massimo
- $G_{min}$ : modulo elastico tangenziale minimo
- $G_{max}$ : modulo elastico tangenziale massimo
- $f_{m,p}$ : valore medio della resistenza a compressione desunto da prove sperimentali
- $\tau_{0,p}$ : valore medio della resistenza a taglio desunto da prove sperimentali
- $E_p$ : valore medio del modulo elastico normale desunto da prove sperimentali
- $G_p$ : valore medio del modulo elastico tangenziale desunto da prove sperimentali

Il valore delle suddette quantità relativo ad ogni livello di conoscenza della struttura è così definito:

- Livello di conoscenza LC1: non prevede la realizzazione di prove sperimentali, il valore dei parametri meccanici è definito in relazione ai valori riportati in tabella 4 nel seguente modo:
  - *Resistenze*: si assume il valore minimo riportato in tabella 4
 
$$f_m = f_{m,min}$$

$$\tau_0 = \tau_{0,min}$$
  - *Moduli elastici*: si assume il valor medio tra il minimo e il massimo riportati in tabella 4.

$$E = \frac{E_{min} + E_{max}}{2}$$

$$G = \frac{G_{min} + G_{max}}{2}$$

- Livello di conoscenza LC2: non prevede la realizzazione di prove sperimentali, il valore dei parametri meccanici è definito in relazione ai valori riportati in tabella 4 nel seguente modo:

- *Resistenze*: si assume il valore medio tra il minimo e il massimo riportati in tabella 4

$$f_m = \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2}$$

$$\tau_0 = \frac{\tau_{0,min} + \tau_{0,max}}{2}$$

- *Moduli elastici*: si assume il valor medio tra il minimo e il massimo riportati in tabella 4.

$$E = \frac{E_{min} + E_{max}}{2}$$

$$G = \frac{G_{min} + G_{max}}{2}$$

- Livello di conoscenza LC3: prevede la realizzazione di prove sui materiali (martinetti piatti), il valore dei parametri meccanici è definito in relazione al numero di provini a disposizione:

- Tre o più provini:

- *Resistenze*: si assume il valore medio ottenuto dalle prove:

$$f_m = f_{m,p}$$

$$\tau_0 = \tau_{0,p}$$

- *Moduli elastici*: si assume il valore medio dei moduli ottenuto dalle prove o il valor medio tra il minimo e il massimo dei moduli riportati in tabella 4:

$$E = E_p$$

$$G = G_p$$

o

$$E = \frac{E_{min} + E_{max}}{2}$$

$$G = \frac{G_{min} + G_{max}}{2}$$

- Due provini:

- *Resistenze*:

$$f_m = \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2} \quad se \quad f_{m,min} \leq f_{m,p} \leq f_{m,max}$$

$$f_m = f_{m,max} \quad se \quad f_{m,p} > f_{m,max}$$

$$f_m = f_{m,p} \quad se \quad f_{m,p} < f_{m,min}$$

$$\tau_0 = \frac{\tau_{0,min} + \tau_{0,max}}{2} \quad se \quad \tau_{0,min} \leq \tau_{0,p} \leq \tau_{0,max}$$

$$\tau_0 = \tau_{0,max} \quad se \quad \tau_0 > \tau_{0,max}$$

$$\tau_0 = \tau_{0,p} \quad se \quad \tau_{0,p} < \tau_{0,min}$$

- *Moduli elastici:* si assume il valore medio dei moduli ottenuto dalle prove o il valor medio tra il minimo e il massimo dei moduli riportati in tabella 4:

$$\begin{aligned} E &= E_p \\ G &= G_p \\ & \text{o} \\ E &= \frac{E_{min} + E_{max}}{2} \\ G &= \frac{G_{min} + G_{max}}{2} \end{aligned}$$

- Un provino:

- *Resistenze:*

$$\begin{aligned} f_m &= \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2} \quad se \quad f_{m,p} \geq f_{m,min} \\ f_m &= f_{m,p} \quad se \quad f_{m,p} < f_{m,min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \frac{\tau_{0,min} + \tau_{0,max}}{2} \quad se \quad \tau_{0,p} \geq \tau_{0,min} \\ \tau_0 &= \tau_{0,p} \quad se \quad \tau_{0,p} < \tau_{0,min} \end{aligned}$$

- *Moduli elastici:* si assume il valore medio dei moduli ottenuto dalle prove o il valor medio tra il minimo e il massimo dei moduli riportati in tabella 4:

$$\begin{aligned} E &= E_p \\ G &= G_p \\ & \text{o} \\ E &= \frac{E_{min} + E_{max}}{2} \\ G &= \frac{G_{min} + G_{max}}{2} \end{aligned}$$

### 1.3.5. Coefficiente di sicurezza

I valori dei parametri meccanici devono essere divisi per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m$ . Tale coefficiente, per zone non sismiche, è fornito dalle NTC08 in funzione della classe di esecuzione e della categoria di appartenenza degli elementi resistenti utilizzati ed assume i valori di seguito riportati.

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Tabella 14- Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Gli elementi di categoria I hanno un controllo statistico, eseguito in conformità con le norme armonizzate della serie UNI EN 771, che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questi requisiti. Per la definizione della classe di esecuzione si riporta in seguito quanto esposto al punto 4.5.6.1 delle NTC08: *“l’attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato. In ogni caso occorre (Classe 2):*

- *disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell’impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);*
- *disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall’impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).*

*La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:*

- *controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;*
- *dosaggio dei componenti della malta “a volume” con l’uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.”*

## 1.4. Caratterizzazione meccanica-indagini in situ

La valutazione delle caratteristiche meccaniche delle murature esistenti richiede l'esecuzione di prove sperimentali quali martinetti piatti singoli e doppi, prove di compressione diagonale, prove di taglio tipo Sheppard e prove di taglio compressione. Poiché l'esecuzione di una o più prove su campioni di muratura richiede un ingente onere economico, la normativa consente il calcolo delle caratteristiche meccaniche anche in assenza di sperimentazioni purché si seguano le regole riportate al punto C8.A.1.A della Circolare Esplicativa trattate nella precedente sezione e riportate brevemente nelle seguenti tabelle.

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

Tabella 15 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura



Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 16 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura

Come precedentemente affermato, la valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura e la conseguente capacità portante della stessa avviene attraverso l'esecuzione di prove di natura non distruttiva o distruttiva. Le prime, non implicano un danneggiamento della struttura esistente, ma possono implicare un danneggiamento locale della stessa senza che questo infici il comportamento globale dell'edificio. La seconda tipologia invece implica la distruzione del campione murario.

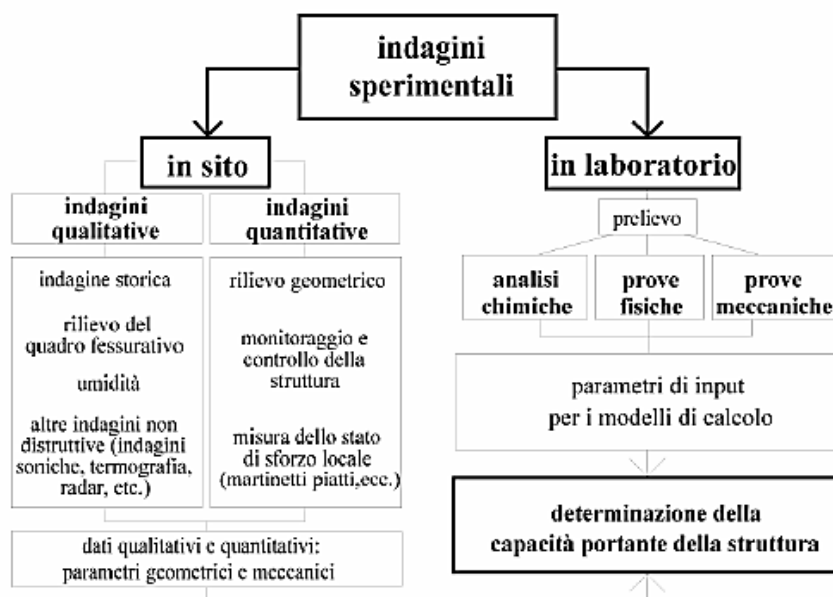


Figura 15 – Tipologie di indagini sperimentali

In questa sede si pone l'attenzione su due tipologie di prove, utilizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura oggetto di questa tesi: martinetti piatti e prova di compressione diagonale.

#### **1.4.1. Martinetti piatti**

La prova con martinetti piatti, considerata come parzialmente distruttiva, può essere svolta con l'ausilio di uno o due martinetti a seconda che si voglia determinare la tensione in esercizio della muratura in esame o le sue proprietà meccaniche (modulo elastico normale e tangenziale, resistenza a compressione e taglio). In seguito alla realizzazione di un taglio orizzontale in corrispondenza di un giunto di malta, si procede con l'inserimento del martinetto e l'applicazione di una pressione di intensità nota. Il calcolo dei parametri di interesse è garantito dalla determinazione degli spostamenti tra diversi punti del provino registrati attraverso estensimetri opportunamente posizionati [Vinci M., 2012].

Le normative di riferimento per una corretta esecuzione della prova sono americane:

- ASTM C 1196-91
- ASTM C 1197-91
- Rilem Lum 90/2 Lum.D.2

##### *1.4.1.1 Strumentazione per l'esecuzione della prova*

L'esecuzione della prova in esame richiede l'utilizzo di:

- Apparecchiatura di taglio: la forma del martinetto (rettangolare, semicircolare, a semicerchio allungato) determina la tipologia di strumentazione necessaria per effettuare il taglio sulla muratura. Se il martinetto presenta forma rettangolare il taglio viene effettuato tra due corsi di mattoni realizzando preliminarmente alcuni fori ravvicinati con il trapano, raccordati successivamente con una fresa;
- Basi estensimetriche: forniscono una misura degli spostamenti di due punti del provino, generalmente per ogni prova se ne posizionano almeno tre. Preliminarmente alla realizzazione della prova si incollano due piastrine metalliche per ogni base e si determina la loro distanza.

Se si utilizza un solo martinetto, le basi si posizionano a cavallo del taglio; se si utilizzano due martinetti invece si collocano le basi tra di essi e si posiziona un'ulteriore base orizzontale per misurare la dilatazione trasversale del provino;



*Figura 16 – Base estensimetrica*

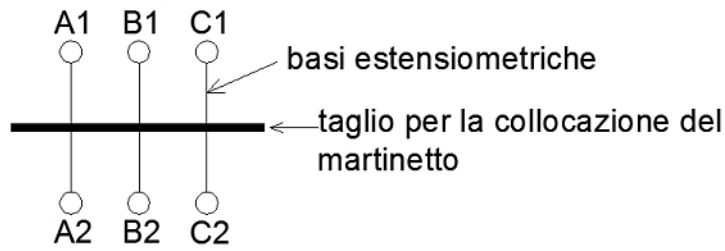


Figura 17– Disposizione delle basi in presenza di un solo martinetto

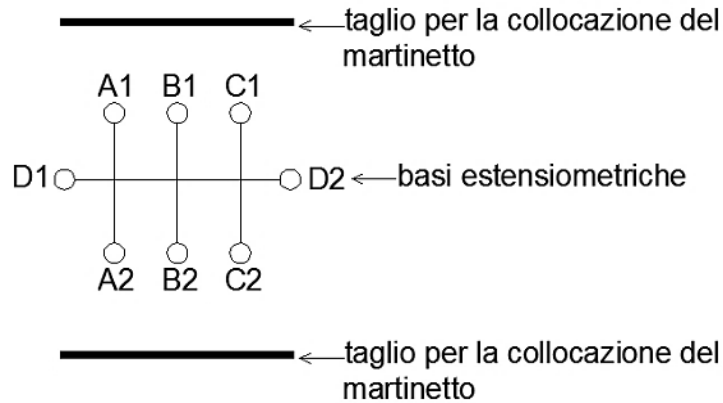


Figura 18 - Disposizione delle basi in presenza di due martinetti

- Martinetti: sono dei dispositivi metallici di diversa forma che presentano una tasca interna all'interno della quale si inietta olio a pressione nota.

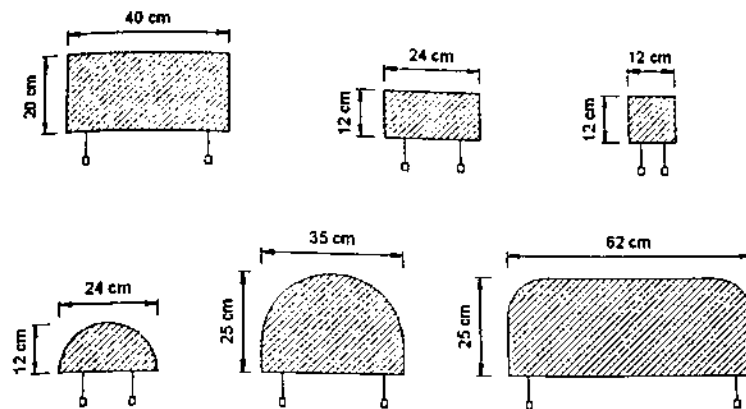


Figura 19– Dimensioni dei martinetti più comuni

#### 1.4.1.2 Esecuzione della prova

La prova con martinetti piatti si articola in due fasi: la prima, eseguita con un solo martinetto, consente la valutazione della tensione di esercizio della muratura; la seconda, eseguita con due martinetti, permette di determinare la resistenza ultima a compressione  $f_m$ , il modulo elastico normale  $E$  e tangenziale  $G$ . Queste prove sono generalmente affiancate da un'ulteriore test per la valutazione della resistenza a taglio per scorrimento della muratura.

1.4.1.2.1. Fase 1

Si determina la parte da esaminare e si dispongono le piastrine metalliche per le basi estensimetriche e se ne misura la distanza. Si effettua il taglio in corrispondenza di un giunto di malta (in questa fase le basi estensimetriche registrano gli spostamenti). Il taglio genera l'instaurarsi di due fenomeni caratteristici:

- un cedimento micrometrico della muratura sovrastante il taglio, dovuto a carichi gravanti nella zona di taglio;
- l'instaurazione di un effetto arco, che ridistribuendo le tensioni, garantisce la stabilità del paramento murario generando una nuova configurazione di equilibrio.

Inserito il martinetto all'interno del taglio, si applica una pressione nota fino a ripristinare la condizione iniziale e si determina infine la tensione di esercizio della muratura attraverso la relazione:

$$\sigma = P \cdot K_a \cdot K_m$$

Dove:

- P è la pressione del fluido all'interno del martinetto
- $K_a$  è il rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio (<1)
- $K_m$  è una costante che dipende dalla geometria e dalla rigidità del martinetto ed è fornita dal certificato di taratura (<1)

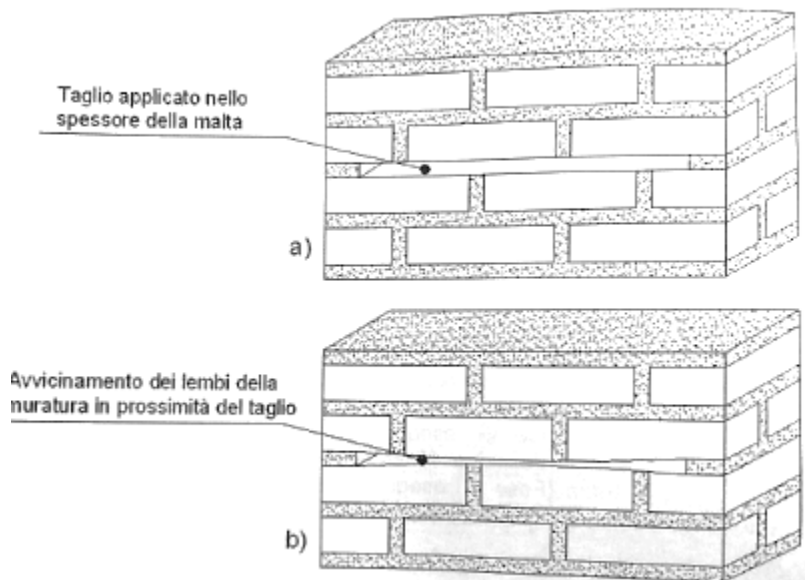


Figura 20– a) sede in cui viene effettuato il taglio; b) avvicinamento dei lembi della muratura

1.4.1.2.2. Fase 2

Si scarica il martinetto e si procede eseguendo un secondo taglio parallelo al primo e posto ad una distanza di 50 cm in modo tale da studiare la porzione di muratura compresa tra i due tagli. Si posizionano le basi estensimetriche come rappresentato in figura 18 e si inseriscono i due

martinetti. L'iniezione di olio all'interno dei martinetti determina uno stato di compressione monoassiale simile a quello ottenibile da prove in laboratorio. Si applicano più cicli di carico e scarico con livelli di sollecitazioni crescenti al fine di determinare il modulo elastico durante le varie fasi e si registrano le deformazioni subite dal provino. In questa fase dunque è possibile ricavare il modulo elastico, la tensione ultima a compressione della muratura e la distinzione tra fase elastica e plastica. La pressione applicata alla muratura è ricavabile attraverso la relazione:

$$\sigma = P \cdot K_m \cdot \left( \frac{A_m}{A_t} \right)$$

Dove:

- P è la pressione del fluido all'interno del martinetto
- $K_m$  è il valor medio dei due coefficienti di taratura
- $A_m$  è l'area dei martinetti
- $A_t$  è l'area media dei due tagli

La muratura presenta comportamento fortemente non lineare, dunque il modulo elastico non è costante, ma varia al variare dello stato tensionale e deformativo agenti:

$$\sigma = E(\varepsilon) \cdot \varepsilon$$

Il valore del modulo elastico quindi può essere ottenuto a partire dallo stato tensionale agente ricavato con la relazione precedente e dalla deformazione registrata dalle basi estensimetriche.

Il modulo elastico tangenziale si valuta attraverso la seguente relazione:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Dove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson.

Infine, si valuta la tensione ultima a compressione aumentando il carico agente fino a determinare l'insorgere di fessure verticali sul campione. La prova termina quando la tensione esercitata dai martinetti eguaglia la tensione di prima plasticizzazione del materiale.

#### **1.4.2. Prova di scorrimento orizzontale del mattone**

La prova con martinetti piatti solitamente è affiancata a quella per l'identificazione dei parametri che governano il meccanismo di rottura a taglio per scorrimento. Tale prova, di taglio diretto, è finalizzata alla valutazione del valor medio di resistenza a taglio in sito. L'esecuzione della prova prevede l'estrazione di un mattone e degli adiacenti giunti verticali ed orizzontali in modo tale da alloggiare nella cavità così creata un martinetto idraulico. In corrispondenza dei giunti verticali rimossi vengono disposte delle piastre di acciaio in modo tale da ripartire uniformemente il carico applicato. Il martinetto idraulico trasferisce alla muratura una forza orizzontale il cui valore dipende dallo stato di carico agente. La prova consiste nel far slittare un mattone opportunamente isolato dal resto della struttura fino al

raggiungimento della rottura per evidente scorrimento a livello del giunto. La resistenza a taglio è dunque calcolata in corrispondenza dello strato di malta adiacente al mattone caricato e viene calcolata sulla base dell'area lorda della giacitura ipotizzando che questa sia completamente riempita.

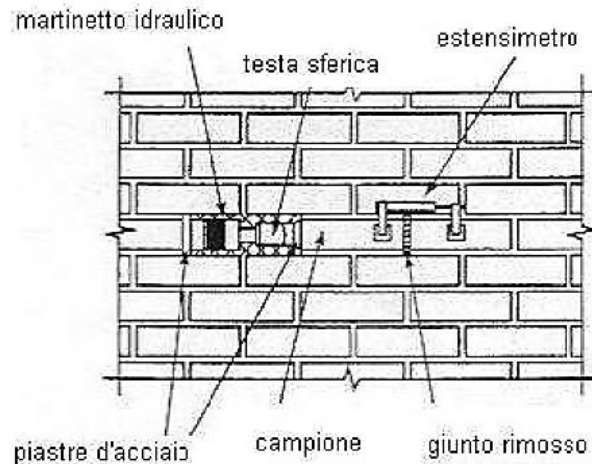


Figura 21- Posizionamento dei dispositivi per la realizzazione della prova

L'esecuzione della prova, come si evince in figura 21, richiede inoltre la rimozione del giunto di testa "posteriore" del blocco caricato e il posizionamento degli estensimetri per la valutazione degli spostamenti orizzontali. Aumentando la pressione del martinetto si ottiene la curva carico-deformazione.

Il valore della forza applicata al provino è direttamente proporzionale all'area della superficie del martinetto:

$$F = P \cdot K_m \cdot A_{mar}$$

Dove:

- P è la pressione applicata al martinetto
- $K_m$  è una costante che dipende dalla geometria e dalla resistenza del martinetto (<1)
- $A_{mar}$  è l'area del martinetto

La resistenza della muratura allo scorrimento è calcolata in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb:

$$f_{vk} = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_0$$

Dove:

- $\tau_0$  è la resistenza a taglio in assenza di carichi verticali
- $\mu$  è il coefficiente di attrito; deve essere ipotizzato; studi di laboratorio hanno dimostrato che detto coefficiente varia tra 0,3 e 1,6 con valore medio di 1 e coefficiente di variazione compreso fra 30 e 50 %. Generalmente si assume un valore pari a 0.4.
- $\sigma_0$  è la tensione media di esercizio sul provino

Le superfici di scorrimento del concio, interessate dalla nascita di tensioni tangenziali sono le due superfici orizzontali coincidenti con i giunti di malta ed una superficie posteriore verticale.

In prossimità della condizione limite di collasso, la forza  $F_{lim}$  è contrastata dalla tensione agente sulle superfici sopra citate. Inoltre, ad eccezione della superficie posteriore, le porzioni di malta orizzontali sono interessate anche dalla tensione  $\sigma_0$  gravante.

La forza limite agente risulta quindi:

$$F_{lim} = A_p \tau_0 + A_m (\tau_0 + \mu \cdot \sigma_0)$$

Dove:

- $A_p$  è la superficie di scorrimento del lato posteriore del provino
- $A_m$  è la superficie di scorrimento dei giunti di malta

Il valore della tensione tangenziale in assenza di carichi verticali può essere calcolata attraverso la relazione seguente:

$$\tau_0 = \frac{F_{lim} - \mu \cdot A_m \cdot \sigma_0}{A_m + A_p}$$

### 1.4.3. Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale può essere realizzata in situ, previo isolamento della porzione di interesse rispetto alla restante muratura mediante tagli con sega a disco, o in laboratorio, su campioni prelevati in situ o ricostruiti all'interno del laboratorio stesso. Questa tipologia di prova, altamente distruttiva, consente di determinare la resistenza a taglio della muratura ed il modulo di elasticità tangenziale applicando una forza di compressione complanare al pannello stesso lungo la diagonale fino a rottura lungo l'asse del carico.

#### 1.4.3.1 Strumentazione per l'esecuzione della prova

L'esecuzione della prova in esame richiede l'utilizzo di:

- Martinetto a spinta oleodinamica: consente l'applicazione del carico e può essere alloggiato in corrispondenza del vertice superiore del pannello murario con direzione di spinta a  $45^\circ$ . La misura della carico applicato dalla centralina oleodinamica è eseguita mediante una cella di carico collegata direttamente ad un acquisitore digitale. Su ciascuna estremità della diagonale caricata è disposta una cuffia metallica per garantire l'applicazione del carico e la disposizione del martinetto idraulico.

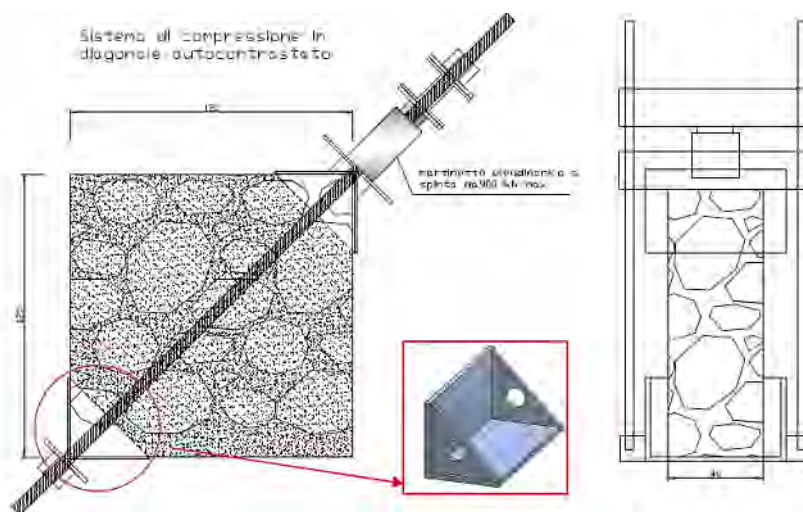


Figura 22 – Disposizione del martinetto a spinta oleodinamico

- **Trasduttori di spostamento:** consentono il rilievo delle deformazioni. Sono disposti su ogni faccia del campione lungo la diagonale del carico e perpendicolarmente ad essa.

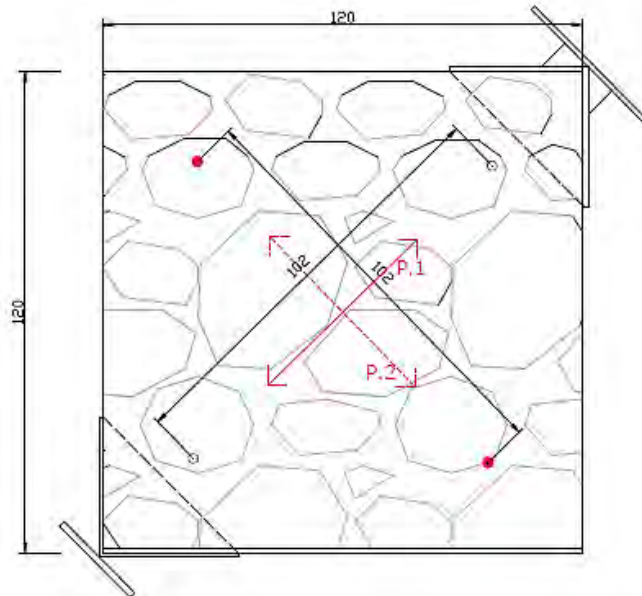


Figura 23 – Disposizione dei trasduttori di spostamento

#### 1.4.3.2 Esecuzione della prova ed analisi dei risultati

La preparazione del campione e lo svolgimento della prova possono essere effettuati in accordo con la norma americana ASTM E519-02 (Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages). In accordo con la suddetta norma, il campione deve avere dimensioni pari a 1.2 m x 1.2 m in modo tale da riprodurre fedelmente le caratteristiche di un'intera parete in muratura. Effettuato il posizionamento dei due angolari ai vertici della diagonale caricata, si posizionano il martinetto ed il sistema di contrasto. Si procede con l'installazione dei sensori su entrambe le facce del campione e l'applicazione del carico realizzando diversi cicli fino alla rottura del campione.



Figura 24– Strumentazione necessaria per l'esecuzione della prova

La normativa americana fornisce alcune formulazioni per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura a partire dai risultati ottenuti dalla prova.

La *resistenza a taglio* [MPa] del pannello è definita come:

$$S_s = \frac{0.707F_{max}}{A_n}$$



Dove:

- $F_{\max}$  è il carico massimo di compressione diagonale definito dalla prova [N]
- $A_n$  [mm<sup>2</sup>] è l'area netta del campione, calcolata come:

$$A_n = \left( \frac{W + h}{2} \right) t \cdot n$$

Dove:

- $W$  è la larghezza del campione [mm]
- $h$  è l'altezza del campione [mm]
- $t$  è lo spessore del campione [mm]
- $n$  è la percentuale di area lorda dell'unità solida

La *deformazione angolare* [mm/mm] è definita come:

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g}$$

Dove:

- $\Delta V$  è la deformazione lungo l'asse del carico [mm]
- $\Delta H$  è la deformazione perpendicolare all'asse del carico [mm]
- $g$  è la base di misura del sensore lungo l'asse del carico [mm]

Il *modulo di elasticità tangenziale* [MPa] è definito come:

$$G = \frac{S_s}{\gamma}$$

La raffigurazione dello stato di sollecitazione (del punto centrale del pannello) sul piano di Mohr su cui si basa la normativa americana è un cerchio centrato nell'origine.

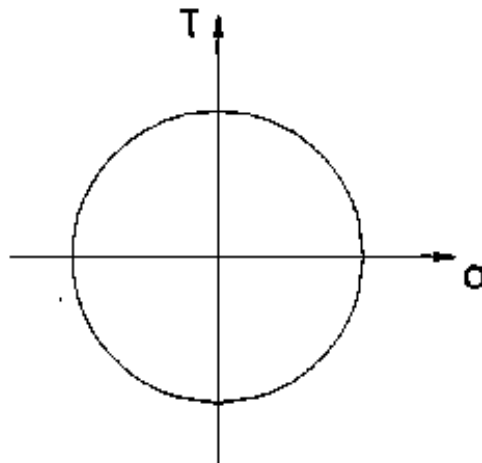


Figura 25 – Cerchio di Mohr nel punto centrale del pannello (ASTM)

Un'interpretazione diversa dello stato di sollecitazione è invece fornita dalle RILEM. Sotto l'ipotesi di continuo elastico omogeneo ed isotropo, lo stato di sollecitazione nel punto centrale del pannello soggetto a compressione diagonale non è uniforme; risulta dunque una diversa rappresentazione sul piano di Mohr (figura 27).

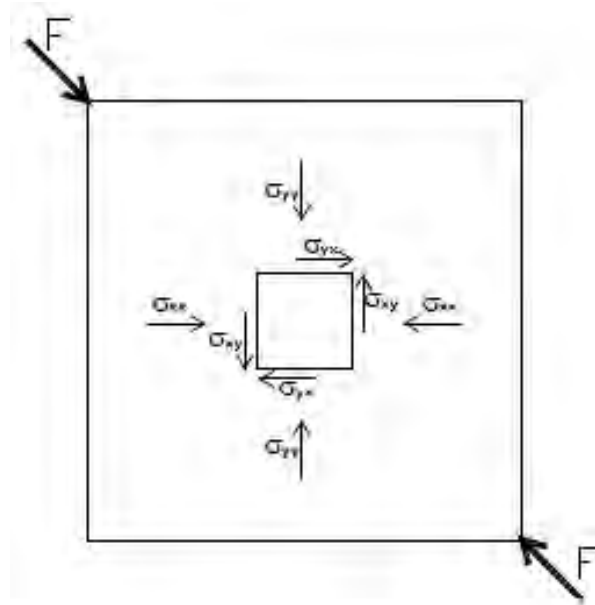


Figura 26 – Stato di sollecitazione indotto al centro del pannello

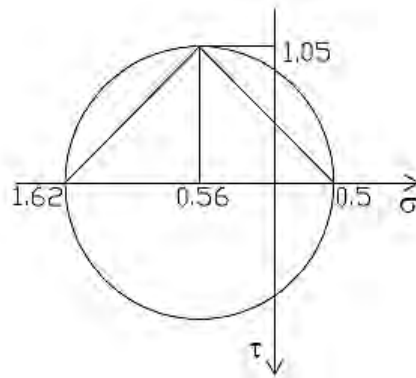


Figura 27 – Stato di sollecitazione rappresentato sul piano di Mohr (RILEM)

Le tensioni normali e tangenziali risultano essere:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = 0.56 \frac{F}{A}$$

$$\tau = \sigma_{xy} = \sigma_{yx} = 1.05 \frac{F}{A}$$

Dove F e A, analogamente alle relazioni precedenti sono, rispettivamente, il carico massimo applicato e l'area netta del campione.

Le tensioni principali risultano:

$$\sigma_I = 0.5 \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{II} = 1.62 \frac{F}{A}$$

Il valore della resistenza a trazione per fessurazione diagonale  $f_t$  è espressa attraverso la relazione:

$$f_t = \alpha \frac{F_{max}}{A}$$

Dove  $\alpha$  dipende dalla tipologia di muratura considerata. Tale valore coincide con la tensione principale massima di trazione nel centro del pannello in corrispondenza del raggiungimento del carico massimo:

$$f_t = 0.5 \frac{F_{max}}{A}$$

Il valore della resistenza a taglio della muratura in accordo con il criterio di resistenza di Turnsek-Cacovic, può essere valutato nel seguente modo:

$$\tau_0 = \frac{f_t}{1.5}$$

Le dilatazioni diagonali sono calcolate attraverso le deformazioni istantanee fornite dai trasduttori,  $\Delta L_1, \Delta L_2, \Delta L_3, \Delta L_4$ , e le lunghezze iniziali  $L_1, L_2, L_3, L_4$ :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta L_1}{L_1}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta L_2}{L_2}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\Delta L_3}{L_3}$$

$$\varepsilon_4 = \frac{\Delta L_4}{L_4}$$

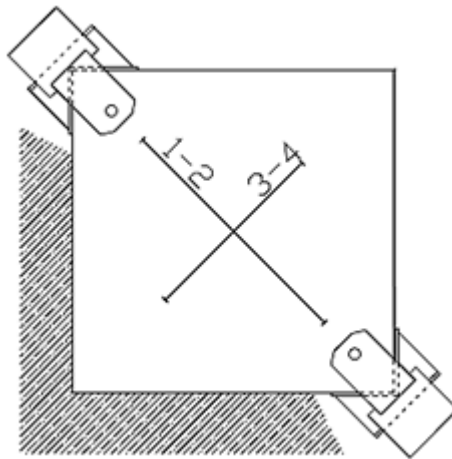


Figura 28 – Disposizione dei trasduttori

Le dilatazioni angolari medie possono essere così ottenute:

$$\varepsilon_c = \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta L_1}{L_1} + \frac{\Delta L_2}{L_2} \right)$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta L_3}{L_3} + \frac{\Delta L_4}{L_4} \right)$$

La dilatazione angolare ed il modulo di elasticità tangenziale risultano quindi:

$$\gamma = |\varepsilon_c| + |\varepsilon_t|$$

$$G = \frac{\tau_0}{\gamma}$$

Indipendentemente dalla tipologia di normativa di riferimento, l'analisi dei dati forniti dalle prove di compressione diagonale consente di tracciare una curva carico-spostamento o, analogamente, tensione-deformazione, rappresentativa del comportamento del pannello murario (figura 29a). Inoltre, per quanto concerne la definizione del modulo di rigidezza a taglio, è possibile definire un valore di quest'ultimo in condizione fessurata attraverso la linearizzazione della suddetta curva. Una schematizzazione possibile è quella bilineare proposta in figura 29b, ottenuta attraverso l'individuazione di due punti significativi quali quello di prima fessurazione e di carico massimo.

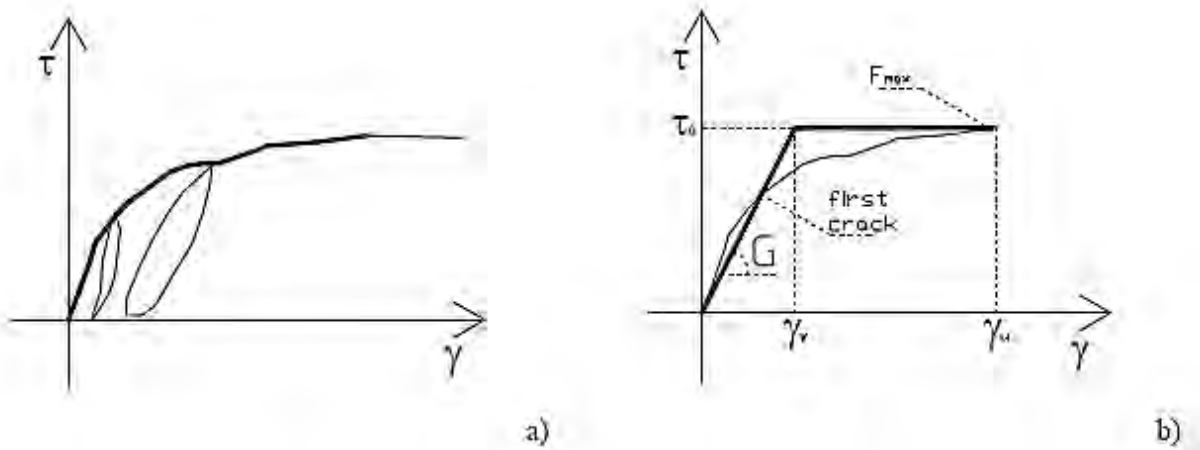


Figura 29- curva  $\gamma$ - $\tau$  ottenuta da una prova a compressione diagonale a) andamento dei cicli di carico e scarico; b) linearizzazione.

## 1.5. Il comportamento delle strutture in muratura

Nel paragrafo 2.4 si sono presentate alcune delle prove che possono essere compiute in situ al fine di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura. In questo capitolo si espongono ulteriori prove, realizzabili sia in situ che in laboratorio al fine di fornire una trattazione completa ed esaustiva del comportamento del complesso murario. In particolare si indagherà il comportamento globale di una muratura soggetta a: compressione e trazione monoassiale, stato tensionale biassiale e taglio.

La muratura è un materiale eterogeneo, anisotropo, composto da materiali che presentano una forte asimmetria di comportamento a trazione e a compressione. Inoltre, la conoscenza delle caratteristiche degli elementi componenti, non è sufficiente alla corretta rappresentazione del comportamento globale poiché questo è governato dall'interazione tra le unità e la malta e

quindi dalle caratteristiche della superficie di interfaccia. Quest'ultima presenta, come gli elementi costituenti, un comportamento asimmetrico a trazione e a compressione ed in molti casi è caratterizzata da un valore di resistenza a trazione inferiore a quello delle singole componenti.

### 1.5.1. Compressione monoassiale

La valutazione delle proprietà globali della muratura è un processo di non semplice realizzazione in quanto sono molteplici i fattori che governano il suo comportamento: la natura dei materiali, la geometria delle componenti e la manodopera impiegata (lavorazioni non a regola d'arte).

Generalmente la resistenza a compressione di una muratura è minore di quella della singole unità, ma maggiore di quella della malta. Inoltre la malta presenta comportamento duttile, mentre l'unità, fragile.

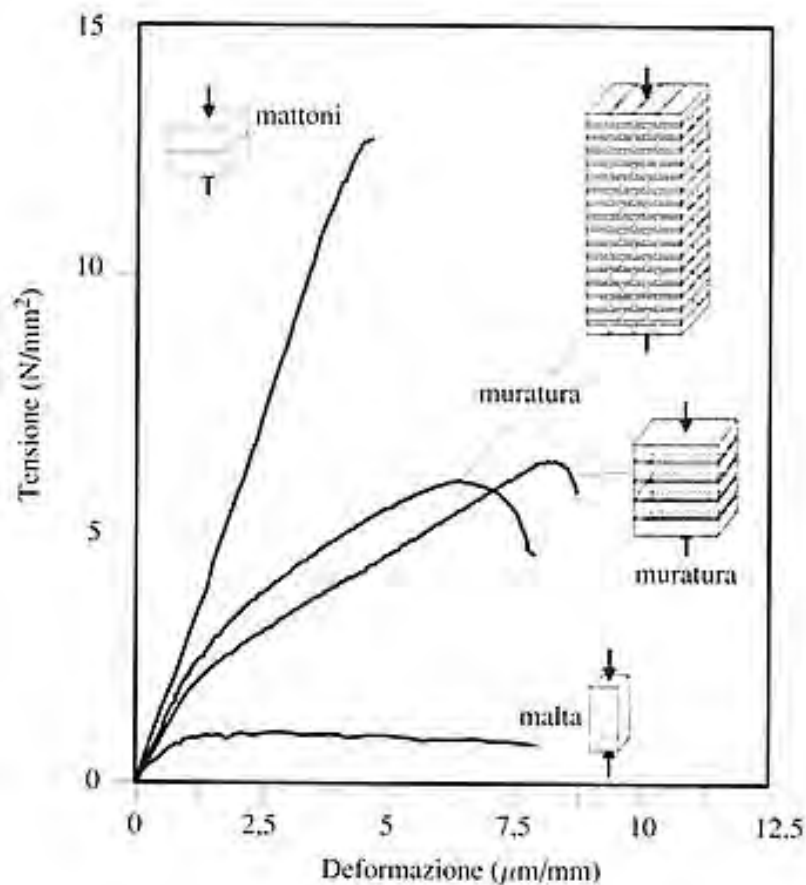


Figura 30 - Resistenza a compressione di muratura, blocchi e malta

In particolar modo i fattori che governano il comportamento di una muratura soggetta a compressione monoassiale sono:

- *La resistenza di unità e malta:* la malta deve essere prodotta con le giuste proporzioni di acqua e sabbia in modo tale da non ridurre la resistenza a flessione della muratura a

causa di un eccesso di acqua utilizzata, controllare il ritiro in fase di presa e garantire la completa adesione tra i componenti;

- *L'aderenza di unità e malta:* deve essere garantita attraverso il completo riempimento dei giunti di malta. L'incompleta posa in opera dei giunti orizzontali infatti comporta l'insorgere di tensioni locali in grado di inficiare la resistenza del complesso murario anche del 25-30%. Per quanto concerne ai giunti verticali invece, il loro incompleto riempimento determina una minor resistenza a flessione e taglio globali. Inoltre, si ricorda come l'aderenza tra le componenti sia garantita dalla capacità di assorbimento dell'acqua delle unità e dalla capacità di ritenzione della stessa ad opera della malta.;
- *Lo spessore dei giunti di malta:* i componenti della muratura presentano valori di rigidità e deformabilità diversi. In particolare, l'azione di compressione determina l'espansione del giunto di malta che però risulta impedita dall'attrito tra i due materiali. L'elemento in laterizio risulta così soggetto ad uno stato di trazione biassiale e compressione monoassiale, mentre la malta ad uno stato di compressione triassiale.

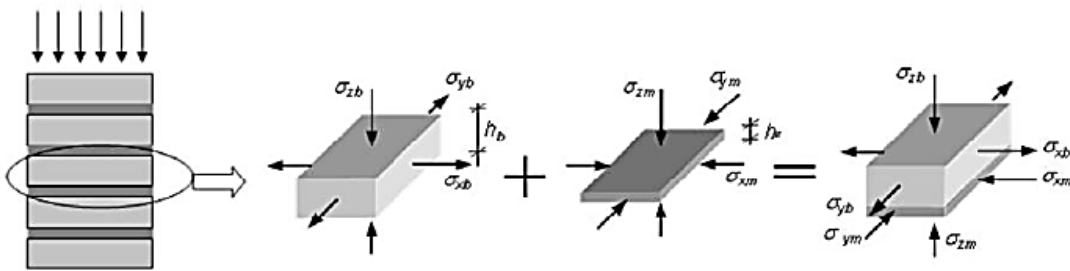


Figura 31- Stato tensionale degli elementi costituenti la muratura soggetta a compressione

Quindi maggiore risulta lo spessore di malta, maggiore è il valore delle tensioni di trazione indotte sull'unità e dunque minore la resistenza complessiva della muratura.

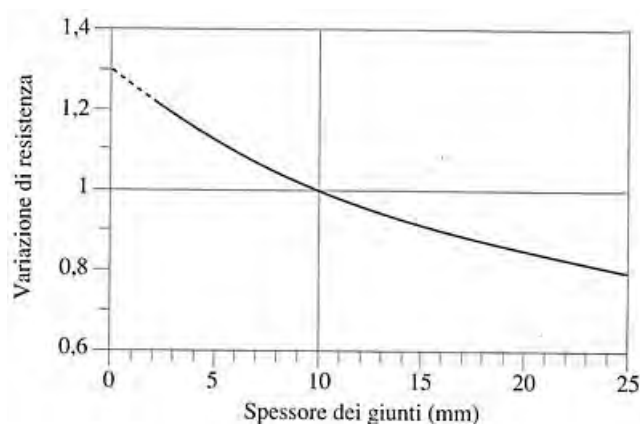


Figura 32 - Diminuzione della resistenza a compressione monoassiale all'aumentare dello spessore dei giunti

- *La direzione del carico rispetto all'orientazione dei giunti di malta:* se il carico applicato è monoassiale ed ortogonale ai giunti di malta orizzontali, la rottura si manifesta attraverso fessurazioni nella direzione di applicazione del carico, solitamente

in prosecuzione dei giunti di malta verticali. Lo stato tensionale indotto da una sollecitazione di questo tipo sottopone la malta ad uno stato di compressione triassiale che aumenta la resistenza finale della muratura (non si manifesta rottura per schiacciamento della malta). Se invece l'applicazione del carico viene realizzata parallelamente ai giunti di malta orizzontali, la resistenza globale della muratura diminuisce fino a dimezzarsi rispetto al caso precedente. Il rapporto tra la resistenza a compressione monoassiale parallela e normale ai giunti di malta orizzontali varia fra 0.2 e 0.8.

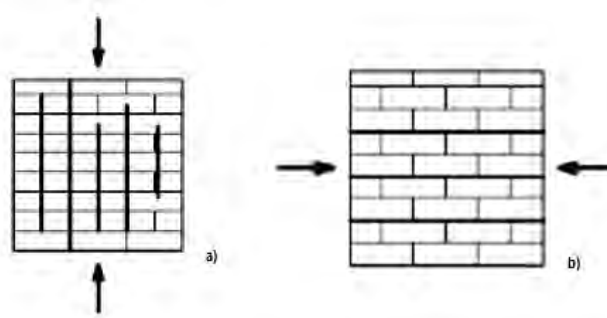


Figura 33- a) compressione monoassiale ortogonale ai giunti di malta orizzontali; b) compressione monoassiale parallela ai giunti di malta orizzontali

### 1.5.2. Trazione monoassiale

I valori di resistenza globale a trazione monoassiale risultano piuttosto bassi a causa del comportamento asimmetrico a trazione e a compressione che presentano gli elementi componenti. Infatti, stati di trazione monoassiale applicati in direzione perpendicolare o parallela ai giunti di malta, determinano un comportamento elasto-fragile della malta stessa. Si riportano in seguito le diverse tipologie di rottura di un pannello murario sottoposto a trazione monoassiale.

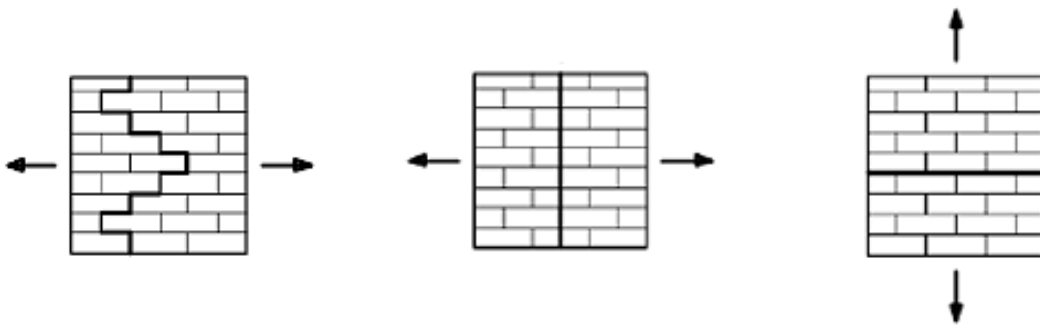


Figura 34- Modalità di rottura di un pannello murario per stati di tensione monoassiale

### 1.5.3. Stati di tensione biassiale

Il comportamento di una muratura soggetta ad uno stato di tensione biassiale dipende dall'angolo di applicazione del carico e dalla combinazione dei carichi agenti. Si considerano ad esempio le seguenti situazioni:

- *Trazione-compressione*: la rottura si manifesta per rottura combinata di unità e malta o per apertura o scorrimento dei giunti. Il comportamento del complesso murario è fortemente influenzato dall'angolo di inclinazione delle unità rispetto alla direzione di applicazione dei carichi.

Angle $\theta$	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				<p>Splitting crack</p>
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Figura 35 – Meccanismi fessurativi relativi ai diversi stati di sollecitazione

- *Taglio-compressione normale*: questo stato di sollecitazione è caratteristico di murature soggette ad azioni orizzontali quali sisma, vento e al peso proprio. La resistenza a taglio è strettamente connessa al grado di compressione a cui è soggetta la muratura. Infatti, maggiore è la tensione di compressione agente, maggiore è il fenomeno attritivo che si manifesta sull'interfaccia unità-malta. I giunti stessi però, soggetti all'azione tagliante, rappresentano una superficie preferenziale di scorrimento. Superata dunque la coesione tra gli elementi, rimane solo l'attrito a determinare la resistenza residua della muratura fino alla rottura definitiva che avviene a causa delle tensioni tangenziali presenti tra i giunti.

La valutazione delle tensioni di aderenza e quindi della resistenza a scorrimento dei giunti viene realizzata attraverso prove di taglio come quella rappresentata in figura 36.



Figura 36 - Prova a taglio



Le diverse tipologie di rotture per sollecitazioni di taglio-compressione possono essere le seguenti.

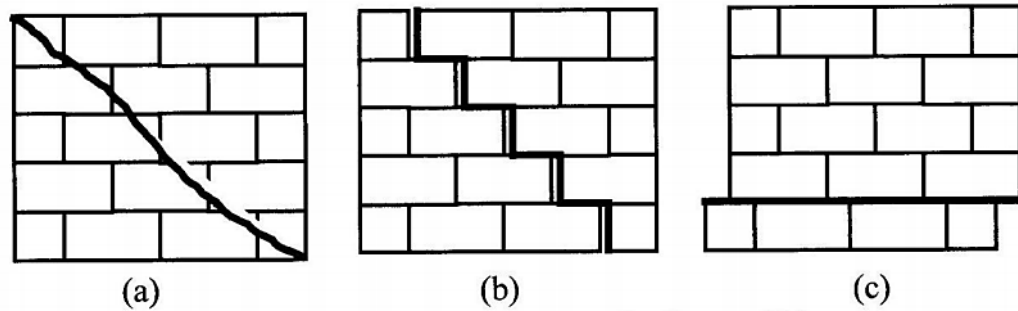


Figura 37 – Tipologie di rottura a taglio

- *Compressione biassiale*: questo stato di sollecitazione mette in evidenza il comportamento fortemente non lineare della muratura. Si riporta in seguito la rappresentazione del campo di resistenza della muratura soggetta a compressione biassiale. L'incremento di resistenza è legato ai fenomeni attritivi che si manifestano tra le componenti. La rottura conseguente a questo stato di sollecitazione è di tipo fragile ed avviene per slitting della muratura in un piano parallelo alla superficie libera. I primi studi sperimentali per l'individuazione di domini di resistenza per stati di sforzo biassiali risalgono alla fine degli anni settanta e ai primi anni ottanta, con ricerche svolte su muratura di mattoni in laterizio presso l'Università di Newcastle in Australia (Page) e l'Università di Edimburgo nel Regno Unito (Hendry). Si figura 38 è rappresentato tale dominio resistente.

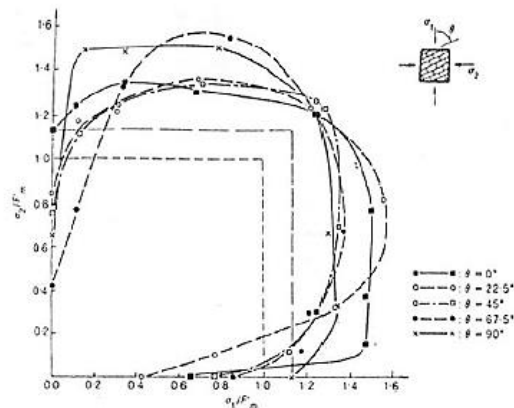


Figura 38 - Campo resistente della muratura sottoposta a compressione biassiale.

#### 1.5.4. Comportamento delle murature in pietrame

Il comportamento della muratura si rivela particolarmente complesso soprattutto nel caso di costruzioni con pietre naturali, non squadrate, dove la differente geometria e disposizione non regolare rende molto difficile individuare il comportamento e le caratteristiche di una piccola porzione e rende necessario uno studio globale dell'intera struttura attraverso un processo di omogeneizzazione.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche e lo studio del comportamento globale vengono effettuati in analogia con le prove distruttive (martinetti piatti, prove di compressione

diagonale, prove di taglio compressione) e non distruttive (soniche, georadar) descritte nei paragrafi precedenti. Per quanto concerne la prova con martinetti piatti ad esempio, il taglio deve essere eseguito in corrispondenza di un giunto di malta il più regolare possibile o, se questo non è identificabile, nel corso di pietra in modo tale da limitare la disomogenea distribuzione degli sforzi.

Si rivela necessaria però qualche considerazione sul comportamento di queste tipologie murarie legata alla diversa natura e disposizione degli elementi componenti. Gli elementi lapidei costituenti le murature storiche, generalmente non lavorati e di diverse dimensioni, sono connessi con malte di scarsa qualità, sia per composizione che per resistenza. Questa costituzione muraria è caratterizzata dunque da rotture che intercettano i giunti di malta e infatti raramente il quadro fessurativo presenta la rottura delle pietre stesse. Inoltre, la presenza di pietre tondeggianti, caratterizzate da un minor grado di incastro, possono essere espulse per effetto delle sollecitazioni agenti anticipando dunque il meccanismo di rottura.

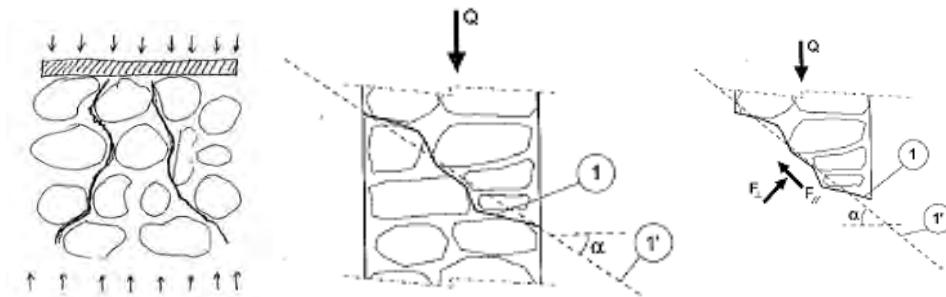


Figura 39 – Meccanismi fessurativi di murature in pietrame

Il valore dei parametri meccanici propri delle murature in pietrame risultano inferiori rispetto a quelli delle murature in laterizio e malta. All'interno della Circolare Esplicativa «Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008» è fornita una tabella in cui sono riportati i coefficienti migliorativi per le diverse tipologie di muratura. Ad esempio, murature in pietrame che presentano ricorsi in laterizio ad intervalli di altezza regolari come quelle listate, godono di valori di resistenza e stabilità maggiori grazie alla benefica ripartizione del carico offerta dalle cordonature.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9
Muratura a conci sbozzati, con spessore di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7

Tabella 17 – Coefficienti migliorativi per le varie tipologie di muratura

## 2 Consolidamento delle pareti in muratura

### 2.1. Meccanismi di collasso

Il collasso globale di un edificio in muratura può essere indotto dalla formazione di lesioni e meccanismi di collasso a blocco rigido se i diversi macroelementi murari sono stati realizzati secondo i principi della regola d'arte e quindi presentano carattere di monoliticità. Se la qualità muraria è scarsa invece, il collasso si manifesta con un quadro fessurativo maggiormente diffuso e la disgregazione e il distacco dei paramenti. I macroelementi si muovono reciprocamente sotto l'azione statica e sismica ed è proprio il loro moto che definisce il cinematismo di collasso. Convenzionalmente, tali meccanismi si suddividono in due categorie principali:

- Meccanismi di primo modo: il collasso avviene nel fuori piano. Fanno parte di questa categoria il ribaltamento semplice e composto e la flessione orizzontale e verticale;
- Meccanismi di secondo modo: il collasso avviene nel piano. I meccanismi che possono dunque instaurarsi sono quello di presso-flessione e taglio.

L'attivazione di uno o dell'altro meccanismo dipende dal comportamento globale dell'edificio che a sua volta è funzione delle caratteristiche tipologiche e tecnologiche.

In questa sezione si dedica particolare attenzione ai meccanismi di secondo modo in quanto oggetto di studio del presente lavoro.

#### 2.1.1. Meccanismi di collasso nel piano

In una costruzione in muratura possono essere identificati come elementi resistenti rispetto alle azioni orizzontali, le pareti e gli orizzontamenti (solai, archi, coperture). Il comportamento globale dell'edificio è influenzato innanzitutto dal grado di connessione presente tra gli elementi resistenti. Se le pareti presentano un buon grado di ammortamento, continuo o puntuale, realizzato ad esempio attraverso delle catene metalliche e cordoli, il comportamento globale è regolato da meccanismi resistenti nel piano. Inoltre, questi ultimi sono favoriti dalla presenza di solai infinitamente rigidi, i quali consentono una ripartizione delle sollecitazioni ai diversi elementi resistenti in base alla loro rigidità ed un'uniformità della risposta strutturale. Diversamente, carenze di collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti e la presenza di solai deformabili, comportano la formazione di meccanismi resistenti fuori piano ed una disomogenea risposta strutturale.

Nell'ambito dunque dei meccanismi di collasso nel piano è possibile affermare quanto segue:

- I maschi murari snelli, ruotano restando integri;
- I maschi murari tozzi, si lesionano in diagonale.

##### 2.1.1.1 Crisi per presso-flessione

La rottura per presso-flessione o ribaltamento è causata dal raggiungimento del momento ultimo corrispondente allo schiacciamento della zona compressa. Nell'ipotesi di

parzializzazione della sezione di base del maschio murario, si riporta in seguito lo stato tensionale agente.

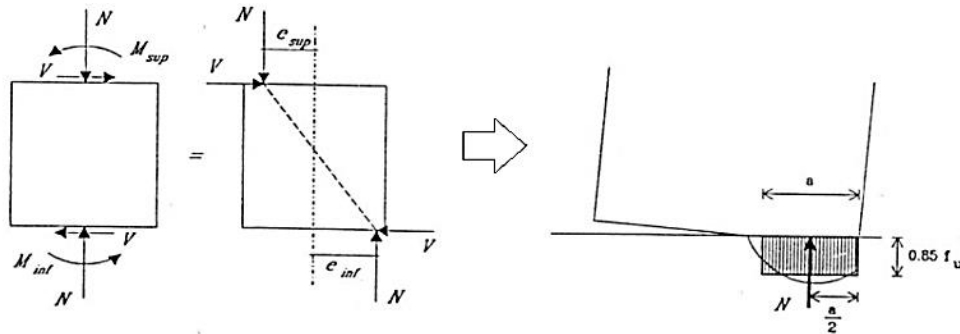


Figura 40 – Tensioni di compressione sul maschio sollecitato a pressoflessione

Le tensioni alla base possono essere approssimativamente schematizzate con un andamento stress-block assumendo come valore massimo  $0.85 f_{cd}$  dove  $f_{cd}$  è la resistenza ultima a compressione della muratura. Imponendo le seguenti relazioni:

$$M_u = N \cdot e$$

$$N = 0.85 \cdot f_d \cdot t \cdot a$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$$

Dove:

- e: è l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro del maschio
- t: è lo spessore della muratura
- a: è la lunghezza di zona compressa
- l: è la lunghezza del maschio

Il momento ultimo risulta:

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

La resistenza dell'elemento alla rottura per pressoflessione dipende dallo sforzo normale attraverso la tensione  $\sigma_0$  con andamento parabolico. Se lo sforzo normale è nullo, anche la sua resistenza è nulla. Il valore della tensione che massimizza il momento resistente dell'elemento risulta:

$$\sigma_{0,max} = \frac{0.85 \cdot f_d}{2}$$

Si riporta in seguito il dominio  $M_u - \sigma_0$ .

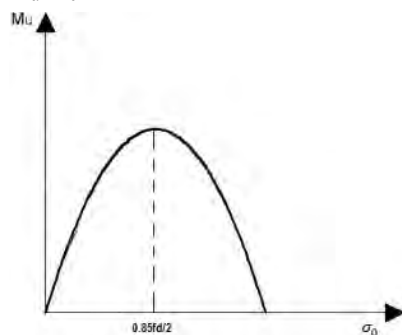


Figura 41 – Momento resistente in funzione della tensione normale media

2.1.1.2 Crisi per taglio

2.1.1.2.1. Approccio allo scorrimento

Supponendo per la resistenza a taglio e a compressione un legame del tipo Mohr-Coulomb è possibile individuare la resistenza per meccanismo di rottura a taglio attraverso un approccio allo scorrimento. In analogia alla teoria di Coulomb relativa al calcolo delle tensioni tangenziali del terreno, la resistenza a taglio è data dalla somma di due contributi: la coesione ( $\tau_0$ ) agente all'interfaccia e la resistenza offerta dall'attrito ( $\mu$ ), proporzionale al carico di compressione agente ( $\sigma_c$ ) [ Vinci M., 2012].

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma_c$$

Secondo tale approccio, la resistenza a taglio della muratura dipende dalla tensione media  $\sigma_c$  con legge lineare. Per valori dello sforzo di compressione prossimi a quello di rottura per la muratura, la resistenza a taglio tende a zero.

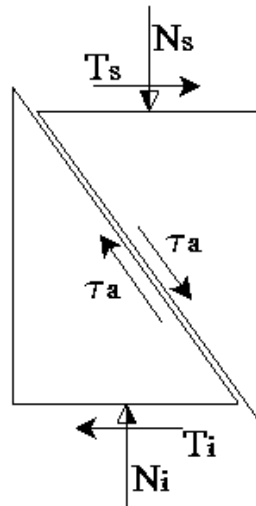


Figura 42 – Rottura per taglio scorrimento

La resistenza a taglio si ottiene dunque dalla seguente relazione:

$$V_t = \tau \cdot l_1 \cdot t$$

Dove:

- $l_1$  è la lunghezza della base compressa del maschio
- $t$  è lo spessore della parete

Il dominio risultante è di tipo lineare.

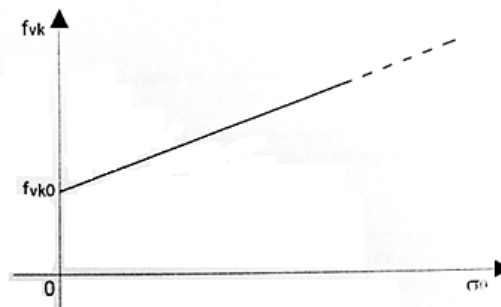


Figura 43 – Tensione tangenziale in funzione della tensione normale [Vinci M.,2012]

2.1.1.2.2. *Resistenza per meccanismo di rottura a taglio – criterio di Turnsek e Cacovic*

Questo criterio si basa sul massimo sforzo principale di trazione.

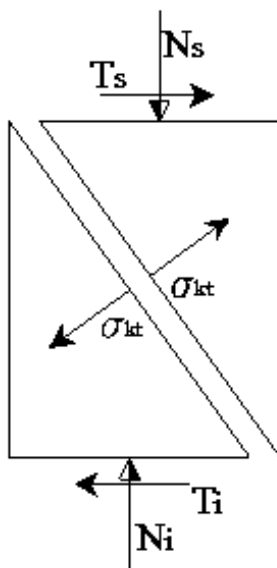


Figura 44 – Rottura per taglio trazione

Pareti soggette a compressione e taglio, superata la resistenza a trazione della muratura, manifestano lesioni nella parte centrale dell'elemento e generalmente con inclinazione a 45° [Vinci M.,2012].

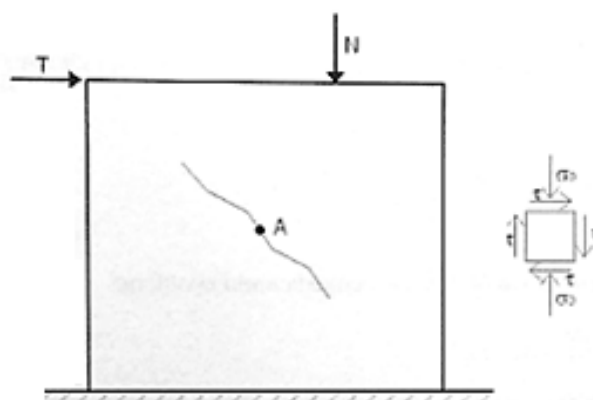


Figura 45 - Pannello soggetto a taglio e compressione [Vinci M.,2012]

Il punto centrale A è caratterizzato rispettivamente da una tensione normale e tangenziale pari a:

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$$

$$\tau_0 = \frac{T}{l \cdot t}$$

Dove l e t sono la lunghezza e lo spessore del maschio. Si riporta in seguito la rappresentazione del suddetto stato tensionale attraverso il cerchio di Mohr di centro C e raggio R.

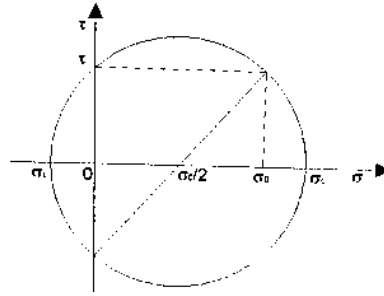


Figura 46 - Rappresentazione dello stato tensionale nel punto A [Vinci M.,2012]

$$C = \frac{\sigma_0}{2}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

La tensione principale di trazione risulta quindi:

$$\sigma_t = C - R = \frac{\sigma_0}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Da cui, elevando al quadrato, si ottiene:

$$\tau^2 = \sigma_t^2 - \sigma_t \sigma_0$$

Ponendo la tensione di trazione agente uguale ed opposta alla massima tensione di trazione:

$$-\sigma_t = f_{td} \text{ e } \tau = b \cdot \tau_0$$

si ottiene:

$$\tau_0 = \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

La resistenza a taglio per superamento delle tensioni limite di trazione dell'elemento si ottiene moltiplicando la relazione precedente per l'area della sezione trasversale del maschio murario. Assumendo una tensione massima a trazione pari a 1.5 volte la resistenza di riferimento a taglio della muratura  $\tau_{0d}$  si ottiene:

$$V_s = \frac{l \cdot t \cdot 1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}}$$

Dove b è il coefficiente che tiene conto della snellezza del maschio (h/l). Il dominio risultante è di tipo non lineare con concavità rivolta verso il basso.

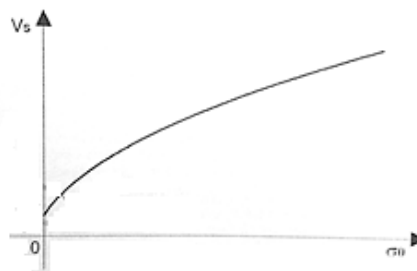


Figura 47 – Taglio resistente in funzione della tensione normale media [Vinci M.,2012]

## 2.2. Tipologie di rinforzo

I valori di resistenza ricavati per i diversi meccanismi resistenti descritti nella sezione precedente possono essere incrementati modificando le caratteristiche geometriche dell'elemento, operazione non realizzabile nel caso di muratura storica, oppure adottando rinforzi strutturali in grado di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura stessa.

Il progetto di una tipologia di consolidamento prevede le seguenti fasi di studio:

- Conoscenza del supporto iniziale: sia a livello degli elementi costituenti che a livello globale, attraverso indagini in laboratorio su campioni prelevati ed in situ;
- Conoscenza del comportamento della struttura prima e dopo l'intervento: una conoscenza del comportamento pre-intervento consente di mettere in luce eventuali deficienze del comportamento sotto carico della muratura in modo tale da scegliere il più idoneo sistema di rinforzo. Inoltre si rivela necessaria la previsione del comportamento post-rinforzo, attraverso modellazioni numeriche, per valutare l'efficacia dello stesso;
- Scelta dell'intervento: mirata a non alterare in maniera eccessiva il comportamento originario (non alterare in modo importante i rapporti di rigidità iniziali delle pareti, soprattutto in relazione al carico sismico) attraverso l'impiego di materiali compatibili con il supporto murario;
- Applicazione del sistema di rinforzo: deve essere eseguita correttamente in modo tale da non inficiarne il comportamento e danneggiare il supporto;
- Verifica dell'efficacia dell'intervento: condotta attraverso la realizzazione di prove in situ volte a determinare la resistenza a taglio e compressione della muratura prima e dopo il consolidamento.

Le tecniche di consolidamento sono molteplici e tra queste possono essere annoverate le seguenti:

- Tiranti e catene orizzontali
- Cordoli di coronamento
- Intonaco armato
- Iniezioni di malta
- Perforazioni armate
- Diatoni artificiali
- Cuci-scuci
- Rinforzi con FRP

I paragrafi seguenti pongono l'attenzione sul rinforzo con iniezioni di malta e con materiali compositi, poiché oggetto di studio del presente elaborato.

### 2.2.1. Iniezioni di malta

La tecnica di consolidamento con iniezioni di malta prevede l'inserimento di miscele leganti all'interno dei vuoti della muratura al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche attraverso la riduzione della percentuale di vuoti e il rafforzamento del legame tra le parti



[Vinci M.,2012]. Tale operazione è particolarmente indicata per murature in pietrame caratterizzate da un'alta percentuale di vuoti al loro interno o per murature di natura diversa particolarmente lesionate.

L'iniezione della miscela legante può essere effettuata a gravità o a pressione. La scelta di una delle due metodologie è legata al grado di deterioramento della muratura. Se quest'ultimo risulta particolarmente elevato è preferibile adottare la tecnica delle iniezioni a gravità in modo da non alterare negativamente le già precarie condizioni della muratura. Si osserva però come l'iniezione a pressione garantisca una migliore efficacia del sistema di consolidamento grazie alla maggiore percentuale di vuoti riempiti.

Questa tipologia di rinforzo strutturale, largamente utilizzata per il consolidamento di edifici storico-monumentali, presenta i seguenti vantaggi:

- Non alterazione dell'aspetto esteriore della struttura;
- Incremento di resistenza della parete nel piano;
- Elimina gli effetti di eventuali lesioni diffuse;
- Non alterazione dello stato tensionale della muratura;
- Economicità;
- Facile reperibilità dei materiali.

Viceversa, presenta anche i seguenti svantaggi:

- Applicabilità solo su murature che hanno una percentuale di vuoti elevata;
- Aumento di rigidità della parete e conseguente minore deformabilità della stessa;
- Non incremento del grado di connessione trasversale tra muri ortogonali e conseguente non impedimento alla formazione di meccanismi fuori piano;
- Necessità di manodopera specializzata.

La normativa fornisce, per le diverse tipologie murarie, i coefficienti correttivi da applicare sia ai parametri di resistenza ( $f_m$ ,  $\tau_0$ ) che ai moduli elastici (E,G).

Tipologia di muratura	Iniezioni di malta
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	2.0
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e nucleo interno	1.7
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1.5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.7
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1.2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1.5

Tabella 18- Coefficienti moltiplicativi dei parametri meccanici per consolidamento con iniezioni di malta

### 2.2.1.1 Tipologie di miscele utilizzate

Le miscele utilizzate per le iniezioni di malta devono presentare caratteristiche di resistenza e moduli elastici simili a quelli della muratura originaria, in modo tale da adattarsi al meglio al supporto e non alterare i rapporti di rigidità presenti. Da un punto di vista chimico il

composto deve essere stabile nel tempo e garantire l'instaurarsi di legami forti con la muratura originaria.

Il composto deve essere inoltre il più omogeneo possibile, non deve presentare elementi di grosso diametro che potrebbero ostruire i canali di iniezione e deve essere caratterizzato da tempi di presa ed indurimento adeguati alla realizzazione del rinforzo.

La quantità di acqua utilizzata per la realizzazione della miscela deve garantire l'idratazione del legante e fornire la corretta fluidità al composto, ma non deve essere eccessiva poiché questo provocherebbe un forte ritiro e quindi il contatto limitato tra la miscela e la muratura. Però ovviare a ciò è possibile utilizzare additivi fluidificanti in grado di controllare il ritiro.

La compresenza di tutti i prerequisiti elencati è di difficile realizzazione e infatti la scelta della tipologia di materiale da utilizzare è determinata da considerazioni di tipo tecnico-economiche. Tra le tipologie di miscele più frequentemente utilizzate vi sono: le miscele inorganiche e le miscele a base di resine sintetiche. Tra le prime è possibile annoverare:

- La miscela a base di calce: utilizzata se sono richiesti elevati valori di resistenza e comparabili con quelli della parete. Può essere realizzata con l'aggiunta di additivi in modo tale da ridurre i gravosi fenomeni di ritiro e formazione di grumi che caratterizzano questa tipologia di composto.
- La miscela a base di cemento (Portland solitamente): utilizzata se è richiesta un'elevata resistenza a compressione. Anche questa tipologia è caratterizzata dall'utilizzo di additivi anti-ritiro. Per ovviare alla problematica relativa ad una eccessiva granulometria è possibile utilizzare polvere di marmo.

Le miscele a base di resine sintetiche più utilizzate invece sono:

- Miscela a base di resine organiche: caratterizzate da rapidi tempi di presa;
- Miscela reoplastiche: dotate di elevata fluidità e buone proprietà anti-ritiro.

### *2.2.1.2 Esecuzione del rinforzo*

La realizzazione del rinforzo prevede le seguenti fasi esecutive [Vinci M.,2012]:

- Pulitura della parete: quest'ultima, una volta rimosso l'intonaco, viene pulita utilizzando diverse tecniche prestando particolare attenzione ai giunti e alle zone lesionate. La pulitura può infatti essere realizzata con: getti d'acqua ad alta o bassa pressione (idropulitrice), acqua nebulizzata, getti di aria compressa, sabbiatura, spazzole e sostanza chimiche;
- Sigillatura di giunti e fessure: per evitare la fuoriuscita della miscela da eventuali lesioni si procede alla posa di malte di calce e sabbia o calce e cemento che presentano caratteristiche affini a quelle della malta esistente;
- Ubicazione e realizzazione dei fori: il posizionamento dei fori deve essere realizzato in modo tale da ridurre il volume di muratura non raggiunta dalla miscela.

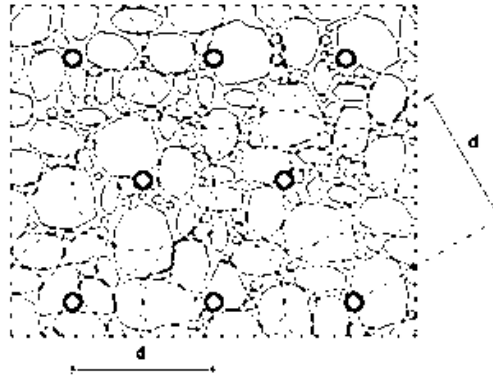


Figura 48 – Ubicazione dei fori

La foratura viene compiuta dallo stesso lato della parete realizzando fori di lunghezza pari a  $2/3$  o  $3/4$  dello spessore della parete stessa, inclinati in modo tale da favorire il processo di iniezione. È preferibile che questi vengano realizzati con perforatrici a rotazione e non a percussione per non danneggiare ulteriormente la muratura.

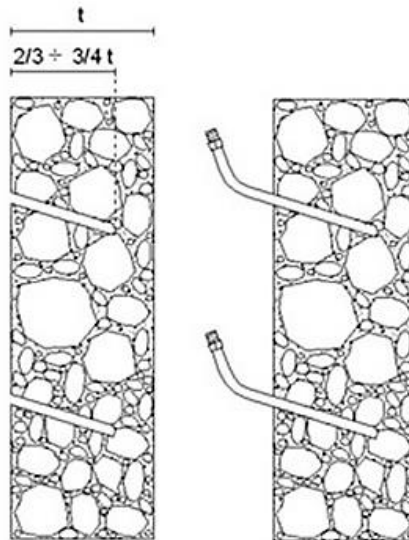


Figura 49 - Realizzazione dei fori e posizionamento dei tubetti di rabbocco

- Posizionamento dei tubetti di rabbocco: realizzati in rame, alluminio o resina sintetica, sono alloggiati all'interno dei fori e devono essere sigillati alla parete con malte a presa rapida al fine di evitare la fuoriuscita di miscela durante l'iniezione;
- Lavaggio e saturazione della parete: attraverso le canule disposte si procede con il lavaggio della parete in modo tale da rimuovere eventuali detriti creati durante la fase di realizzazione dei fori, e mettere in evidenza eventuali vie di fuga non sigillate in precedenza. Nel caso in cui la miscela da iniettare sia a base di calce o cemento, è opportuno portare a saturazione la parete in modo tale da evitare l'assorbimento dell'acqua della miscela da parte della murature in fasi successive all'iniezione;
- Esecuzione delle iniezioni: in relazione al grado di danneggiamento della parete si utilizzano tecniche diverse.

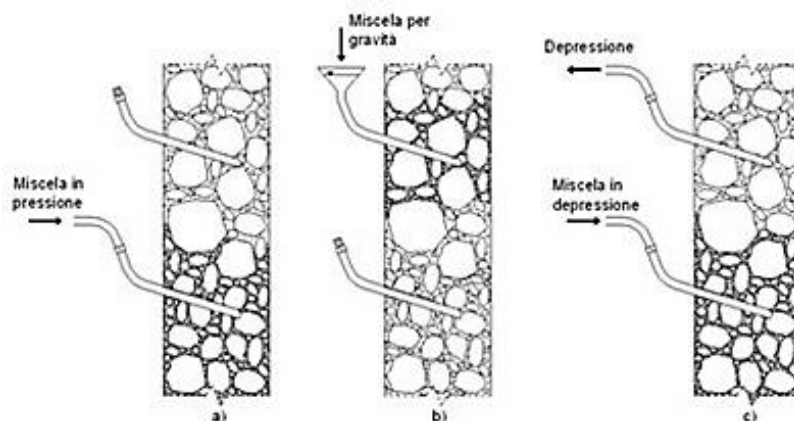


Figura 50 – Tipologie di iniezione: a) a pressione, b) a gravità, c) in depressione

L'iniezione a pressione viene realizzata partendo dalle zone laterali inferiori per poi proseguire verso il centro e ripetendo la medesima operazione per la zona superiore. L'operazione più delicata di questa fase è la scelta della pressione con cui eseguire l'iniezione. Il valore ottimale viene ricavato per tentativi.

L'iniezione a gravità consente principalmente il riempimento dei vuoti più grandi e richiede articolare cautela nella realizzazione dei fori.

L'iniezione in depressione richiede la tenuta stagna di tutte le canule e l'utilizzo di miscele molto fluide (resine sintetiche). I tubi di piccolo diametro inferiori vengono collegati ai contenitori per la miscela, mentre, quelli superiori, ai dispositivi per la realizzazione della depressione. Creata quest'ultima il materiale risale all'interno della muratura e raggiunto il risultato voluto si procede con altri fori.

### 2.2.2. Rinforzo con materiali compositi - FRP

La Circolare Eslicativa 617/2009, § C8.7.1.8, afferma quanto segue: “*Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004 e ss.mm.ii*”. La trattazione seguente dunque fa riferimento a quanto prescritto nelle suddette norme.

Tali sistemi possono essere utilizzati come rinforzo per i meccanismi sia di primo che di secondo modo.

La CNR-DT 200/2004 così definisce i materiali compositi: “*I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue, sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso*”. Il loro utilizzo è connesso ai numerosi vantaggi che sono in grado di offrire: elevata durabilità, nessun incremento di massa, nessun incremento di rigidità, completa reversibilità, incremento di resistenza e duttilità.

Dal punto di vista morfologico i sistemi di rinforzo realizzati con FRP sono distinguibili in:

- Sistemi preformati: costituiti da componenti di varia forma (lamine, nastri, barre o altro) preparati in stabilimento mediante pultrusione, o altri processi produttivi di comprovata validità tecnologica, ed incollati all'elemento strutturale da rinforzare;

- Sistemi impregnati in situ: costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali impregnati con una resina che può fungere anche da adesivo con il substrato interessato (es. calcestruzzo, muratura);
- Sistemi preimpregnati: costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive.

I materiali compositi sono costituiti da due o più materiali di natura diversa detti fasi, due delle quali, almeno, presentano diverse proprietà fisico-chimiche tali da conferire al composito proprietà diverse da quelle dei costituenti.

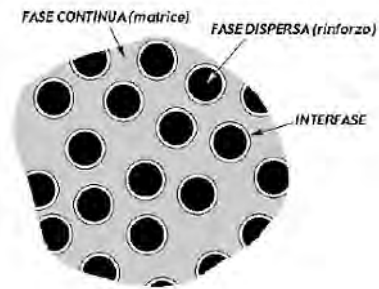


Figura 51 – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito [CNR-DT 200]

Il *rinforzo*, o fase dispersa, caratterizzato da elevate prestazioni meccaniche, svolge il ruolo di elemento portante sia in termini di rigidità che di resistenza ed è caratterizzato da elevato modulo elastico e da un comportamento elastico lineare ed anisotropo. I materiali comunemente utilizzati per la realizzazione del rinforzo sono la fibra di vetro (GFR), la fibra di carbonio (CFR), la fibra aramidica (AFR). Queste sono costituite da filamenti molto sottili difficili da manipolare singolarmente e proprio per questo motivo vengono commercializzate in diverse forme:

- Filamento (microfilament): elemento base con diametro di circa 10 $\mu$ m
- Cavo di filatura (tow): prodotto da una macchina di filatura, è costituito da un fascio formato da un gran numero di filamenti, senza torsione destinato ad essere utilizzato come fibra discontinua
- Filo o filato (spun yarn): filo formato da fibre tenute insieme da torsione
- Filo assemblato (roving): fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione iniziale.

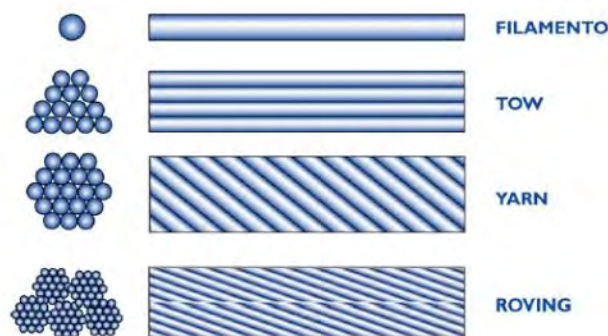


Figura 52 – Tipologie di fibre

In alternativa, le fibre possono essere tessuti monodimensionali, bidimensionali o multidimensionali (caratterizzati da una forte anisotropia).

La *matrice*, o fase continua, isotropa, risulta meno rigida rispetto al rinforzo. Essa svolge molteplici funzioni quali: proteggere le fibre, ripartire gli sforzi tra le fibre, trasferire questi ultimi all'elemento strutturale sul quale il composito è applicato e garantire l'adesione tra la fibra e il rinforzo e tra l'elemento da rinforzare ed il composito (nel caso di sistemi impregnati in situ).

Le matrici più utilizzate per la realizzazione dei compositi fibrorinforzati sono di natura organica (resine): resine termoindurenti o, in alternativa, termoplastiche.

Le resine termoindurenti sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Attraverso la miscelazione con un opportuno reagente esse polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso la cui reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura. I vantaggi che le caratterizzano sono molteplici: bassa viscosità allo stato fluido e facile impregnazione delle fibre, ottime proprietà adesive, buona resistenza agli agenti chimici ed assenza di una temperatura di fusione. I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento "fragile") e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche; vengono utilizzate anche quelle fenoliche, vinilestere e poliestere.

Le matrici polimeriche termoplastiche, ancora in fase di studio, invece hanno il vantaggio di poter essere lavorate in qualsiasi momento mediante un opportuno trattamento termico.

L'*interfase* (eventuale) rappresenta il trattamento superficiale del rinforzo in grado di rendere compatibili le fasi.

Il corretto comportamento di questi sistemi di rinforzo è inficiato da una ridotta resistenza al taglio, dalla sensibilità alle alte temperature (modifica la risposta viscosa delle resine), dalla forte sensibilità a fessure ed intagli e dal fenomeno della delaminazione.

La collaborazione tra la struttura ed il rinforzo avviene esclusivamente grazie alle tensioni tangenziali che i due elementi sono in grado di scambiarsi. Un'errata valutazione della tensione tangenziale massima comporta la crisi da parte della muratura, del materiale composito o dell'interfaccia. Quest'ultima tipologia di crisi, che determina il distacco del rinforzo dal supporto prende il nome di delaminazione. Tale fenomeno nella quasi totalità dei casi si manifesta per la separazione di uno strato sottile del supporto.

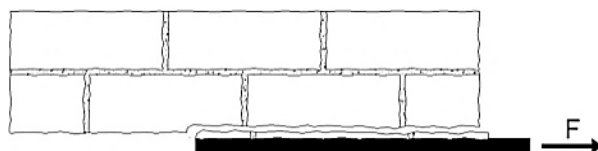


Figura 53 – Distacco del composito per delaminazione

L'andamento delle tensioni tangenziali sull'interfaccia presenta il seguente andamento.

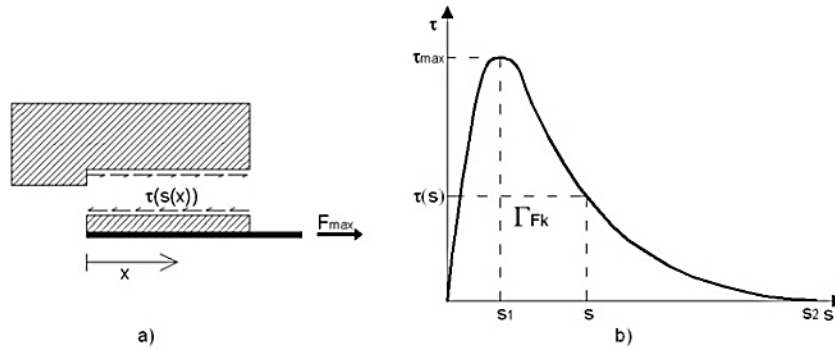


Figura 54 – Andamento delle tensioni tangenziali agenti all'interfaccia supporto-rinforzo

L'area racchiusa dal grafico sopra riportato rappresenta l'energia di frattura, cioè il lavoro necessario per produrre la crisi dell'interfaccia di area unitaria.

Sperimentalmente l'energia di frattura è fornita dalla seguente relazione:

$$\Gamma_{FK} = c_1 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mkm}}$$

Dove :

- $f_{mk}$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura
- $f_{mkm}$  è la resistenza caratteristica a trazione della muratura
- $c_1$  è un coefficiente che deve essere determinato su base sperimentale e che in assenza di dati può essere assunto pari a 0.015.

Ponendo l'equilibrio tra il lavoro delle tensioni tangenziali di interfaccia e l'energia elastica dovuta alla deformazione longitudinale del supporto si ottiene:

$$\Gamma_{FK} \cdot b_f \cdot l_f = \frac{1}{2} \cdot F_{max,u} \cdot u$$

Dove:

- $b_f$  è la larghezza della superficie di interfaccia
- $l_f$  è la lunghezza della superficie di interfaccia
- $u$  è lo spostamento

Imponendo in base alla teoria elastica:

$$F_{max,u} = \frac{E_f \cdot b_f \cdot t_f}{l_f} \cdot u$$

Con  $t_f$  spessore dell'interfaccia si ottiene la forza massima trasferibile per aderenza e dunque la tensione e deformazione limite del rinforzo:

$$F_{max,u} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{FK}}$$

$$f_u = \frac{F_{max,u}}{b_f \cdot t_f}$$

$$\varepsilon_u = \frac{f_u}{E_f}$$

In relazione ai valori ricavati è possibile determinare la lunghezza ottimale di incollaggio del supporto.

### 2.2.3. *Materiali compositi innovativi – SRG*

Accanto ai tradizionali materiali utilizzati per la realizzazione di strutture fibrorinforzate si è sviluppata una nuova generazione di sistemi compositi: gli SRG-*Steel Reinforced Grout*. Questi sistemi possono essere realizzati utilizzando matrici cementizie o di malta di calce; in questa sezione si pone l'attenzione sul rinforzo in fibre in acciaio e matrice della seconda tipologia.

Gli SRG, poco conosciuti anche dal punto di vista normativo, ereditano dagli FRP numerose qualità quali la facilità di esecuzione, la bassa invasività, i ridotti tempi di intervento ed inoltre sono caratterizzati da numerosi vantaggi legati alla natura del rinforzo e della matrice utilizzata [Borri *et al.*,2007]. Sono composti da fili di acciaio ad alta resistenza, continui, intrecciati a formare trefoli a loro volta tessuti in fasce di diversa larghezza (10-30 cm), impregnate per mezzo di una matrice inorganica base di malta di calce. La realizzazione della fascia garantisce una corretta disposizione dei trefoli e ripartizione delle tensioni alla matrice.

Poiché l'utilizzo di fili singoli di diametro ridotto, non garantisce un'adeguata aderenza meccanica tra matrice ed elemento di rinforzo, si ricorre alla tessitura di trefoli in fasce la cui superficie corrugata fornisce un adeguato valore di aderenza.

L'efficienza del rinforzo inoltre è garantita dalla densità del tessuto. Quest'ultima infatti, oltre ad incidere fortemente sulla risposta meccanica in termini di resistenza e rigidezza, determina anche la tipologia di matrice migliore da utilizzare al fine di garantire la corretta adesione tra i materiali. Una tessitura più fitta si presta all'utilizzo di matrici organiche, poco viscosi, mentre una tessitura più rada, all'utilizzo di matrici inorganiche (malta a base di calce ad elevato valore di viscosità).

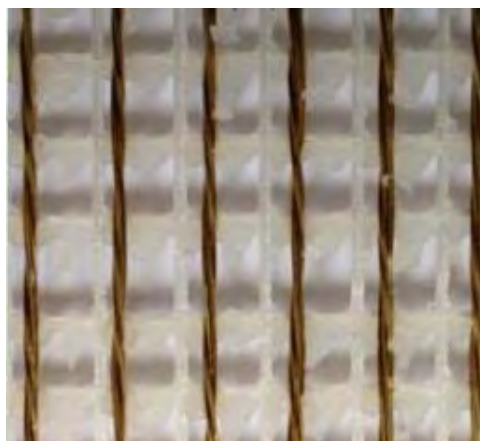


Figura 55- Trama del tessuto idoneo alla realizzazione di SRG

Affinché il consolidamento sia efficace è opportuno disporre dei connettori trasversali per garantire la solidarizzazione e completa collaborazione tra muratura e rinforzo. Questi, composti sempre con trefoli di acciaio, sono realizzati in modo tale da terminare con fiocchi in grado di garantire un adeguato ammorsamento alla parete muraria.





*Figura 56 – Connettore in acciaio*

L'utilizzo di fibre di acciaio, rispetto ai tradizionali materiali per FRP, comporta i seguenti vantaggi:

- Incremento di duttilità rispetto ai tradizionali sistemi di rinforzo compositi;
- Aumento della resistenza a taglio semplificando la realizzazione di ancoraggi e connessioni;
- Alta compatibilità con matrici di diversa natura;
- L'accoppiamento con malte cementizie, grazie alla loro capacità di trattenere al proprio interno percentuali di acqua di cristallizzazione, consente al rinforzo di resistere a temperature più elevate rispetto a quelle sostenute dalle resine, prima di raggiungere il decadimento delle proprietà meccaniche del materiale;
- Lavorabilità;
- Bassa invasività;
- Semplicità e velocità realizzativa: legate rispettivamente alla maggior rigidità del materiale ed alle tempistiche di posa in opera di una malta rispetto a quelle di una resina;
- Economicità rispetto ai comuni materiali per FRP;
- Lo strato di allettamento, nei rinforzi in FRP, suscettibili alla rottura per taglio, risulta necessario per il livellamento del piano di posa, ma risulta anche il punto debole in cui può innescarsi la delaminazione del rinforzo. Gli SRG non risentono di queste problematiche sia per la resistenza a taglio di cui godono, sia perché lo strato di allettamento diventa esso stesso la matrice del composito.

In completa analogia con i tradizionali FRP, la non corretta realizzazione dell'intervento preclude il buon funzionamento dello stesso.

#### *2.2.3.1 Esecuzione del rinforzo*

La realizzazione del rinforzo prevede le seguenti fasi esecutive:

- Pulitura delle pareti: viene messa a nudo la parete rimuovendo l'intonaco esistente ed in seguito viene effettuata la spazzolatura ed il lavaggio con getti di acqua a bassa pressione;
- Foratura: vengono realizzati i fori sulla parete per l'alloggiamento dei connettori;
- Inserimento dei connettori: i connettori passanti vengono inseriti all'interno dei fori insieme a tubi di piccolo diametro necessari per le eventuali iniezioni di malta. Le parti

terminali dei connettori, vengono “aperte” per la realizzazione dei fiocchi in una fase successiva;

- Regolarizzazione della superficie e ristilatura dei giunti con malta a base di calce naturale;
- Applicazione, su malta ancora fresca, dei tessuti in acciaio secondo lo schema di progetto;
- Rasatura superficiale a ricoprimento delle fasce con la stessa malta utilizzata per la regolarizzazione;
- Apertura dei connettori: si realizzano i fiocchi terminali dei connettori e si procede al loro fissaggio attraverso l'utilizzo della stessa tipologia di malta utilizzata per la regolarizzazione.
- Iniezioni di malta a bassa pressione al fine di rendere collaborante i connettori trasversali e la muratura.

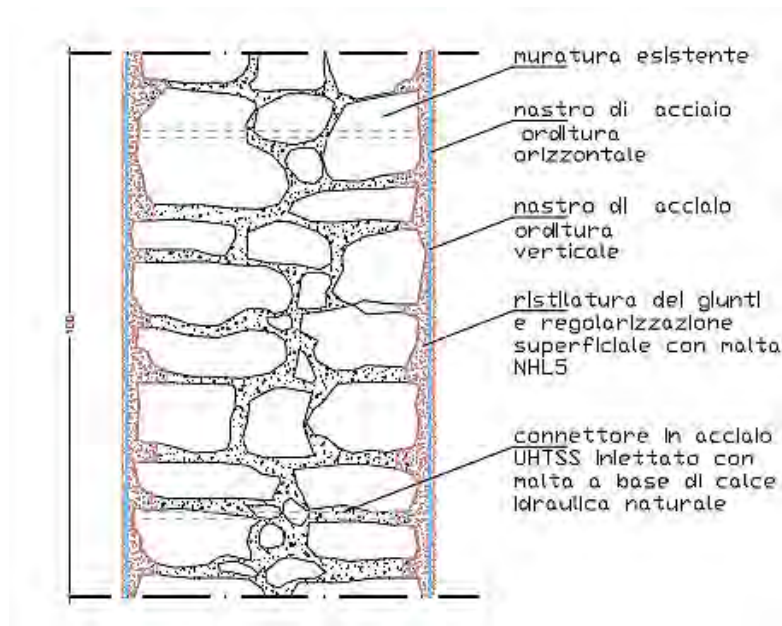


Figura 57 – Schema di applicazione del rinforzo

## 3 Strategie di modellazione

La modellazione numerica di elementi in muratura necessita della definizione della scala di modellazione e dei legami costitutivi. Tali scelte sono tra loro dipendenti e determinano la corretta rappresentazione del complesso comportamento del materiale.

### 3.1. La scala di modellazione

La scelta della scala di modellazione necessaria è governata dagli obiettivi e dalla tipologia di analisi di interesse: globale o locale, limite o incrementale. Inoltre il grado di accuratezza con cui vengono rappresentati i legami tra gli elementi costituenti dipende, come si vedrà nelle sezioni seguenti, dall'onere computazionale connesso alla tipologia di analisi.

Indipendentemente dai tipi di legami costitutivi impiegati, nella modellazione delle strutture in muratura si possono distinguere diversi approcci alla descrizione del materiale, intrinsecamente connessi con la scelta della scala: approccio *discreto* e *continuo*. Il modello discreto idealizza la struttura interna del materiale e definisce leggi costitutive per gli elementi costituenti e per le superfici di interfaccia tra essi. Il modello continuo invece, idealizza il materiale come continuo ed omogeneo ed associa ad esso grandezze medie che permettono di descrivere macroscopicamente il suo comportamento. Un approccio di questo tipo necessita della definizione di leggi costitutive del continuo, sulla base di osservazioni fenomenologiche o micromeccaniche.

#### 3.1.1. La micromodellazione

La micromodellazione mira alla rappresentazione separata degli elementi costituenti il complesso murario. Malta ed unità sono quindi rappresentate attraverso elementi continui (brick, plate, shell) e la loro interazione viene rappresentata attraverso la modellazione di elementi interfaccia (piani di scorrimento/rottura). Questa strategia riproduce dunque la reale tessitura muraria.

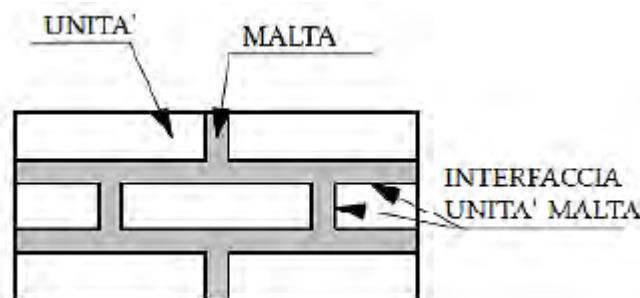


Figura 58 – Micromodellazione

Si valutano dunque per ogni elemento il modulo di Young, il coefficiente di Poisson e tutte le caratteristiche anelastiche necessarie. Una modellazione così strutturata dunque richiede la realizzazione di prove specifiche per la caratterizzazione degli elementi costituenti.

L'elevato grado di accuratezza della modellazione consente di riprodurre il comportamento locale del materiale e i diversi meccanismi di rottura legati all'interazione tra le unità e la

malta. Si riportano in seguito le modalità di rottura caratteristiche del materiale muratura e la definizione del comportamento di quest'ultima attraverso un approccio di tipo energetico [Monti di Sopra E.,2008]:

- *Apertura dei giunti di malta a trazione*: attraverso la realizzazione di prove di trazione monoassiale è possibile calcolare, ad esempio, l'energia di frattura connessa a questo meccanismo di rottura e cioè la quantità di energia necessaria per creare una fessura di area unitaria lungo l'interfaccia. Il valore di tale quantità è ricavabile dall'area sottesa dalla curva esponenziale tensione-ampiezza ricavabile dalla suddetta prova. Questo approccio consente di rappresentare il comportamento di softening a trazione della muratura caratteristico dei materiali quasi-fragili;
- *Scorrimento lungo i giunti principali di malta*: legato alla sollecitazione tagliante con limitata azione assiale. Anche per questa tipologia di rottura è possibile determinare l'energia di frattura utilizzando il diagramma sperimentale tensione tangenziale-scorrimento per diversi valori dello sforzo di compressione agente. Attraverso tale approccio è possibile individuare il comportamento di softening a taglio, legato ad una progressiva perdita di coesione del materiale;
- *Rottura dei blocchi per trazione parallela alla direzione dei giunti orizzontali di malta*: questa tipologia di rottura si può manifestare con una fessurazione a zig-zag lungo i giunti di malta verticali ed orizzontali, o con una fessurazione verticale in prosecuzione di quella generata lungo i giunti verticali. Nel primo caso è possibile calcolare l'energia di frattura connessa al primo modo per i giunti verticali ed al secondo modo per quelli orizzontali. Nel secondo caso invece è necessario calcolare l'energia di frattura delle unità e dei giunti verticali;
- *Rottura dei blocchi per taglio*: si manifesta se il grado di compressione agente è tale da impedire lo scorrimento dei giunti di malta e generare attrito;

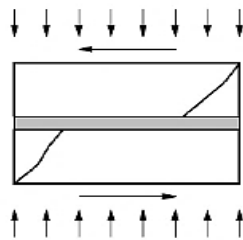


Figura 59 – Rottura a taglio dei blocchi

- *Rottura per splitting dei blocchi*: si manifesta se il grado di compressione agente supera la resistenza a compressione delle unità. Attraverso la determinazione dell'energia di frattura connessa a questo meccanismo è possibile determinare il comportamento di softening a compressione della muratura. Si osserva come l'energia di frattura a compressione sia ben più elevata di quella a trazione. Questo fenomeno è strettamente connesso alle proprietà intrinseche degli elementi costituenti.

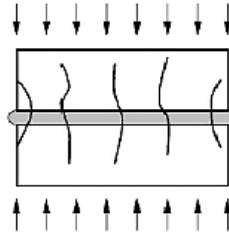


Figura 60 – Rottura per splitting delle unità

Tali modalità di collasso possono essere rappresentate implementando in tutti gli elementi le rispettive proprietà lineari e non lineari, oppure concentrando la non linearità di comportamento unicamente sulle superfici di interfaccia.

Questo tipo di modellazione richiede un elevato sforzo computazionale e per questo motivo risulta adatta alla rappresentazione di dettagli strutturali e campioni di prova di dimensioni esigue. Solitamente la rappresentazione delle caratteristiche di ortotropia della muratura sono affidate alla riproduzione della tessitura muraria, mentre gli elementi componenti sono trattati con modelli costitutivi isotropi.

### 3.1.2. Micromodellazione semplificata

L'analisi di interi edifici non può essere realizzata attraverso una micromodellazione dettagliata a causa dell'elevato onere computazionale di quest'ultima. Si utilizza dunque una strategia di micromodellazione semplificata: le proprietà dei giunti e delle interfacce blocco-giunto vengono concentrate negli elementi interfaccia e si ampliano le dimensioni dei blocchi in modo tale da non alterare la geometria della struttura.

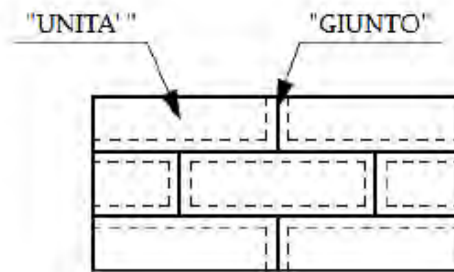


Figura 61 – Micromodellazione semplificata

A fronte di oneri computazionali ridotti, si accetta una leggera perdita di accuratezza dei risultati a causa della non rappresentazione dei giunti di malta (coefficiente di Poisson).

Il comportamento dell'interfaccia è descritto in termini di legami tensione-spostamento relativi delle unità.

### 3.1.3. La macromodellazione

Le strategie di modellazione discreta sopra esposte sono adatte per una modellazione di dettaglio, caratterizzata dalla presenza di fenomeni localizzati. Se i fenomeni fessurativi risultano diffusi, gli stati di tensione a livello locale possono essere considerati omogenei e si può ricorrere ad un modello continuo. Quest'ultimo approccio è quello che compete alla macromodellazione, la quale tratta la muratura come un materiale omogeneo, isotropo o

anisotropo, per il quale non sono più distinguibili i singoli componenti. La rappresentazione a mezzo di un elemento continuo rende la mesh indipendente dalla reale tessitura muraria.

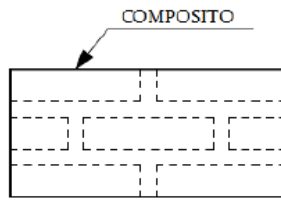


Figura 62– Macromodellazione

Le proprietà meccaniche macroscopiche da assegnare al materiale possono essere determinate attraverso:

- Un approccio fenomenologico: realizzando prove sperimentali a trazione, compressione e taglio su elementi rappresentativi in modo tale da ottenere proprietà globali da assegnare al materiale;
- Tecniche di omogeneizzazione: a partire dalle proprietà meccaniche dei singoli componenti; grazie alla ripetitività della cella di base è infatti possibile determinare le proprietà globali.

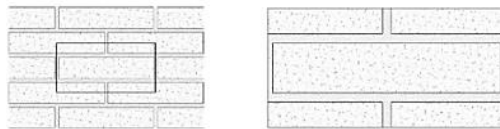


Figura 63 – Cella di base

La procedura di omogeneizzazione si articola in due fasi: si omogeneizza un continuo costituito da unità e giunti di malta verticali (Figura 64.a) ed in seguito, nell'ipotesi di perfetta aderenza all'interfaccia, si omogeneizza secondo i giunti di malta orizzontali.

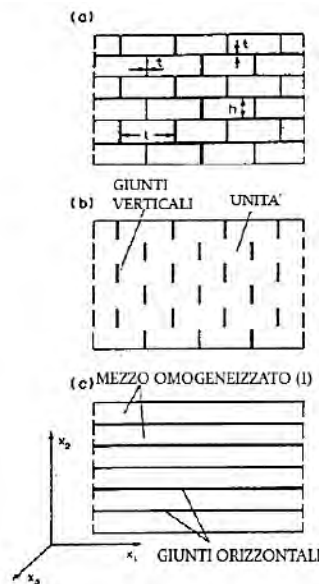


Figura 64 – Procedura di omogeneizzazione

La macromodellazione dunque consente di ottenere il miglior rapporto tra accuratezza dei risultati ed onere computazionale.

## 3.2. Legami costitutivi

Le analisi numeriche che possono essere condotte al fine di indagare il comportamento delle murature storiche, sono classificabili in due tipologie: analisi limite e incrementale. La prima tipologia analizza il comportamento della struttura al collasso, trascurando il processo che conduce alla condizione limite; l'analisi incrementale invece è un'analisi evolutiva del comportamento della muratura [Calderini C., 2004]. Le due tipologie descritte implicano diversi sistemi di ipotesi. L'analisi limite necessita della definizione di un dominio soglia oltre il quale si manifestano le deformazioni irreversibili e quindi non risulta necessaria la descrizione della risposta meccanica del materiale. Di quest'ultima invece necessita l'analisi incrementale, la quale descrive il comportamento del materiale attraverso leggi costitutive in grado di relazionare, in ogni istante della storia di carico, deformazioni e tensioni.

Nell'ambito dell'analisi incrementale, i legami costitutivi utilizzati nella modellazione possono essere classificati in base alla reversibilità del processo di danneggiamento in termini di deformabilità, rigidità elastica e resistenza. La scelta del legame costitutivo verte sulla reversibilità o meno delle deformazioni, sulla necessità di modificare o meno la rigidità del corso della storia di carico e sulla possibilità di degrado della resistenza oltre un certo stato tensionale [Monti di Sopra, 2008].

In accordo con le considerazioni suddette i legami possono essere così classificati:

- Legami NRT ( non resistenti a trazione)
- Legami plastici
- Legami di frattura (continua)

### 3.2.1. Legami tipo NRT

I legami non resistenti a trazione si basano sull'assunzione di resistenza a trazione nulla del materiale. Le deformazioni associate al raggiungimento del limite elastico sono reversibili e corrispondono a tensioni nulle.

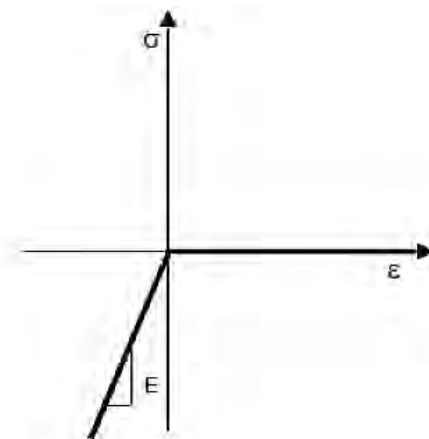


Figura 65 – Legame NRT

La risposta del materiale a compressione e taglio può essere elastica o rigida; pertanto il comportamento è descritto dalla matrice di rigidità elastica (nel caso di legami elastici) e dal

dominio limite di resistenza. Questi ultimi due elementi non subiscono variazioni nel corso della storia di carico.

### 3.2.2. Legami plastici

Legami di tipo plastico si basano sull'esistenza di un limite di resistenza del materiale oltre il quale si possono attivare deformazioni anelastiche irreversibili. Le deformazioni totali risultano quindi dalla somma di un contributo elastico,  $\varepsilon^e$ , e di uno anelastico,  $\varepsilon^p$ .

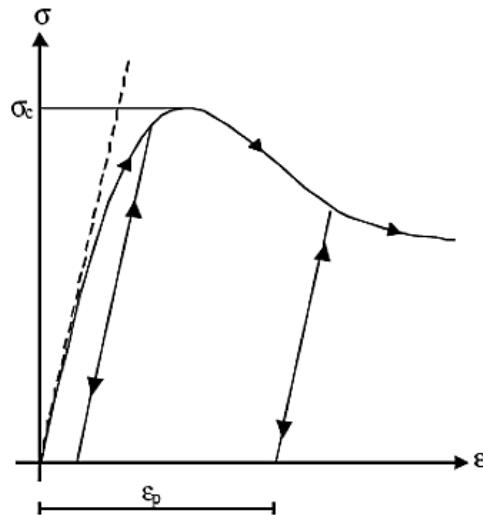


Figura 66 - Legame plastico

La fase post-picco può essere descritta attraverso un comportamento plastico perfetto, ipotizzando dunque una resistenza costante del materiale, oppure attraverso un ramo di softening, considerando quindi un decadimento della resistenza.

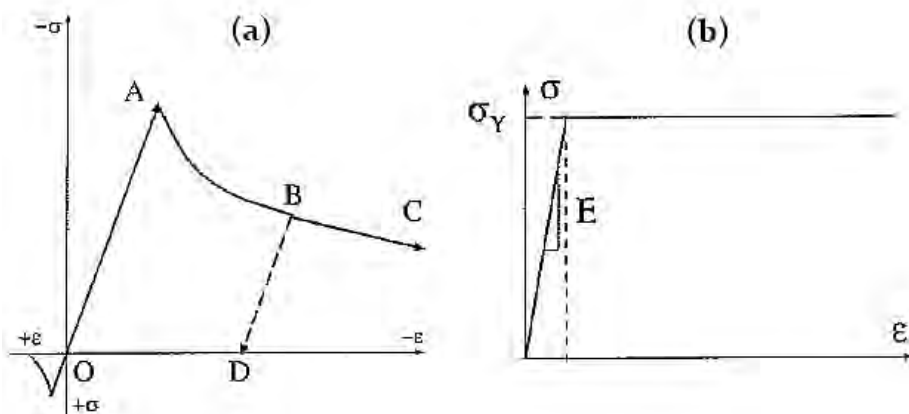


Figura 67 - Comportamento post-picco, a) softening, b) elasto-plastico perfetto

Analogamente ai legami NRT, dal punto di vista deformativo, la matrice di rigidezza elastica non subisce variazioni durante la storia di carico. Le deformazioni anelastiche invece, dipendenti dalla storia di carico e dal valore dello sforzo applicato, vengono rappresentate definendo opportuni leggi di scorrimento. Queste ultime sono in grado di definire il legame tra tensione e deformazione di uno stato tensionale posto in corrispondenza della superficie di snervamento (definita dalla funzione di snervamento).



Le leggi di scorrimento possono essere associate, se la direzione dello scorrimento è ortogonale alla superficie; e non associate, in caso contrario.

L'evoluzione della funzione di snervamento è funzione di alcuni parametri per i quali è necessario definire le equazioni di evoluzione.

Materiali fragili e quasi fragili come la muratura, necessitano di criteri di snervamento sensibili alla pressione idrostatica agente quali ad esempio:

- *Il criterio di Mohr-Coulomb*: la rottura su di un piano si verifica per effetto dell'azione combinata di sforzi normali (parte idrostatica dello sforzo) e tangenziali in base alla relazione:

$$\tau = c - \sigma_n \tan \varphi$$

Dove  $c$  rappresenta la coesione,  $\sigma_n$  la tensione normale agente e  $\varphi$  l'angolo di attrito. L'equazione è rappresentabile graficamente tramite una retta tangente al cerchio dato dalla tensione principale massima. La rottura del materiale avviene nel momento in cui il punto rappresentativo dello stato di tensione cade fuori dalla porzione definita dai cerchi di Mohr per la resistenza a trazione e compressione monoassiale. Nel piano delle tensioni principali tale criterio è rappresentato da un esagono irregolare.

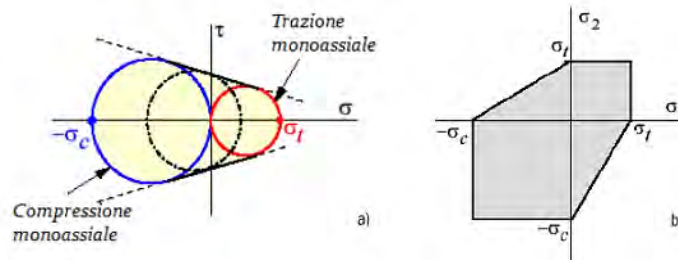


Figura 68 – Rappresentazione grafica del criterio di Mohr-Coulomb; a) piano  $\sigma$ - $\tau$ , b) piano  $\sigma_1$ - $\sigma_2$

- *Il criterio di Drucker-Prager*: viene utilizzato quando è richiesta la regolarità della superficie limite, perché presenta vantaggi in termini sia analitici sia computazionali. Nel criterio di Mohr-Coulomb infatti il gradiente di deformazione in corrispondenza degli spigoli del dominio non è definito in modo univoco. Il criterio di Drucker-Prager, concettualmente analogo al precedente, si basa su grandezze medie degli sforzi con approccio analogo a quello di Von Mises e la sua rappresentazione grafica nel piano delle tensioni principali è un cono.

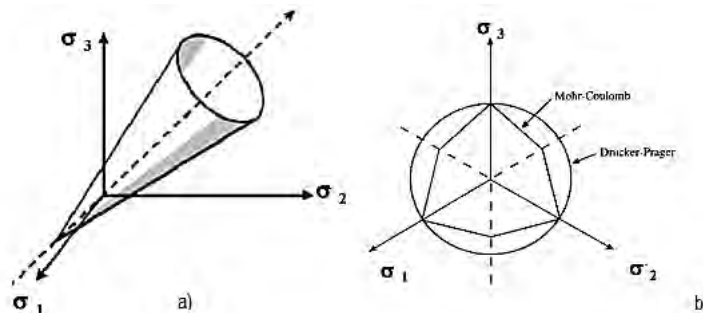


Figura 69 - Rappresentazione grafica del criterio di Drucker-Prager

### 3.2.3. Legami di frattura continua

La muratura può essere considerata un materiale a comportamento quasi fragile quando la risposta deformativa è caratterizzata da una rottura preceduta da un accumulo di danno distribuito. Quest'ultimo, che si manifesta attraverso la formazione e propagazione di fessurazioni, determina un degrado di rigidità e resistenza del materiale che si concretizza in una minor pendenza del ramo di scarico della curva tensione-deformazione rispetto al tratto elastico iniziale.

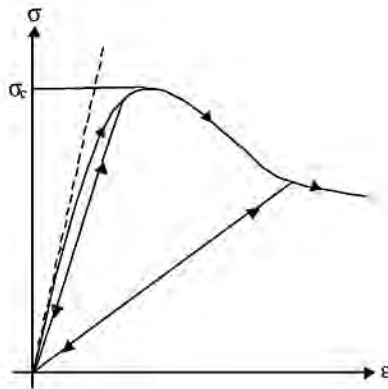


Figura 70– Danneggiamento indotto dalla fessurazione

In ambito numerico, esistono due tipologie di rappresentazione della frattura: la frattura discreta e la frattura continua. La scelta di una o dell'altra tipologia determina una rappresentazione diversa del fenomeno fessurativo. Preliminarmente alla definizione di tali concetti e dei vantaggi a loro connessi si ritiene necessario osservare che la formazione e propagazione delle fratture può essere indotta da tre tipologie di carico diverse che identificano tre “modi” di rottura differenti [Rots J.G., 1991].

Nello specifico:

- *Modo I-Opening Mode*: le tensioni normali al piano della fessura originano gli spostamenti dei lembi;
- *Modo II- Sliding Mode*: le tensioni tangenziali nel piano della fessura originano gli spostamenti dei lembi in direzione ortogonale al bordo di attacco;
- *Modo III- Tearing Mode*: le tensioni tangenziali fuori dal piano della fessura originano gli spostamenti dei lembi in direzione parallela al bordo di attacco.

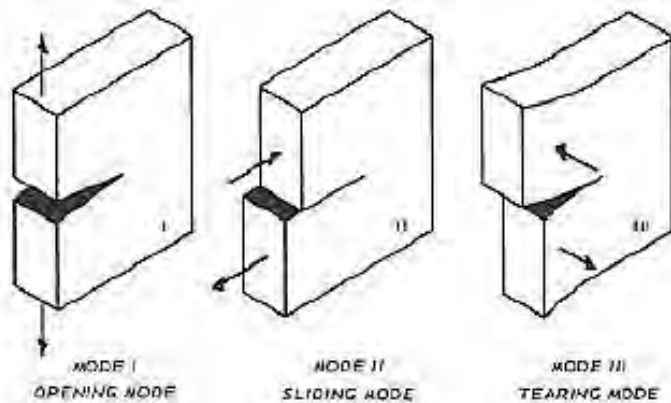


Figura 71 – Modalità di formazione della fessura

3.2.3.1 Il concetto di frattura discreta- discrete crack concept

Il concetto di frattura discreta si esplica numericamente nella modellazione di una discontinuità geometrica che implica la separazione dei lembi degli elementi. Tale approccio soffre di due problematiche: implica una continua variazione del numero dei nodi della mesh e vincola il fenomeno fessurativo a seguire un percorso predefinito lungo i bordi degli elementi [Rots J.G., 1989].

Una rappresentazione di questo tipo è mesh-dipendente e necessita della definizione di elementi di interfaccia (puntuali o continui) in grado di valutare lo stato tensionale e deformativo lungo la frattura.

Il tentativo di eliminare tali problematiche si è concretizzato nella creazione di algoritmi in grado di aggiornare automaticamente la mesh in seguito alla separazione di ogni nodo (Ingraffea and Saouma 1985) e di tecniche in grado di consentire alla fessura di espandersi anche attraverso gli elementi finiti

(Blaauwendraad and Grootenboer 1981, Blaauwendraad 1985).

3.2.3.2 Il concetto di frattura “continua” – smeared crack concept

Lo sviluppo di un approccio di tipo “smeared” può essere collocato in seguito all’elaborazione delle teorie non lineari della frattura, sviluppatasi in seguito a quelle lineari, in grado di cogliere il comportamento di strain-softening caratteristico della porzione di materiale presente all’ estremità dell’apertura. Tali teorie infatti individuano nella zona di processo una porzione finita di materiale a comportamento non lineare diversamente dalla teoria lineare che si basava sull’ipotesi di dimensione infinitesima di tale zona.

Il concetto di frattura continua si discosta dalle teorie sopra citate in quanto consente di descrivere il processo a livello microstrutturale attraverso una formulazione continua, frutto di opportune omogeneizzazioni o di un approccio fenomenologico. In particolare, questo approccio, introdotto da Rashid (1968), ipotizza il solido fessurato come un continuo e la fessura come distribuita (diffusa) su una banda di elementi finiti; inoltre consente una descrizione del comportamento attraverso relazioni tensione-deformazione. L’iniziale legame isotropo viene sostituito da una legge ortotropa sulla formazione della frattura, in cui gli assi di ortotropia sono determinati in accordo con la condizione iniziale di fessurazione. Lo sviluppo delle fessure viene modellato variando in modo opportuno la matrice di elasticità senza aumentare il numero dei nodi e consentendo dunque di non modificare la mesh originaria e non imporre alcuna restrizione all’orientazione della fessura stessa [Rots J.G., 1989].

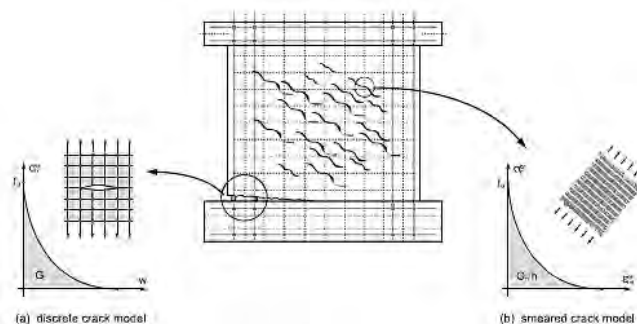


Figura 72 – Crack model: a) discrete, b) smeared [Midas FEA]

Nell'ambito del modello di fessura diffusa, si considera un materiale, quale ad esempio il calcestruzzo, il cui comportamento, antecedente al fenomeno fessurativo, possa essere assimilato ad isotropo lineare elastico. Nell'ipotesi di stato piano di tensione vale la seguente relazione costitutiva:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Dove E è il modulo elastico del materiale e  $\nu$  il coefficiente di Poisson.

In seguito alla violazione del criterio di resistenza a trazione si innesca la prima fessura in direzione ortogonale a quella principale di trazione ed il materiale perde la sua caratteristica di isotropia. Si assume il seguente sistema di riferimento locale in corrispondenza della fessura.

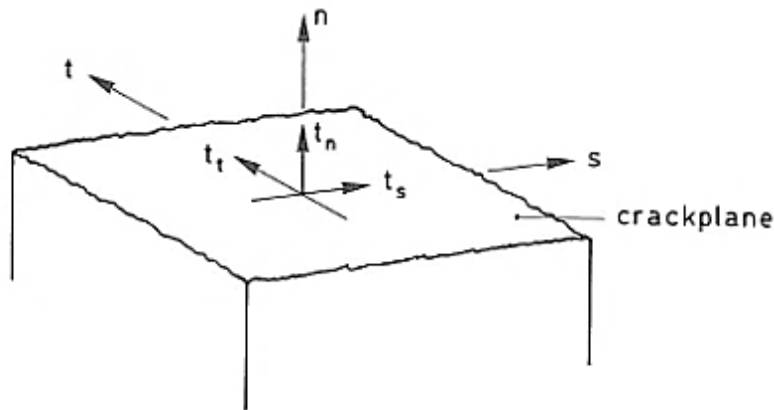


Figura 73– Sistema locale di coordinate lungo una frattura

La direzione n identifica il primo modo di rottura, la direzione s il secondo modo.

Nell'ipotesi di comportamento fragile il legame costitutivo si trasforma nel seguente modo:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ss} \\ \tau_{ns} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{bmatrix}$$

In forma compatta assume la forma:

$$\sigma_{ns} = D_{ns}^s \varepsilon_{ns}$$

I valori delle tensioni e delle deformazioni nel sistema globale possono essere ricavati utilizzando le rispettive matrici di trasformazione,  $T_\sigma(\Phi)$  e  $T_\varepsilon(\Phi)$ , dove  $\Phi$  rappresenta l'angolo compreso tra l'asse x del sistema di riferimento globale ed n del locale.

$$\sigma_{xy} = T_\sigma(\Phi)^{-1} D_{ns}^s T_\varepsilon(\Phi) \varepsilon_{xy}$$

Se il valore dell'angolo  $\Phi$  rimane fissato per tutta la successiva storia di carico si tratta di un modello di fessura fissa: *fixed crack model*. Tale ipotesi comporta un forte aumento della

rigidezza del sistema in quanto le tensioni di trazione parallele alla giacitura della prima fessura possono essere maggiori della tensione massima di trazione [Berto L., 2003].

Questo modello può essere migliorato rappresentando l'effetto di ingranamento delle fessure attraverso l'introduzione del fattore di ritenzione al taglio,  $\beta$ , che modifica nel seguente modo la matrice di elasticità:

$$D_{ns}^s = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix}$$

Il fattore  $\beta$ , oltre a conferire una migliore aderenza al fenomeno fisico, consente di ridurre i problemi numerici legati all'improvviso annullamento delle tensioni tangenziali [Rots J.G., 1989]. Il valore assunto da tale parametro può essere costante, oppure variabile in funzione della deformazione per considerare la diminuzione della capacità di trasmettere tensioni di taglio in modo II al crescere della deformazione presente.

Un ulteriore miglioramento è legato all'introduzione del parametro  $\mu$ , in grado di considerare la graduale diminuzione della tensione di trazione del materiale in seguito al raggiungimento di quella di picco. Tale parametro, variabile tra zero ed uno in funzione dello stato deformativo e tensionale presenti, consente di cogliere il comportamento softening del materiale modificando nel seguente modo la matrice di rigidezza:

$$D_{ns}^s = \begin{bmatrix} \mu E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix}$$

Tenendo in considerazione anche l'effetto della microfessurazione sul modulo di Poisson la relazione precedente diventa [Rots J.G., 1989]:

$$D_{ns}^s = \begin{bmatrix} \frac{\mu E}{1 - \nu^2 \mu} & \frac{\mu \nu E}{1 - \nu^2 \mu} & 0 \\ \frac{\mu \nu E}{1 - \nu^2 \mu} & \frac{E}{1 - \nu^2 \mu} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\beta G}{2(1 + \nu)} \end{bmatrix}$$

In alternativa al modello a fessura fissa, può essere definito un modello a fessura che ruota: *rotating crack model*. L'introduzione di quest'ultimo nasce dall'esigenza di rappresentare gli effetti che i suddetti parametri determinano sulla direzione delle tensioni principali di trazione. Infatti, il fattore di ritenzione a taglio può comportare la rotazione degli assi delle tensioni principali a causa della formazione di tensioni tangenziali parallele al piano di fessurazione. Inoltre, l'introduzione del fattore  $\mu$ , può determinare la nascita di tensioni massime di trazione in una direzione diversa da quella iniziale. Il rotating crack model assume che la direzione di

tensione massima di trazione sia sempre ortogonale al piano di fessurazione, determinando l'annullamento della tensione tangenziale  $\tau_{ns}$ .

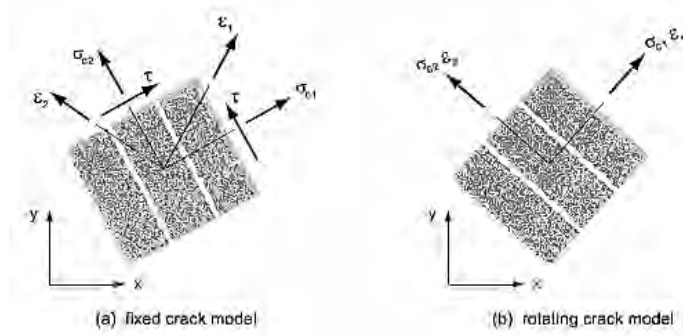


Figura 74 – Orthogonal crack models: a) fixed, b) rotating [Midas FEA]

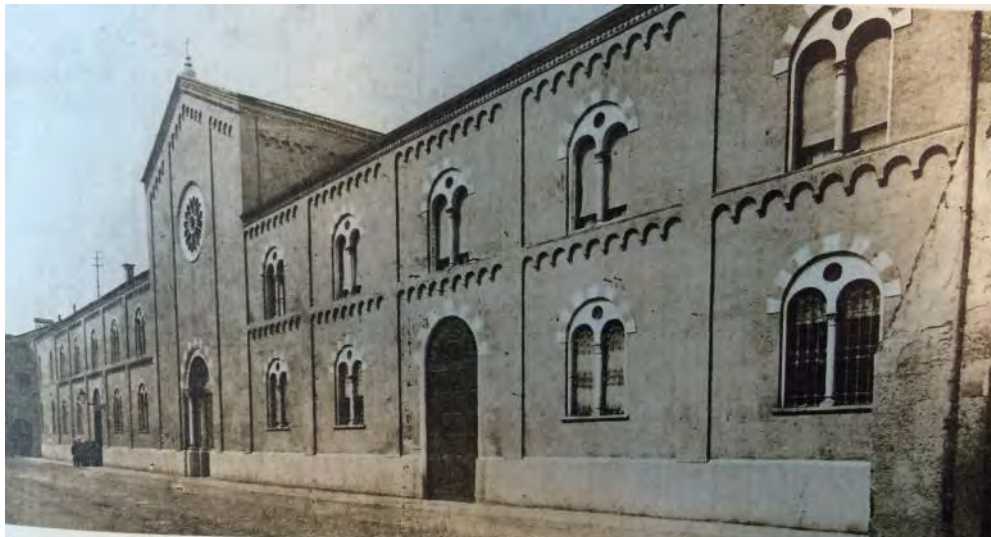
Un'alternativa ai modelli a fessura fissa e che ruota può essere il modello a fessure multiple fissate (multi-directional fixed smeared crack model) proposto da Litton (1974), de Borst and Nauta (1985) e Riggs and Powell (1986).

Come il modello a fessura fissa, tale approccio si basa sul concetto di fessura che mantiene invariata la sua orientazione in seguito all'attivazione, ma, a differenza del primo, consente la formazione di fessure secondarie e addirittura multiple, di diversa orientazione in uno stesso punto materiale [Berto L.,2003]. Dopo che si è formata la fessura primaria è possibile che se ne attivi una secondaria se la direzione delle tensioni principali è ruotata, rispetto alla direzione di fessurazione, più di un angolo limite,  $\alpha^{thr}$ , *threshold angle*, assunto come caratteristica del materiale. Utilizzando questo approccio si abbandona il sistema ortogonale di frattura [Rots J.G., 1989].

## 4 Inquadramento storico del complesso “Ex Ospedale Geriatrico”

La città di Padova, fin dagli inizi dell'800, può essere considerata una tra le realtà d'Italia in cui si svilupparono maggiormente attività caritatevoli come Ospizi e Case di Ricovero. Dentro e fuori le vecchie mura della città esistevano circa una ventina di ospizi tra cui quello di Sant'Anna sito in via Sperone Speroni, il quale ospita attualmente l'Istituto per Geometri Gian Battista Belzoni. Quest'opera benefica ebbe origine nel 1820 per volontà del canonico Giusto Antonio Bolis (1751-1820), suo primo benefattore e fondatore. Nel 1821 l'ospizio Sant'Anna venne trasformato in un'istituzione caritativa chiamata “Casa di Ricovero”, al cui reparto “Ricovero” era annesso anche quello di “Industria”. Circa dieci anni più tardi, nel 1838, il Comune di Padova comprò dal Demanio il soppresso monastero di Sant'Anna per assicurare definitivamente i locali all'Opera Pia. Inoltre il Comune, proprietario anche del monastero del Beato Pellegrino, sito nell'omonima via, accordò alla casa di ricovero l'uso di questo monastero per adibirlo a reparto femminile e separarlo da quello maschile.

Il complesso del Beato Pellegrino, costituito dalla chiesa (costruita nel 1575) e dal vicino monastero, nacque a seguito dell'ingresso in città delle monache benedettine di Santa Maria di Porciglia il cui convento venne distrutto per motivi bellici nel 1509. Queste portarono nella loro nuova sede anche il corpo del beato Antonio Manzoni detto il "Pellegrino". L'edificio è caratterizzato al suo interno da più chiostri, il più antico dei quali venne costruito su volere del nobile Vincenzo Dotto.



*Figura 75 - Facciata dell'istituto verso via Beato Pellegrino*

L'epoca della Rivoluzione Francese e del successivo dominio napoleonico furono caratterizzati dalla svalutazione della vita di preghiera caratteristica dei monasteri femminili e maschili che vennero quindi aboliti per ragioni ideologiche. Le soppressioni napoleoniche coinvolsero anche il monastero del Beato Pellegrino, le monache benedettine vennero allontanate e le

strutture monastiche furono utilizzate prima come caserma (1854) ed in seguito come ospizio. Nel 1883, il reparto maschile del Monastero di Sant’Anna venne trasferito nel nuovo edificio, realizzato su progetto dell’Ing. Lupati, nella zona adibita ad orto del complesso del Beato Pellegrino, vicino al reparto femminile. Il nucleo della costruzione era rappresentato dal chiostro più antico, sul quale si affacciavano gli edifici perimetrali a due piani, con ampi locali interni destinati a dormitori e refettori. Attorno a questo, se ne svilupparono altri e nel corso del tempo gli spazi destinati all’uso agricolo vennero occupati da costruzioni quali cucina, lavanderia e centrale termica.



*Figura 76 - Cortile e porticato della sezione cronici e incurabili, 1920*

Nel 1866, in seguito alla terza guerra di indipendenza tra l’Italia e l’Austria, il Veneto venne annesso all’ Italia e anche le opere pie esistenti, casa di ricovero compresa, furono regolate da nuove leggi, alle quali seguì l’emanazione di una legge più incisiva, la Legge Crispi, nel 1890. Le opere pie vennero così trasformate in Istituzioni Pubbliche di Beneficenza (IPB).

A partire dal 1890 si può individuare un secondo periodo nella storia dell’opera pia “Casa di Ricovero”. In seguito allo sviluppo scientifico, della tecnica medica e della conseguente specializzazione nelle diverse competenze, iniziò a manifestarsi l’esigenza di separare i malati acuti dai cronici così come i sani dai più contagiosi. Per venire incontro a queste esigenze la Cassa di Risparmio di Padova donò alla Casa di Ricovero diverse somme di denaro che consentirono l’ampliamento delle strutture esistenti:

- 1893: nuovo edificio in via Beato Pellegrino, vicino agli esistenti, per destinarlo a 120 cronici
- 1898: costruzione di una terza ala per collocarvi l’Istituto per gli incurabili inaugurato nel 1900



- 1911: per celebrare il cinquantesimo anniversario del Regno d'Italia, la Cassa di Risparmio donò una somma per costruire un fabbricato in piazzale Mazzini adibito al reparto amministrativo

In seguito alla I Guerra Mondiale e al primo dopoguerra, aumentò la domanda di cure e nel 1926 venne approvato il progetto di ampliamento della sede dell'Istituto in Vicolo I Mazzini, ora via E. Vendramini, portando gli ospiti da 580 a 680 e mirando a un numero complessivo di 900. In questa nuova ala venne prevista la realizzazione delle infermerie secondo il modello della corsia ospedaliera.

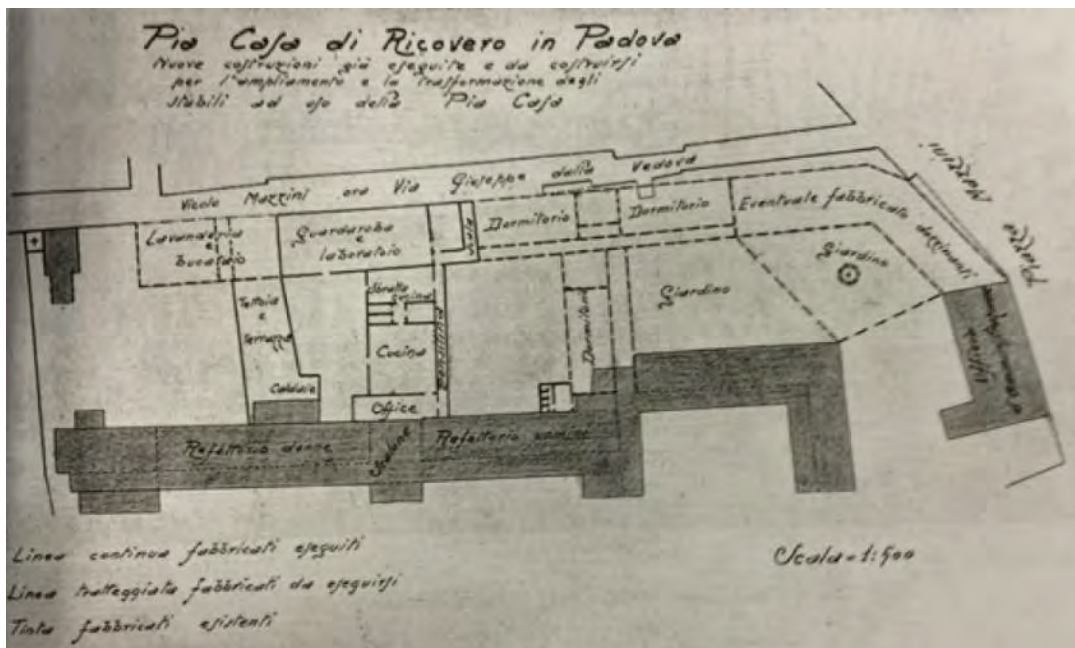


Figura 77 - Pianta generale di progetto



Figura 78 – Infermeria, 1920



*Figura 79 - Dormitorio, 1920*



*Figura 80 - Refettorio, 1920*

Nel 1928 il nuovo edificio venne completato: si sviluppava su tre piani; al piano terra si trovavano la cucina ed i servizi generali; mentre i due piani superiori erano formati ciascuno da due ampie sale ad uso dormitorio, affiancate da gallerie che servivano come soggiorno.

Da questo periodo in poi l'attività di assistenza si legò allo sviluppo dell'organizzazione ospedaliera del Paese. Infatti, la necessità di togliere i malati cronici dall'ospedale, portò alla creazione di una sezione della casa di ricovero adibita al ricovero dei cronici sussidiati dal Comune di Padova. Nel 1933 si concluse una convenzione della durata di 15 anni che mirava a fornire alla Pia Casa 220 posti per i malati cronici. Nello stesso anno infatti vennero conclusi i lavori di ampliamento dello stabile in via Vendramini e si arrivò ad ottenere i 900 posti programmati. L'edificio venne inaugurato nel 1934. Il piano terra era destinato al ricovero diurno e al reparto per i malati cronici, mentre i due piani superiori al dormitorio. (Figura 81)



Figura 81 - Facciata del complesso su via E. Vendramini, 1920-1930



Figura 82- Progetto di ampliamento della casa di ricovero su via Vendramini, 1933 [Archivio di stato]



Figura 83 - Dettagli del progetto di ampliamento, 1933 [Archivio di stato]



## Inquadramento storico del complesso “Ex Ospedale Geriatrico”

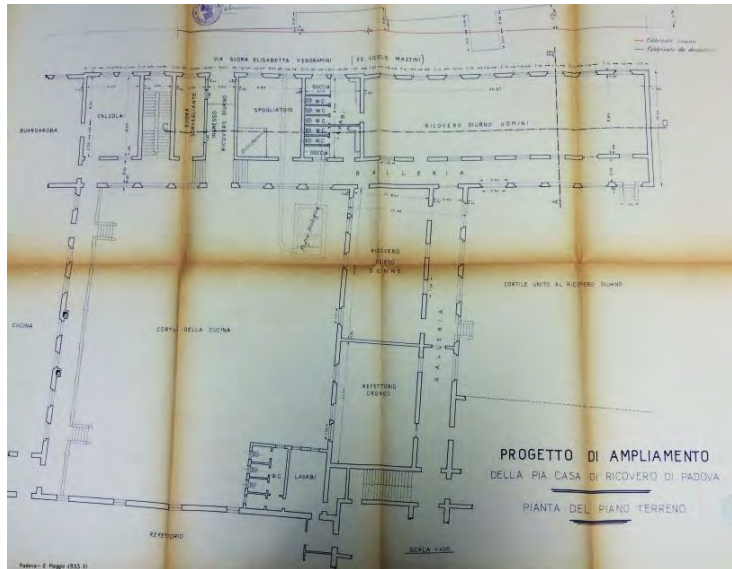


Figura 84 - Dettagli progetto di ampliamento, piano terra, 1933 [Archivio di stato]

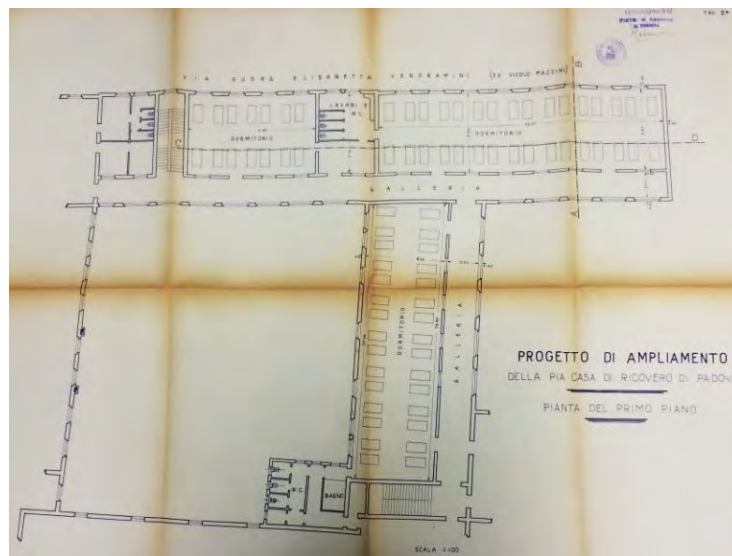


Figura 85 - Dettagli progetto di ampliamento, primo piano, 1933 [Archivio di stato]

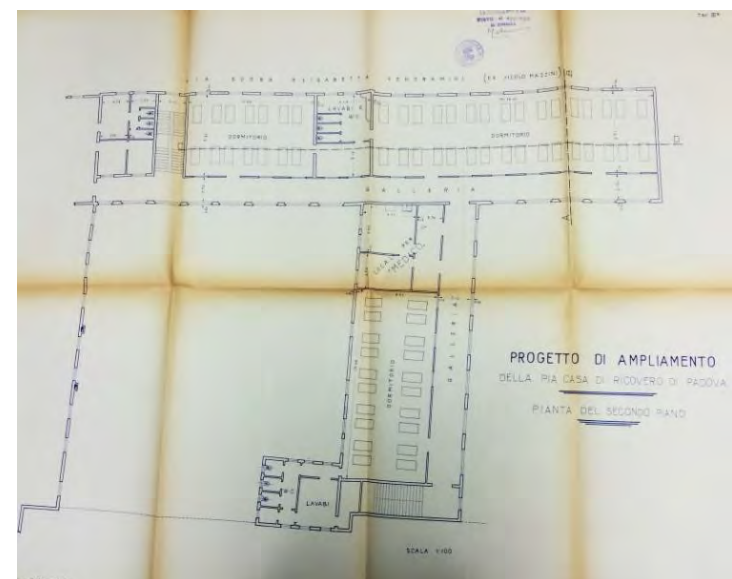


Figura 86 - Dettagli progetto di ampliamento, secondo piano, 1933 [Archivio di stato]

Gli anni seguenti, a partire dal 1934 fino al 1945, furono caratterizzati dalle guerre e dal fascismo, ma grazie a finanziamenti privati il complesso continuò a subire modifiche come ad esempio avvenne nel novembre del 1953 con l'ampliamento delle infermerie nello stabile prossimo a via Vendramini.

Il 22 maggio del 1956 venne inaugurato il pensionato Piaggi, sito in piazzale Mazzini, che segnò il passaggio da una concezione edilizia conventuale a una di tipo alberghiero dell'Opera Pia.



Figura 87 - Pensionato Piaggi, 1956

Nel 1963 la Casa di Ricovero, composta dal complesso tra via Vendramini e via Beato Pellegrino e dal pensionato Piaggi, cambiò nome in I.R.C.A, Istituto di Riposo e Cura per gli anziani al fine di emancipare la sua funzione sanitaria. Negli anni sessanta però, la legislazione in materia di igiene e sanità pubblica subì notevoli variazioni. La prima di queste nuove leggi fu la Legge Mariotti, del 1968, che istituiva degli Enti Ospedalieri e statalizzava tutte le attività sanitarie in Enti Pubblici Autonomi.

Nel 1972, la casa di Ricovero che aveva ampliato nel tempo la sua attività di cura mettendo in funzione le infermerie per cronici e istituendo un reparto di Medicina Geriatrica, si vide espropriata di tutti i fabbricati appena ristrutturati di Via Vendramini e quelli annessi prospicienti via Beato Pellegrino, perdendo quindi l'intero reparto di cura ( Figura 88).



Figura 88 - Locali appartenenti al nuovo complesso Ospedale Geriatrico [Archivio di stato]

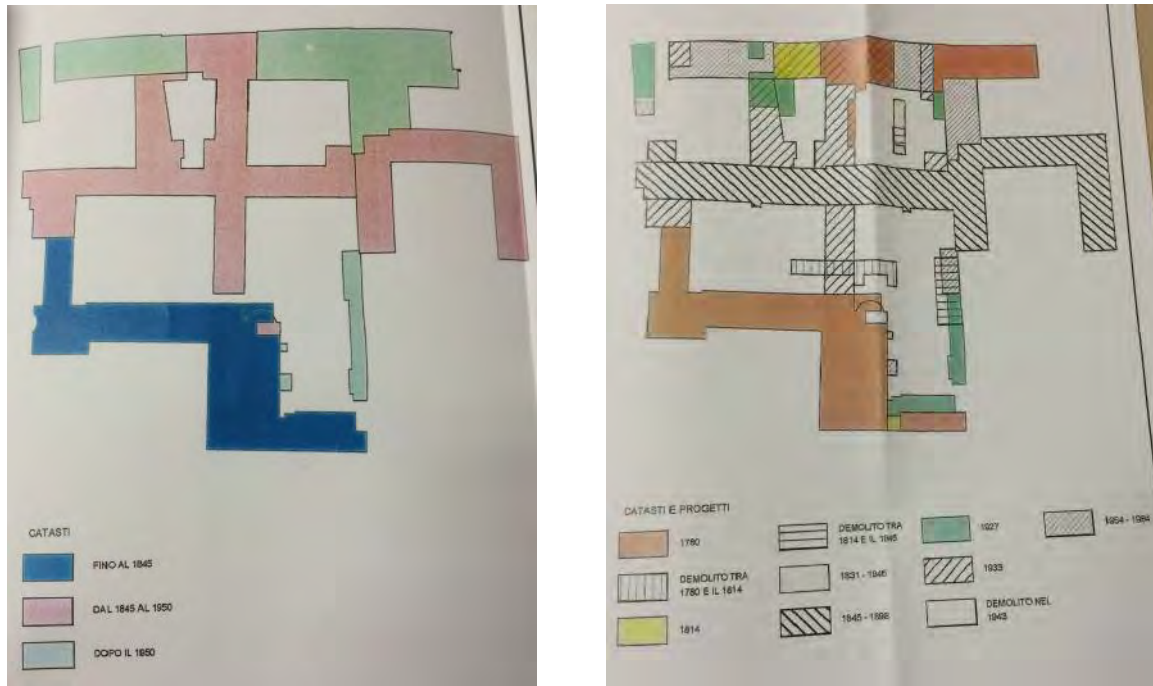


Figura 89 - Evoluzione nel tempo dei locali propri della Casa di Ricovero [Archivio di stato]

Questi settori sanitari, una volta staccati dall’I.R.C.A, vennero classificati inizialmente come ente ospedaliero autonomo chiamato “Ospedale Geriatrico” e poi trasferiti all’Unità Locale Socio Sanitaria n. 21 e poi n 16 a seguito della prima riforma sanitaria generale del 1978. L’istituto di ricovero si scisse dunque in due realtà: l’ospedale Geriatrico e l’attuale I.R.A.(di cui è parte anche il pensionato Piaggi) situata verso porta Trento, all’angolo tra via Beato Pellegrino e via Citolo da Perugia.

Nel 1980, l’Ospedale Geriatrico fu soggetto ad un progetto di adattamento e sistemazione edilizia delle divisioni per lungodegenti.

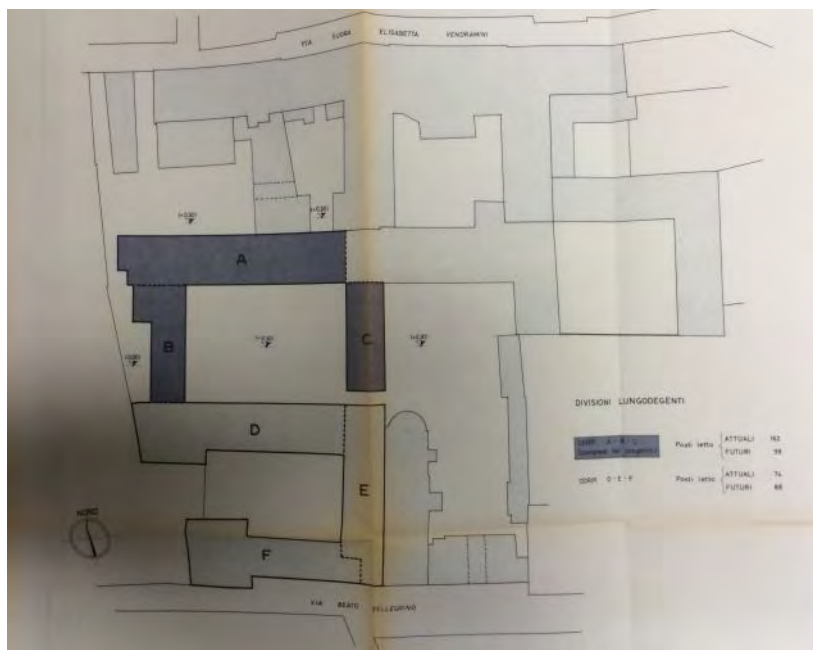


Figura 90 - Edifici interessati dalla modifica dei reparti di lungodegenza [Archivio di stato]



Si riportano in seguito le planimetrie dei diversi locali dell'Ospedale Geriatrico del 1980 (Figure 91,92,93).



Figura 91- Piano rialzato Ospedale geriatrico [Archivio di stato]



Figura 92 - Piano primo Ospedale Geriatrico [Archivio di stato]

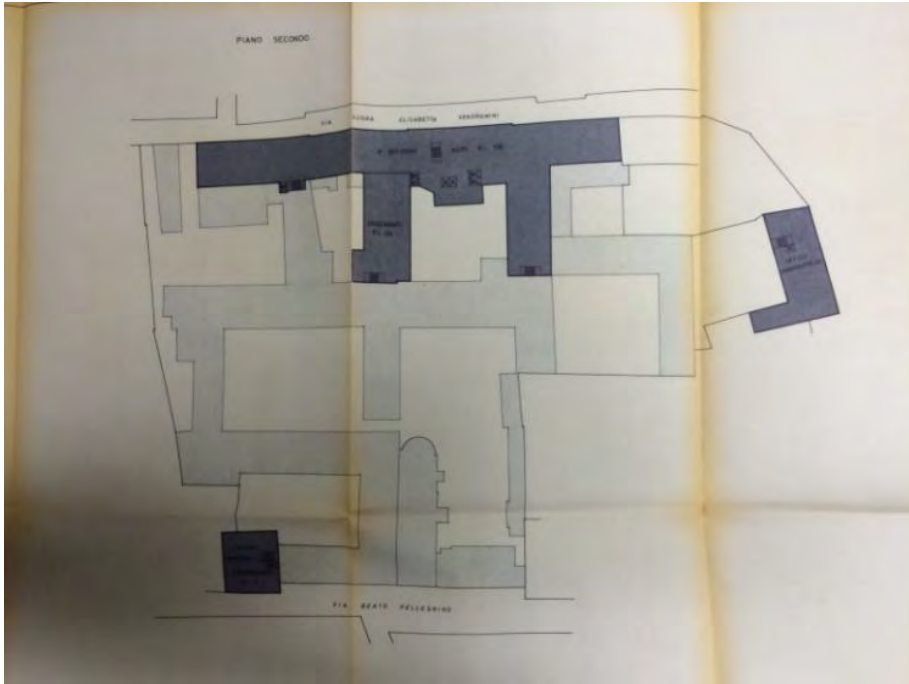


Figura 93 - Piano secondo Ospedale Geriatrico [Archivio di stato]

L'anno 2003 segna la chiusura dell'Ospedale Geriatrico.

Nel 2004 il complesso venne acquistato dall'Università degli Studi di Padova. Nel 2012 la società “Carron S.p.A” vinse il bando europeo finalizzato alla trasformazione dell'ex Ospedale Geriatrico in un polo umanistico universitario in grado di raggruppare biblioteche, aule e dipartimenti in una struttura da 14 mila metri quadrati.

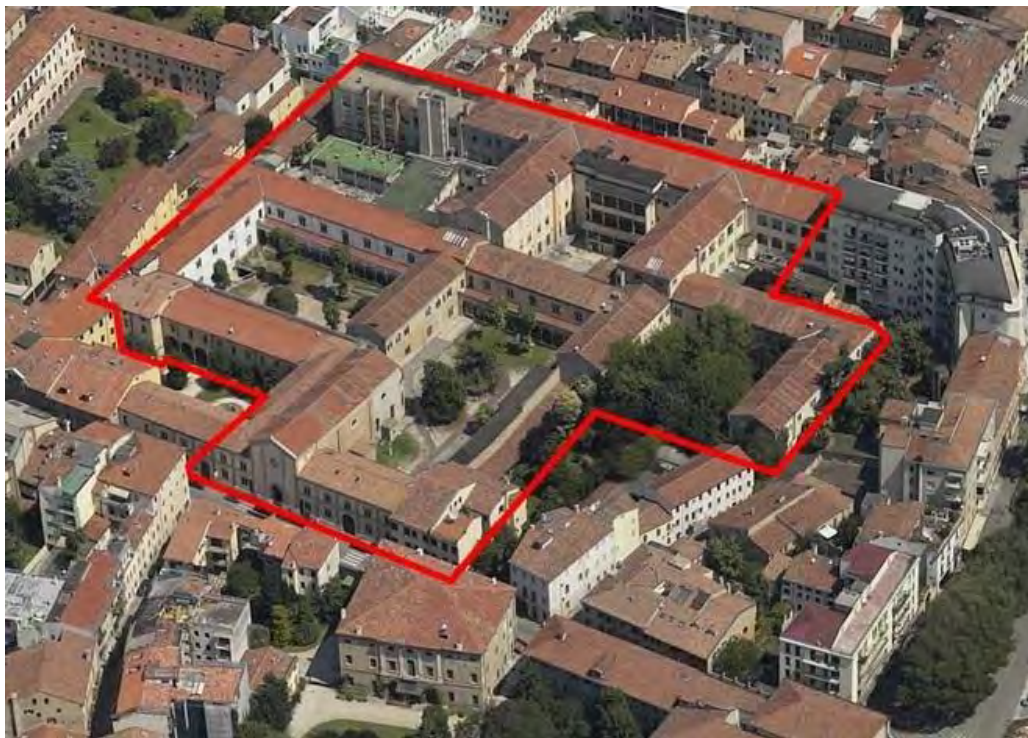


Figura 94 - Area destinata al nuovo polo umanistico



## 5 Sperimentazione in-situ

Il programma di ristrutturazione dell'Ex Ospedale Geriatrico di Padova, la cui planimetria originaria è riportata in figura 95, prevede le modifiche riportate in figura 96.

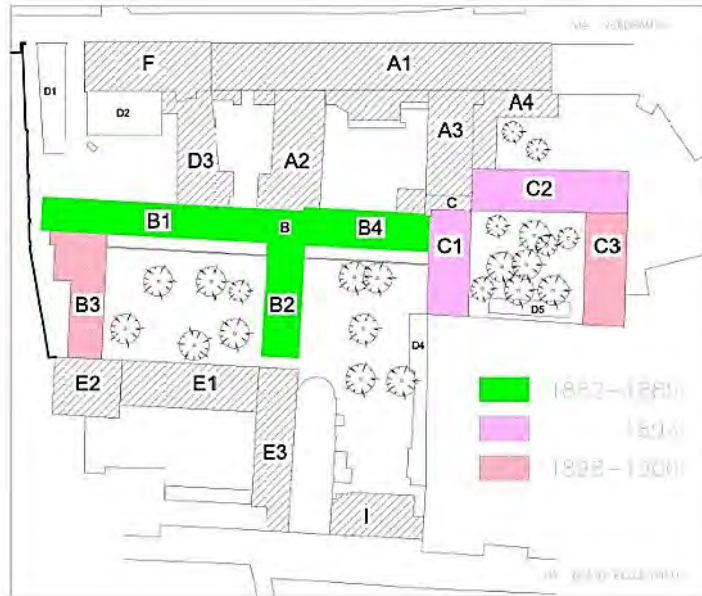


Figura 95 – Planimetria originaria del complesso Ex Ospedale Geriatrico

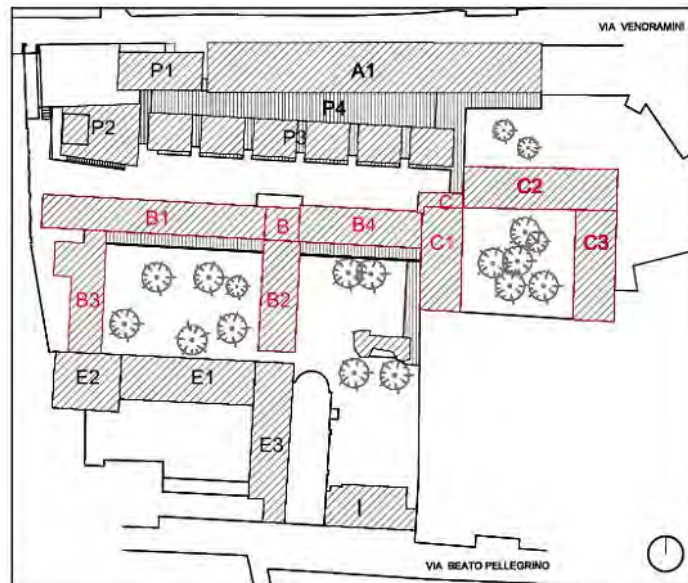


Figura 96 – Planimetria del nuovo complesso

Come si evince dal confronto tra le suddette planimetrie, tale progetto prevede la demolizione dei blocchi A2, A3, A4, D3 e F, la creazione di nuove porzioni quali i corpi P2, P3 e P4 e il consolidamento dei restanti blocchi storici B e C. In questa sezione è descritto lo studio di due diverse metodologie di rinforzo strutturale, le iniezioni con malta a base di calce e il rinforzo con SRG, attraverso la realizzazione di due prove di compressione diagonale in situ. Tali prove mirano alla valutazione dell'incremento di resistenza fornito dalle diverse metodologie di

consolidamento proposte in merito ai lavori di ristrutturazione e riqualificazione dell'Ex Ospedale Geriatrico.

## 5.1. Caratterizzazione meccanica dei materiali in-situ

La scelta della tipologia di rinforzo prevede un approfondito livello di conoscenza del supporto murario originario. A tal fine, preliminarmente al mio lavoro di tesi, sono stati realizzati i necessari rilievi geometrici, le indagini geotecniche e diversi saggi di muratura in grado di fornire un completo livello di conoscenza del complesso e delle sue parti (murature, volte, solai.). Inoltre sono state effettuate prove con martinetti piatti singoli e doppi.

### 5.1.1. Saggi di muratura

I saggi di muratura realizzati sull'intero complesso hanno evidenziato l'omogenea presenza di una muratura listata realizzata in pietrame naturale intervallata da corsi doppi di mattoni pieni posti ad interasse di circa 40 cm.

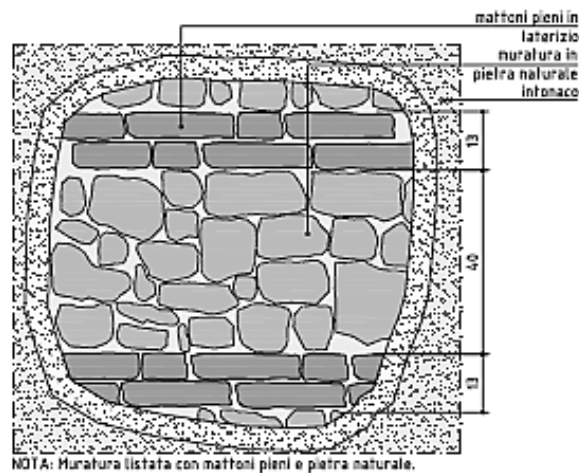


Figura 97 – Schematizzazione muratura listata

Si riportano in seguito alcune immagini relative a tali indagini.



Figura 98 – Saggi di muratura corpo A1

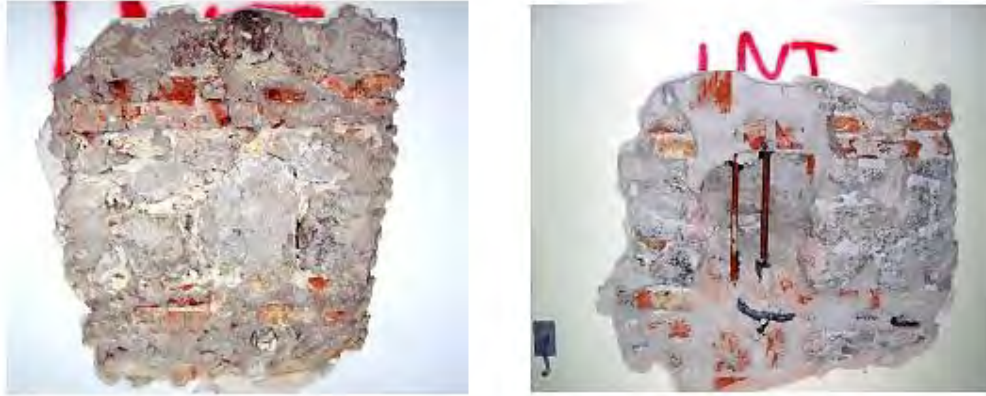


Figura 99 – Saggi di muratura corpo B1-B4

### 5.1.2. Martinetti piatti e prova di scorrimento orizzontale del singolo mattone

Come precedentemente affermato, dopo aver realizzato i saggi di muratura sono state compiute alcune indagini sperimentali al fine di comprendere le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali: martinetti piatti singoli, doppi e prove di scorrimento orizzontale del singolo mattone.

La campagna di prove è stata compiuta per ogni blocco del complesso; si riportano in seguito i risultati forniti sul campione 8, situato in prossimità della parete sulla quale sono state compiute le prove di compressione diagonale, poiché utilizzati per le analisi numeriche.



Figura 100 – Prova con martinetti piatti campione 8: a) singolo, b) doppio

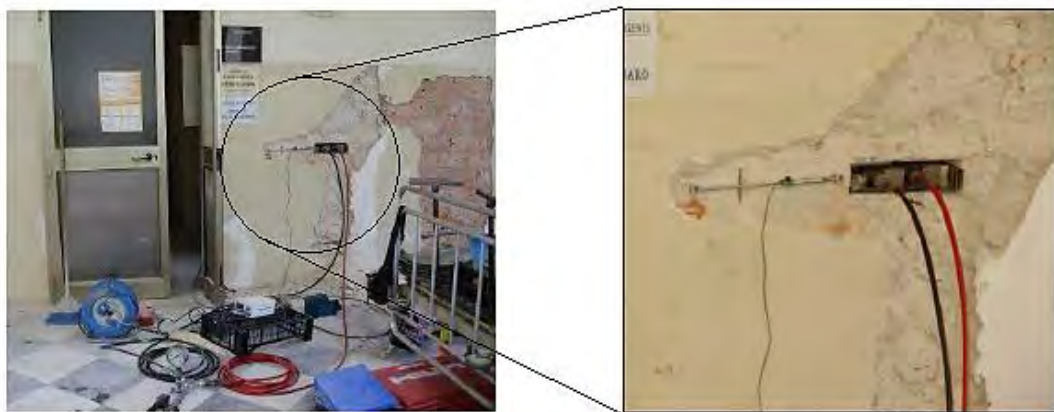
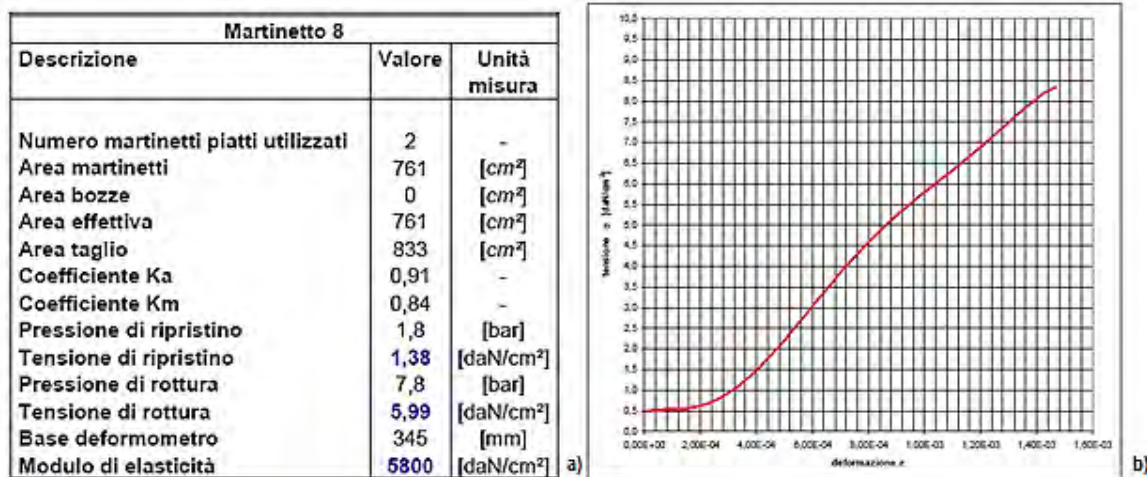


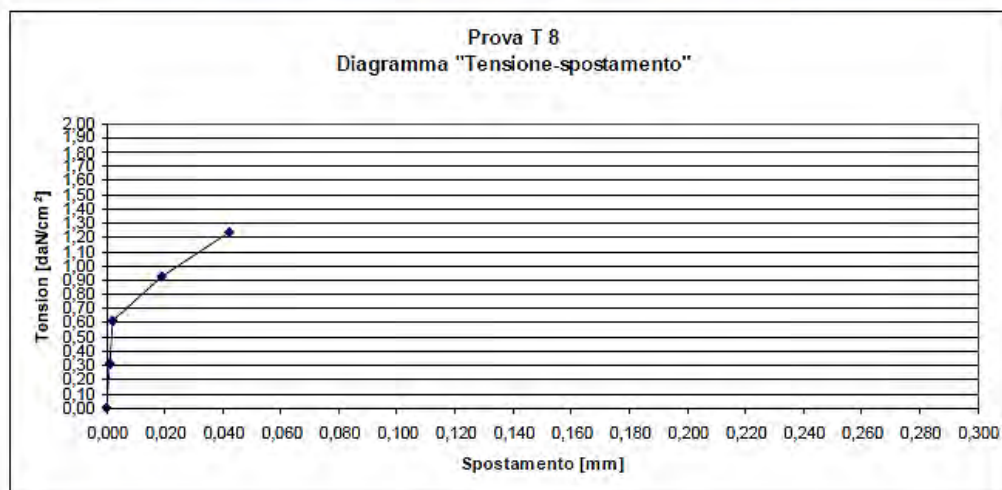
Figura 101 – Prova a taglio campione 8





**Prova 2 (posizione MTT 8)**

$\tau = 0.60 \text{ daN/cm}^2$



Si riportano in seguito i valori di interesse ricavati dalla suddetta sperimentazione, utilizzati per la validazione dei modelli numerici proposti per la simulazione delle prove di compressione in diagonale.

Modulo elastico	E	580 Mpa
Resistenza a compressione	f <sub>c</sub>	0.6 Mpa

Tabella 19 – Parametri meccanici relativi alla prova con martinetti piatti campione 8

## 5.2. Consolidamento con iniezioni di malta e rinforzo tipo SRG

Si riporta in seguito l'ubicazione dei campioni realizzati per le prove di compressione diagonale.

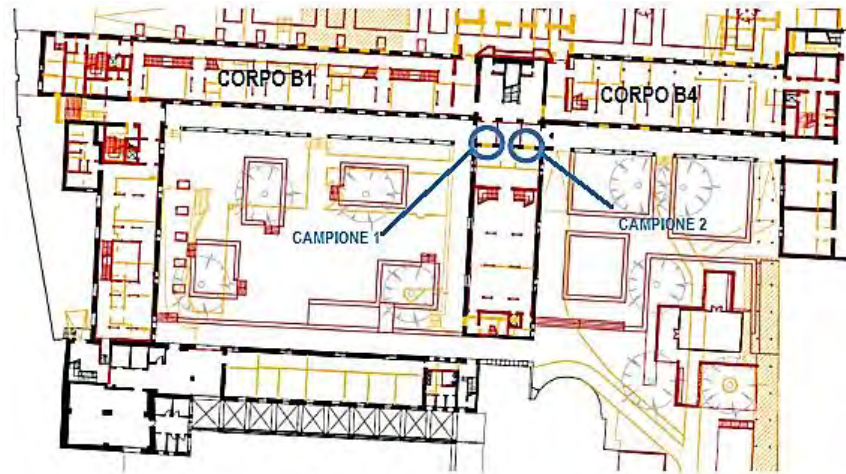


Figura 104 – Ubicazione dei campioni per le prove di compressione diagonale

La realizzazione di entrambi i campioni è stata effettuata predisponendo il taglio, con sega a disco, delle pareti murarie al fine di ottenere la geometria in figura 105 (porzione quadrata 1.20 mt x 1.20 mt, spessore 47 cm).



Figura 105 – Taglio dei muri; a) campione 1, b) campione 2

Il consolidamento dei campioni è stato realizzato dalla sottoscritta, laureanda Sara Brandolese, e dal Sig. Stefano Buratti.

### 5.2.1. Consolidamento del campione 1 - Iniezione di speciale miscela H63-P

Il consolidamento strutturale del campione 1 è stato realizzato mediante iniezioni di malta a bassa pressione, con prodotto H63-P della ditta Heres srl (speciale boiaccia a base di calce idraulica naturale NHL 3,5 e inerti selezionati di cocchiopesto macinato di granulometria inferiore a  $20 \mu$ , esente da cemento ad elevata fluidità ed elevato mantenimento della lavorabilità). La scheda tecnica è riportata in appendice A.

In particolare è stata eseguita la seguente procedura:

- pulizia e messa a vivo della muratura con spazzola a fili di acciaio e lavaggio a bassa pressione della superficie;
- esecuzione con trapano elettrico a sola rotazione di quattro perfori di diametro 18 mm e profondità pari a  $3/4$  dello spessore della parete (47 cm), posti ad un interasse orizzontale pari a 60 cm e verticale pari 50 cm ed inclinati verso il basso di un angolo pari a  $45^\circ$  così da facilitare il flusso del prodotto ;
- inserimento nei perfori di canula in pvc trasparente di diametro 10 mm e fissaggio dei boccagli con prodotto OPUS SRG della ditta Heres srl, (malta pronta strutturale, reoplastica, antiritiro, ad alta resistenza meccanica, a base di calce idraulica naturale NHL3.5, pozzolana naturale ed inerti selezionati di cocchiopesto di granulometria fino a 1,4 mm);
- colatura di acqua pulita, al fine di pulire e inumidire le cavità da iniettare;
- esecuzione di iniezioni a bassa pressione di prodotto H63-P .

La prova di compressione diagonale è stata realizzata a completa maturazione della malta. Si riporta in figura 106 il campione realizzato.



Figura 106 – Campione 1 consolidato con prodotto H63-P



### 5.2.2. Consolidamento del campione 2 - rinforzo con SRG (Steel Reinforced Grout)

Il campione 2 è stato consolidato attraverso l'utilizzo di un rinforzo di tipo SRG a base di un tessuto unidirezionale in trefoli di acciaio inox termofissati (fasce di larghezza 10 cm), Steel 750IN, della ditta Stefano Buratti, impregnato con una matrice inorganica costituita da malta pronta strutturale (OPUS SRG della ditta Heres srl).

La realizzazione del sistema composito in oggetto è stata completata con l'esecuzione di quattro ancoraggi strutturali mediante la posa in opera di prodotto Steel Connector 10IN della ditta Stefano Buratti, barra unidirezionale di diametro 10 mm in microtrefoli in acciaio inox 316, installata in apposito perforo trasversale (figura 107). La scheda tecnica di tale prodotto è riportata in appendice A. Infine è stata realizzata l'iniezione della stessa miscela utilizzata per il campione 1, H63-P, a base di calce idraulica naturale e cocciopesto, per consentire la collaborazione dei connettori trasversali con il supporto murario.

Nello specifico è stata eseguita la seguente procedura:

- pulizia e messa a vivo della muratura con spazzola a fili di acciaio e lavaggio a bassa pressione della superficie;
- esecuzione con trapano elettrico a sola rotazione di quattro perfori orizzontali passanti la muratura, di lunghezza pari allo spessore della parete (47 cm) e diametro 10 mm, necessari per l'alloggiamento dei connettori trasversali ;
- posa nei perfori passanti dell'ancoraggio trasversale, insieme a canula trasparente in pvc di diametro 8 mm. I connettori presentano le seguenti caratteristiche: fili per ordito pari a 41, fibra ordito 4860 tex, diametro 10 mm, resistenza meccanica a trazione 1570 Mpa, modulo elastico 200Gpa e lunghezza totale pari alla somma della larghezza del paramento murario(47 cm) e della lunghezza del fiocco esterno (20 cm);
- Pulitura dei perfori mediante bagnatura con acqua;



Figura 107 – Posizionamento dei connettori metallici sul campione 2

- stesura di un primo strato di malta strutturale in spessore medio 10 mm;
- in situazione di malta applicata ancora umida ("fresco su fresco"), posa del tessuto unidirezionale in microfogli di acciaio inox 316 termofissati, avendo cura di garantire una completa impregnazione dello stesso, secondo lo schema riportato in figura 108.

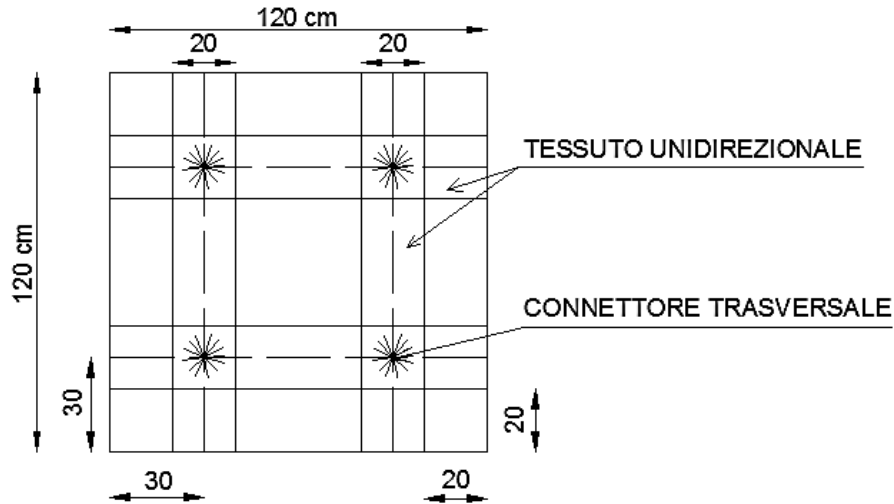


Figura 108 – Disposizione delle fasce di prodotto STEEL750IN

Il tessuto, la cui scheda tecnica è riportata in appendice A, presenta le seguenti caratteristiche:

Area resistente per unità di larghezza totale (0/90°)	106.217 mm <sup>2</sup> /m
Carico massimo per unità di larghezza (0/90°)	183.79 KN/m
Spessore equivalente del tessuto	0.118 mm
Fili per cm (ordito)	4.78
Fili per cm (trama)	2.27
Fibra per ordito	Acciaio inox 316+132tex
Fibra trama	132tex
Peso ordito	746 gr./m <sup>3</sup>
Peso trama	30 gr./m <sup>3</sup>
Resistenza meccanica a trazione del primo trefolo	1570 MPa
Modulo elastico del primo trefolo	190 MPa
Resistenza meccanica a trazione del secondo trefolo	2600 Mpa
Modulo elastico del secondo trefolo	73 Mpa

Tabella 20 - Caratteristiche del tessuto unidirezionale STEEL750IN

- apertura della parte terminale dei connettori per una disposizione a fiocco e relativa impregnazione con la malta pronta strutturale (figura 109 e 110);
- posa in opera del prodotto OPUS SRG sulle zone rimanenti del campione in modo tale da coprire eventuali fessurazioni (figura 111);



- iniezione all'interno delle canule di prodotto H63-P avente le seguenti caratteristiche meccaniche: resistenza a compressione UNI EN 1015/11 > 10 N/mm<sup>2</sup> Classe M 10; adesione al supporto per taglio UNI EN 998/2 < 0,15 N/mm<sup>2</sup>; contenuto sali idrosolubili UNI 11087 (malta indurita) SO<sub>4</sub> < 0,1 % Na<sup>+</sup> < 0,1% K<sup>+</sup> < 0,1%; reazione al fuoco EN 13501/1 Euroclasse A1; caratteristiche espansive in fase plastica CRD C 621 > 0,4%, per l'installazione della parte rigida della barra.



Figura 109 – Disposizione del rinforzo



Figura 110 – Disposizione del rinforzo



Figura 111 – Campione 2 consolidato

### 5.2.2.1 Caratterizzazione della malta OPUS SRG

La malta OPUS SRG, la cui scheda tecnica è riportata in appendice A, è una malta strutturale, classificabile come malta da muratura (M10) secondo la UNI EN 998/2 e presenta le seguenti caratteristiche:

Densità della malta fresca	1.40 g/cm <sup>3</sup>
Resa	12 Kg/m <sup>2</sup> xcm spessore
Granulometria	Da 0 a 1.2 mm
Massa volumica	1500 Kg/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione UNI EN 1015/11	>10 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico a secco	100 Kg./mc
Reazione al fuoco EN 13501/1	A1
Adesione al supporto UNI 1015/12 (trazione diretta)	>1.1 N/mm <sup>2</sup>
Adesione per taglio UNI 1052/3	>1.7 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico a compressione	8900 MPa
Coefficiente di diffusione del vapore UNI EN 1015/19	$\mu \leq 12$
Adesione a taglio sistema di rinforzo composito con reti in acciaio	>0.7 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 21 – Caratteristiche tecniche della malta OPUS SRG

La caratterizzazione della malta ad uso strutturale viene realizzata sia per la malta fresca che per quella maturata. Si riporta in seguito la procedura di caratterizzazione eseguita in laboratorio.

In data 3.11.2014 sono stati realizzati 5 campioni contenenti 1650 gr. di malta e 1350 gr. di cocchiopesto. I primi tre campioni sono finalizzati alla realizzazione di una malta di allettamento, caratterizzata da un tenore crescente di calce creando così un impasto più “grasso”.



Figura 112 – Preparazione del campione 1

I campioni 4 e 5 invece sono finalizzati alla realizzazione di una malta da utilizzare come matrice inorganica per i materiali compositi, caratterizzata da un’inferiore lavorabilità. Il campione 4 presenta una granulometria di dimensioni maggiori rispetto al campione 5 (rispettivamente passante 0.3 e 0.2).

Il processo di caratterizzazione della malta fresca si è articolato nelle seguenti fasi:

- Miscelazione dei campioni a bassa velocità in modo tale da non inglobare aria al loro interno.

I campioni 1,2 e 3 sono stati miscelati con acqua per 180 secondi, i campioni 3 e 4 per 100 secondi;



Figura 113 – Miscelazione del composto

- Prova di spandimento: si inserisce la miscela all'interno di uno stampo posto sopra una tavola a scosse, percuotendolo con 10 brevi colpi di pestello. Si rimuove l'eccesso di malta superiore con una spatola piatta, si solleva lentamente lo stampo e si sparge la malta facendo vibrare la tavola a scosse per 15 alla frequenza costante di un colpo al secondo. Si misura il diametro della malta in due direzioni perpendicolari utilizzando il calibro e si valuta il diametro medio, dato dalla media aritmetica dei due diametri registrati. Quest'ultimo deve risultare almeno pari a  $170 \pm 5$  mm.



Figura 114 – Prova di spandimento

- Determinazione della massa volumica: la miscela inserita all'interno di un contenitore da 1l viene pesata. La massa volumica viene calcolata come rapporto tra il peso ed il volume del contenitore.



Figura 115 - Determinazione della massa volumica



- Valutazione del contenuto di aria: la miscela viene posta all'interno di uno specifico recipiente di misurazione avente il volume di circa 1l, dotato di coperchio metallico, su cui è applicata una camera d'aria (camera di pressione). Ad essa è collegato un manometro per la misurazione della pressione esercitata dall'aria. Una determinata pressione viene applicata nell'apparecchiatura chiusa tramite una pompa a mano o la tubazione dell'aria compressa, attraverso la valvola di collegamento sulla sommità dell'apparecchiatura. Il coperchio è provvisto di valvole per l'aria, valvole di sfiato per l'aria e valvole di sfiato per l'acqua, altrimenti usate anche per introdurre acqua nel caso sia necessario per una particolare misurazione. Il coperchio ha superfici interne piatte e levigate, profilate per garantire uno spazio d'aria sopra al livello più alto del contenitore per campioni. Il principio operativo di questo apparecchio consiste nell'eguagliare un volume noto di aria ad una pressione nota in una camera d'aria, con il volume sconosciuto di aria nel contenitore del campione di malta, quando le due camere sono collegate tramite una valvola per l'aria. Chiusa la valvola d'aria principale tra camera d'aria e contenitore del campione, si riempie di acqua l'intercapedine d'aria tra malta e fondo del coperchio attraverso la valvola A, tenendo la valvola B aperta fino a che tutta l'aria sopra la superficie della malta non sia stata espulsa. Si pompa aria all'interno della camera stagna fino a che si raggiunga una pressione stabilizzata uguale a quella determinata durante la taratura del dispositivo (appendice A UNI EN 1015-7/2000). Si chiudono entrambe le valvole A e B ed apre la valvola tra la camera d'aria e il contenitore del campione. Quando l'equilibrio è raggiunto, si legge il contenuto di aria sul manometro.



Figura 116- Valutazione del contenuto di aria

- Determinazione del valore di penetrazione (tempo di lavorabilità) : contenitore di diametro 75 mm ed altezza 100 mm viene inserito all'interno di un dispositivo dotato di una punta di penetrazione di diametro 5 mm e lunghezza 65 mm. Ad intervalli di tempo prefissati si abbassa lentamente l'asta di penetrazione nel campione e si registra il valore di picco della resistenza alla penetrazione (N) e lo si esprime in  $N/mm^2$ . La prova termina quando tale valore eccede il limite prescritto di resistenza ( $0.5 N/mm^2$ ).

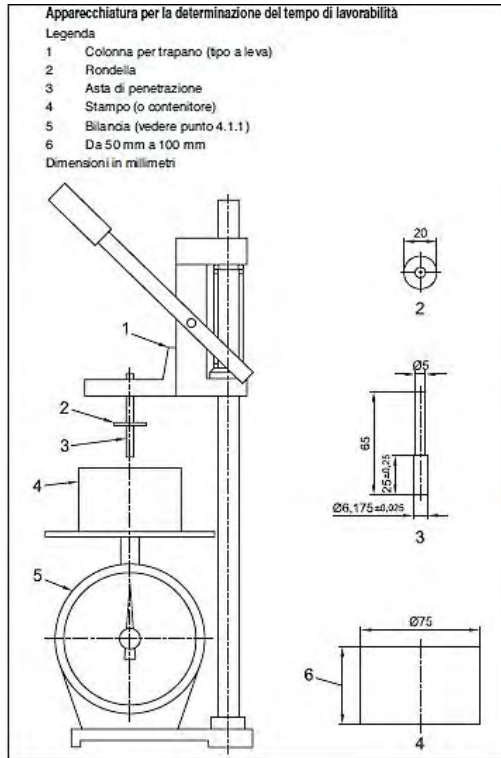


Figura 117 – Valutazione del valore di penetrazione

I campioni 4 e 5 sono stati sottoposti alla valutazione della massa volumica, del contenuto d'aria e alla prova di ritenzione idrica valutando l'incremento di peso di un filtro posto a contatto con la miscela. Questa prova è stata realizzata al fine di prevenire eventuali danni a causa del fuoco su maglie del rinforzo strette (7x7 mm). Inoltre, i campioni 1,2 e 3 non sono stati sottoposti a questo test poiché gli additivi presenti al loro interno standardizzano l'esito della prova a valori maggiori del 90%. Non è stata realizzata la prova di spandimento a causa della bassa lavorabilità della miscela.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti per i diversi campioni.

Campione 1

Peso del campione miscelato a secco	3001 gr.
Contenuto di acqua	627.7/3001 gr.
spandimento	171 mm
Massa volumica	2004.6 gr/m <sup>3</sup>
Contenuto di aria	4.5%

Campione 2

Peso del campione miscelato a secco	3000.9 gr.
Contenuto di acqua	685.4/3000.9 gr.
spandimento	170 mm
Massa volumica	1977.4 gr/m <sup>3</sup>
Contenuto di aria	4.2%

Campione 3

Peso del campione miscelato a secco	3001.8 gr.
Contenuto di acqua	627.7/3001.8 gr.
spandimento	176 mm
Massa volumica	1968.6 gr/m <sup>3</sup>
Contenuto di aria	4.3%

È stata realizzata un'unica prova per la determinazione del valore di penetrazione ed il tempo di lavorabilità è stato stimato a due ore e mezza.

Campione 4

Peso del campione miscelato a secco	3002.5 gr.
Contenuto di acqua	727.1/3002.5 gr.
Massa volumica	1684.2 gr/m <sup>3</sup>
Ritenzione idrica (variazione di peso del filtro)	0.16 gr; >90%

Campione 5

Peso del campione miscelato a secco	3001.4 gr.
Contenuto di acqua	876/3001.4 gr.
Massa volumica	1578 gr/m <sup>3</sup>
Ritenzione idrica	0.16 gr. ;>90%

In seguito alla caratterizzazione della malta fresca, sono stati realizzati, attraverso l'utilizzo di una cubettiera e della tavola a scosse, i prismi di dimensioni standardizzate 40 mmx40mmx160mm necessari alla realizzazione delle prove di compressione e flessione.



Figura 118 – Realizzazione delle cubettiere

I provini realizzati sono stati sottoposti a maturazione in condizioni di umidità e temperatura controllate.

Dopo 28 giorni sono state compiute le prove di flessione e compressione.



Figura 119 – Macchinario per la realizzazione della prova a compressione



Figura 120 – Macchinario per la realizzazione della prova a flessione

Entrambe le prove sono state effettuate in controllo di carico; si riportano in seguito i risultati ottenuti.

Resistenza a flessione:

Campione 1	1.4 Mpa
Campione 2	2.0 Mpa
Campione 3	2.0 Mpa
Campione 5	2.7 Mpa
Campione 6	2.2 Mpa

Resistenza a compressione:

Campione 1	3.4 Mpa
Campione 2	5.1 Mpa
Campione 3	5.6 Mpa
Campione 5	6.8 Mpa
Campione 6	6.0 Mpa



## 5.3. Sperimentazione in situ: prove di compressione diagonale

Le prove di compressione diagonale sono state eseguite presso il cantiere, dalla società “4 EMME Service S.p.a” specializzata in indagini sperimentali in sito su strutture e in laboratorio su materiali da costruzione alla presenza della sottoscritta e del sig. Stefano Buratti.

Le prove sono state eseguite in accordo con quanto previsto nel testo ASTM E 519-02 “Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages”, allo scopo di valutare la resistenza a compressione in diagonale dei due pannelli consolidati descritti al paragrafo 6.2. Il calcolo delle grandezze derivate dalle analisi è stato eseguito sempre in accordo con la norma americana ASTM la cui formulazione è riportata al paragrafo 2.4.3.

### 5.3.1. Strumentazione

#### 5.3.1.1 Sistema di applicazione del carico

Il carico è stato applicato utilizzando un martinetto oleodinamico alloggiato in corrispondenza del vertice superiore di ogni pannello murario, con direzione di spinta a 45° e che presenta le seguenti caratteristiche:

- Sezione di spinta: 153.9 cm<sup>2</sup>
- Diametro stelo: 100 mm
- Corsa: 150 mm
- Peso: 0.49 KN
- Carico: 900 KN

Il martinetto è stato posizionato al di sopra di una scarpa metallica di dimensioni 30x30x60 cm e spessore 2 cm ed è stato controllato utilizzando una centralina oleodinamica con compensazione automatica di pressione per uno sviluppo massimo di 600 bar.



Figura 121 – Martinetto oleodinamico e punto di applicazione del carico



Figura 122 – Centralina oleodinamica



La misura della pressione erogata dalla centralina oleodinamica è stata eseguita mediante due trasduttori di pressione.

Il trasduttore tipo A, munito di display alfanumerico digitale, è stato collegato direttamente sulla centralina, mentre il trasduttore di tipo B è stato installato sul martinetto e collegato alla strumentazione di acquisizione per una registrazione in continuo dei valori di pressione.

<i>Trasduttore di pressione</i>	<i>Tipo A</i>	<i>Tipo B</i>
<i>Modello</i>	DMC – n°312115	TP-14 – BC53R - 0915
<i>Costruttore</i>	AEP Transducers	AEP Transducers
<i>Display</i>	Alfanumerico digitale	Assente
<i>Campo di misura</i>	0 ÷ 700 bar	0 ÷ 700 bar
<i>Risoluzione</i>	± 0,1 bar	± 0,1 bar
<i>Innesto rapido</i>	¼ pollice	¼ pollice

Tabella 22 – Caratteristiche del trasduttore di pressione

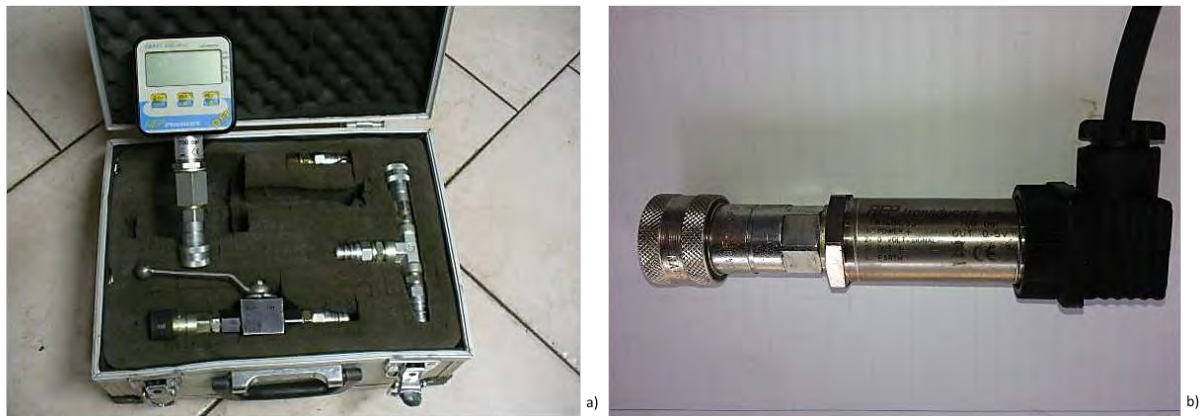


Figura 123 – Trasduttori di pressione: a) tipo A; b) tipo B

### 5.3.1.2 Sistema di misurazione delle deformazioni

Le rilevazioni delle deformazioni sul pannello sono state eseguite mediante sensori potenziometrici millesimali collegati ad un unità di acquisizione denominata *IoTech- Wave Book E16* che, interfacciata ad un PC, ha permesso di visualizzare e registrare gli spostamenti in tempo reale.

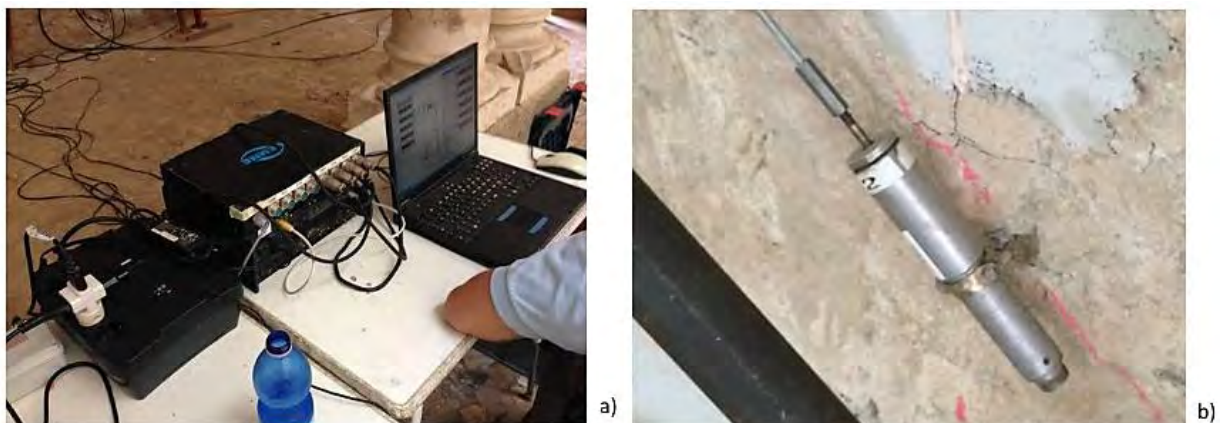


Figura 124 – Sistema di misurazione delle deformazioni: a) postazione di acquisizione; b) sensore potenziometrico

Il sistema di acquisizione è costituito da:

- Unità di conversione analogico-digitale *IoTech- Wave Book E16*;
- personal computer con software d'elaborazione dati *DasyLab11*.
- sensori potenziometrici Midori da 5K $\Omega$  LP-50.

I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:

<b>Sensore potenziometrico</b>	
<i>Modello</i>	Midori – LP-50
<i>Resistenza interna</i>	5 KOhm
<i>Escursione</i>	50 mm
<i>Sensibilità</i>	$\pm 0,001$ mm
<i>Linearità</i>	99.6 %

Tabella 23 – Caratteristiche del sensore potenziometrico

La catena di misura sensore–cavo–unità, comporta un errore massimo pari a  $\pm 1\%$ .

### 5.3.1.3 Sistema di misurazione delle tensioni

Le rilevazioni delle tensioni su alcuni punti del pannello 2 sono state eseguite mediante sensori estensimetrici resistivi monodirezionali con collegamento a quarto di ponte collegati ad un unità di acquisizione denominata *System P-5000* che, interfacciata ad un PC, ha permesso di visualizzare e registrare le deformazioni locali in tempo reale.

Il sistema di acquisizione è costituito da:

- Unità di conversione analogico-digitale *System P-5000*;
- personal computer con software d'elaborazione dati *StrainSmart*.
- sensori estensimetrici resistivi monodirezionali TML – PL-60-11.

I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:

<b>Sensore estensimetrico</b>	
<i>Modello</i>	TML – PL-60-11
<i>Resistenza</i>	$120 \pm 0,3$ Ohm
<i>Lunghezza</i>	60 mm
<i>Gauge Factor</i>	$2,09 \pm 1$ %
<i>Precisione</i>	$\pm 1$ $\mu\epsilon$

Tabella 24 – Caratteristiche del sensore estensimetrico

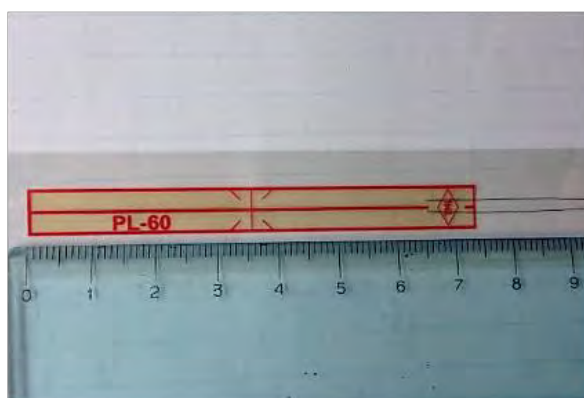


Figura 125 – Sistema di misurazione delle tensioni: a) *System P5000* ; b) *Estensimetro TML – PL-60-11*

### 5.3.2. *Campione di prova 1*

La prova, realizzata secondo le prescrizioni presenti nell'ASTM E519-02, è stata eseguita applicando un carico lungo una delle due diagonali fino alla rottura del campione lungo l'asse di carico. In accordo con le prescrizioni fornite dalla norma, le dimensioni nominali del campione risultano essere di 120x120 cm e spessore pari a 47 cm

Si riportano in seguito le fasi operative relative alla disposizione della strumentazione:

- posizionamento dei due angolari ai due vertici opposti del campione;
- posizionamento del martinetto e del sistema di contrasto;
- verifica della posizione dell'asse di carico in funzione della diagonale;
- installazione dei sensori su entrambe le facce del campione (lato A: interno, lato B: androne);
- applicazione del carico attraverso incrementi di 5 bar fino alla rottura del campione.

In seguito alla messa in opera del dispositivo, il campione è stato isolato dalla porzione muraria sovrastante e messo in sicurezza.



*Figura 126 – Disposizione della strumentazione (lato B-androne)*

Si riporta in seguito la disposizione dei sensori. Il campione è stato ricavato tagliando una porzione di una parete muraria che delimita un androne del corpo B; il quadro fessurativo riportato in seguito e i risultati ottenuti fanno riferimento alla seguente nomenclatura:

- lato A: faccia “interna” della parete, prospiciente ai vani del corpo B2
- lato B: faccia “esterna” della parete, prospiciente all'androne (corpo B)



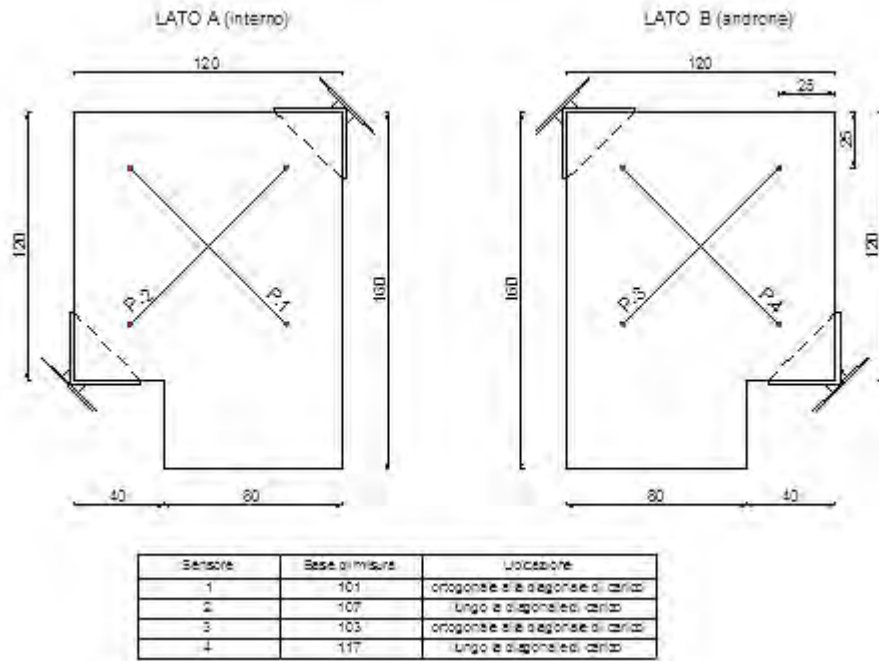


Figura 127 – Schema relativo alla disposizione dei sensori lato A e B del campione 1



Figura 128 – Disposizione dei sensori campione 1: a) lato A; b) lato B



Figura 129 – Localizzazione prime fessurazioni lato A

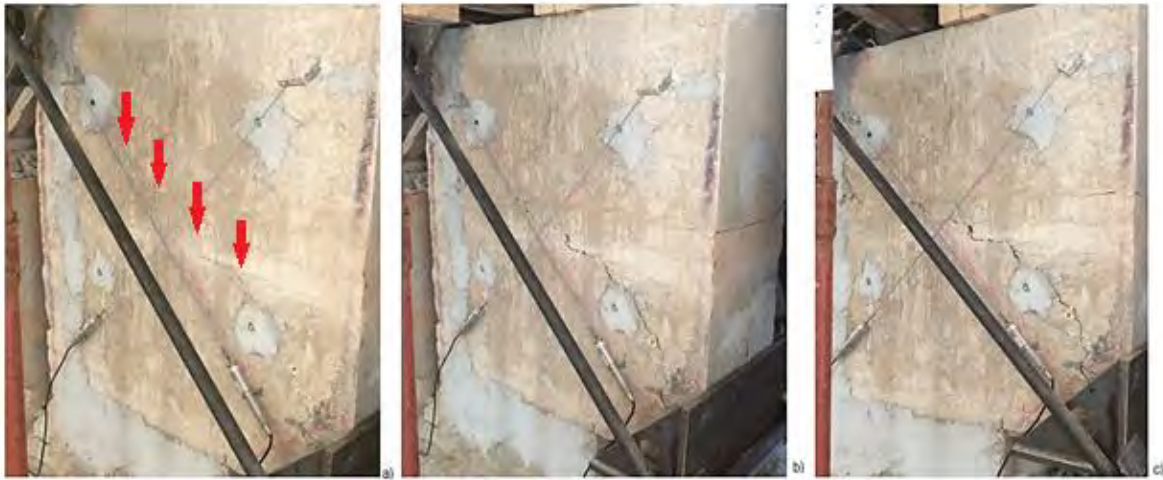


Figura 130 – Evoluzione dello stato fessurativo lato B



Figura 131 – Quadro fessurativo spostamento 15 mm lato A



Figura 132 – Quadro fessurativo (spostamento 15 mm) lato B

Come si evince dalle immagini, la lunga lesione diagonale ha interessato l'intero pannello di muratura ed è indicativa di una rottura avvenuta in maniera conforme a quelli che sono gli standard richiesti per una corretta esecuzione della prova. Si riportano in seguito i grafici relativi. Si assumono valori positivi indotti dalla sollecitazione di compressione e negativi per quella di trazione.

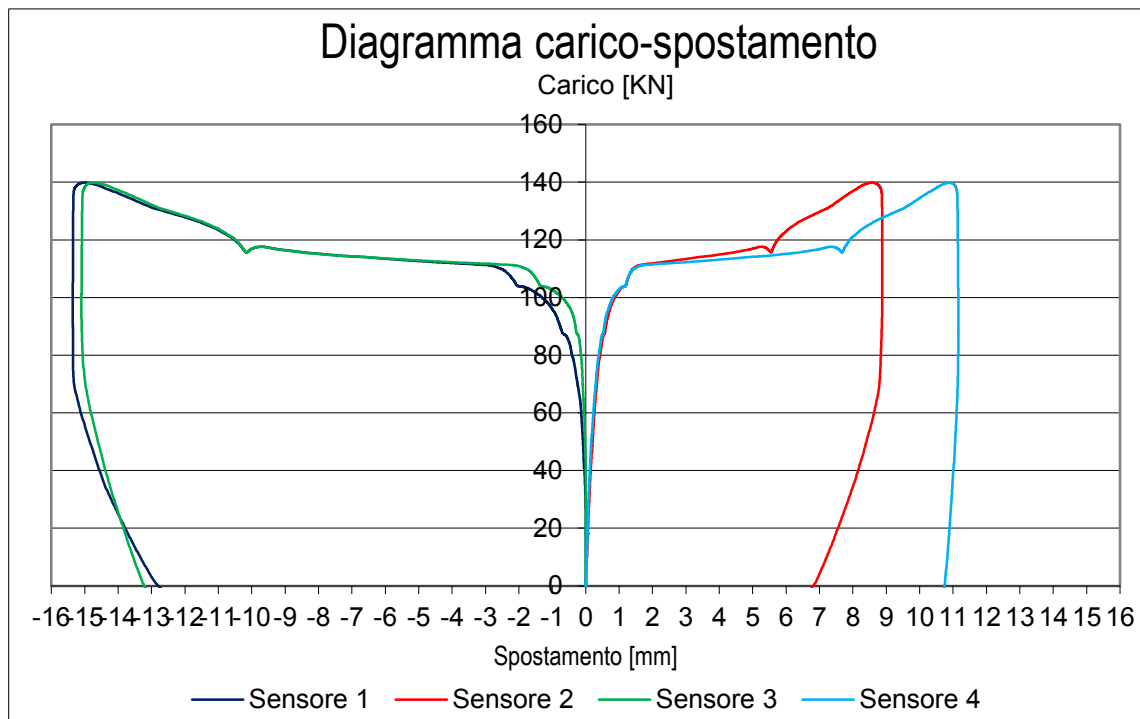


Grafico 1 – Diagramma carico-spostamento

Per l'individuazione della resistenza del campione viene in seguito riportato un particolare del precedente diagramma fino ad un massimo di 112 kN e 5 mm. Il tratto finale delle curve è stato rimosso in quando indotto dall'azione di fenomeni del secondo ordine.

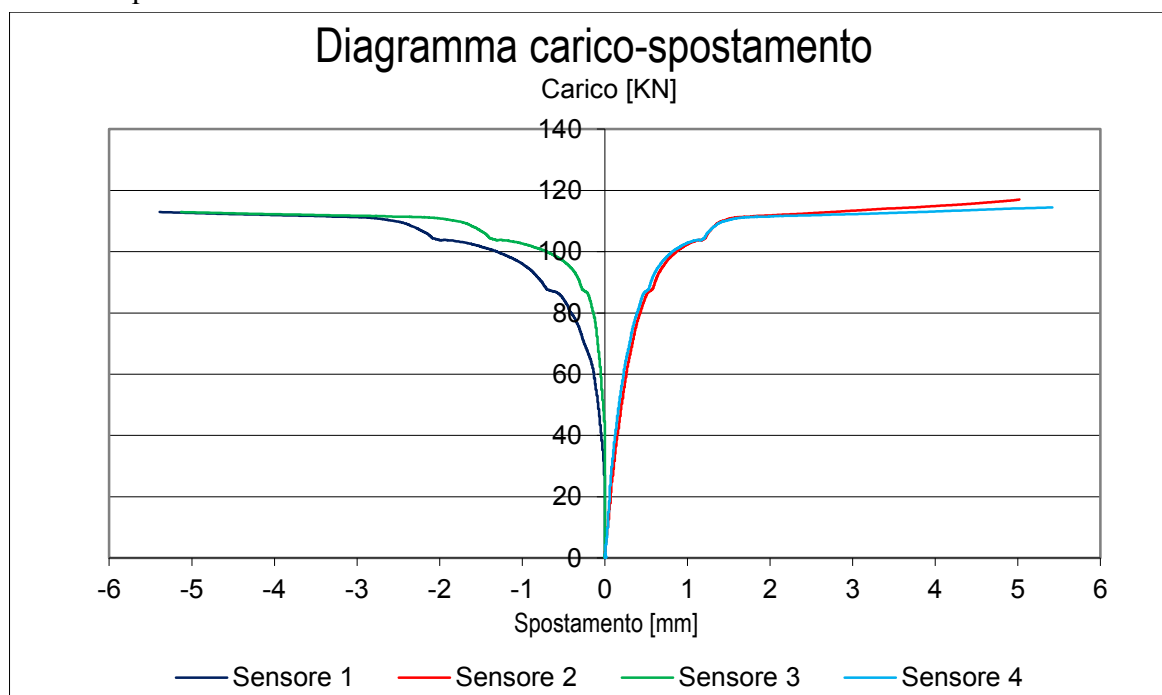


Grafico 2 – Diagramma carico - spostamento a trazione fino a 112 KN

Il carico, come precedentemente affermato, è stato applicato attraverso incrementi costanti pari a 5 bar. In corrispondenza del raggiungimento di un valore pari a 45KN i sensori 1 e 3 hanno iniziato a registrare uno spostamento negativo (trazione).

Il quadro fessurativo si è delineato in modo evidente con il raggiungimento di un carico di 88 KN per il quale si è osservata la formazione della prima fessura nella parte centrale del campione (figura 129). La fessurazione completa della diagonale del pannello si è manifestata con il raggiungimento di un carico pari a 110 KN (figura 130a). Quest'ultimo è stato incrementato fino ad un valore di 138 KN e uno spostamento pari a 15 mm per valutare le eventuali riserve di resistenza del materiale e definire correttamente il carico di rottura. In relazione all'evidenza sperimentale, si è assunto un valore di rottura pari a 110 KN.

### 5.3.2.1 Analisi dei risultati

La resistenza a taglio [MPa] del pannello è definita come:

$$S_s = \tau = \sigma_1 = \frac{0.707 F_{max}}{A_n}$$

Dove:

- $F_{max}$  è il carico massimo di compressione diagonale definito dalla prova [N]
- $A_n$  [mm<sup>2</sup>] è l'area netta del campione.

L'area netta è stata così calcolata:

$$A_n = \left( \frac{H + L}{2} \right) sn$$

Dove:

- L: è la lunghezza del campione [mm]
- H: è l'altezza del campione [mm]
- s: è lo spessore del campione [mm]
- n: è la percentuale solida dell'intera area

Nel calcolo dell'area si è considerato come coefficiente di espressione della percentuale solida  $n=1$ , ovvero si è supposto che a seguito delle operazioni di consolidamento ed iniezione i campioni non contenessero vuoti e l'intera sezione risultasse compatta.

<b>campione</b>	<b>L[mm]</b>	<b>H[mm]</b>	<b>s[mm]</b>	<b>n</b>	<b>A<sub>n</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	
1	1200	1200	470	1	$A_n = \left( \frac{1200 + 1200}{2} \right) 470 * 1$	564000

Tabella 25 – Calcolo dell'area netta del campione

Assumendo dunque come carico di rottura un valore pari a 110 KN, la resistenza a taglio risulta :

$$S_s = \frac{0.707 \cdot 110000}{564000} = 0.138 \text{ MPa}$$

La *deformazione angolare* [mm/mm] è definita come:

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g}$$

Dove:

- $\Delta V$  è la deformazione lungo l'asse del carico [mm]
- $\Delta H$  è la deformazione perpendicolare all'asse del carico [mm]
- $g$  è la base di misura del sensore lungo l'asse del carico [mm]

Per il calcolo della deformazione angolare si è fatto riferimento ad un valore medio degli spostamenti relativi ai sensori 1-3 e 2-4 e ad un valor medio delle lunghezze delle basi 1-3 e 2-4. La deformazione angolare quindi risulta:

$$\gamma = \frac{\overline{\Delta V}}{\overline{g_V}} + \frac{\overline{\Delta H}}{\overline{g_H}} = \frac{2.18}{1020} + \frac{1.44}{1120} = 0.0034$$

Assumendo dunque il valore della tensione di rottura, il *modulo di taglio* [MPa] assume valore:

$$G = \frac{S_s}{\gamma} = 40.3 \text{ MPa}$$

Volendo determinare il valore del modulo di elasticità tangenziale di prima fessurazione,  $G'$ , i dati sono stati nuovamente elaborati facendo riferimento al carico di 88 KN. In tal modo si è definito un modulo elastico tangenziale coerente con la linearizzazione della curva proposta nel grafico 3 seguente.

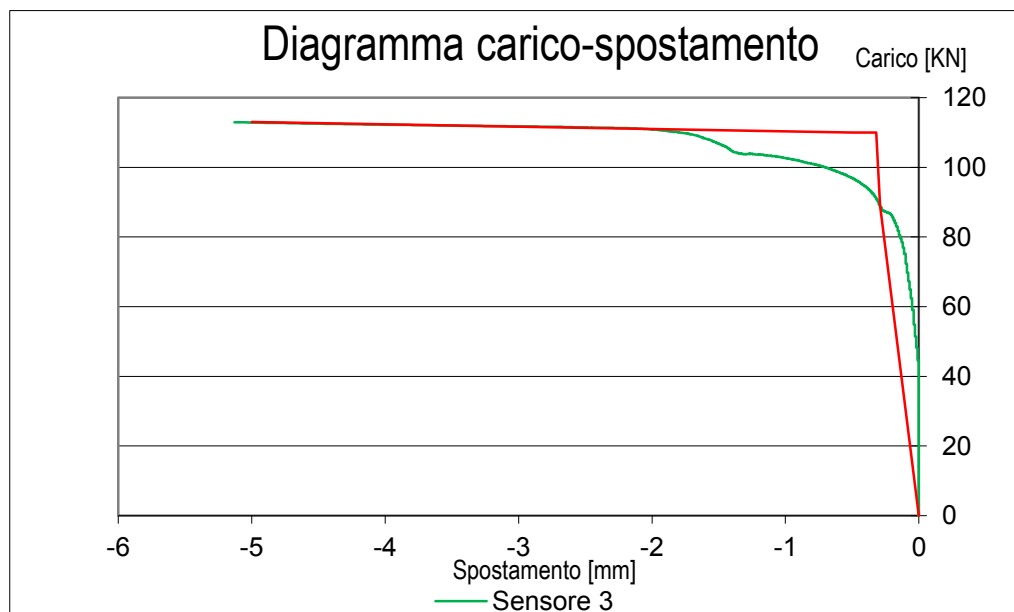


Grafico 3 – Linearizzazione del diagramma carico-spostamento

Si riportano in seguito i risultati relativi a tale calcolo.

$$S_s = \tau = \sigma_1 = \frac{0.707 \cdot 88000}{564000} = 0.11 \text{ MPa}$$



$$\gamma = \frac{\overline{\Delta V}}{g_V} + \frac{\overline{\Delta H}}{g_H} = \frac{0.5}{1020} + \frac{0.56}{1120} = 0.00098$$

$$G' = \frac{S_s}{\gamma} = 112.24 \text{ MPa}$$

Per completezza si riporta in seguito l'andamento del grafico sforzo tangenziale e deformazione angolare in cui il valore della tensione tangenziale di picco, 0.14 Mpa, caratterizza il valore di rottura (110 KN).

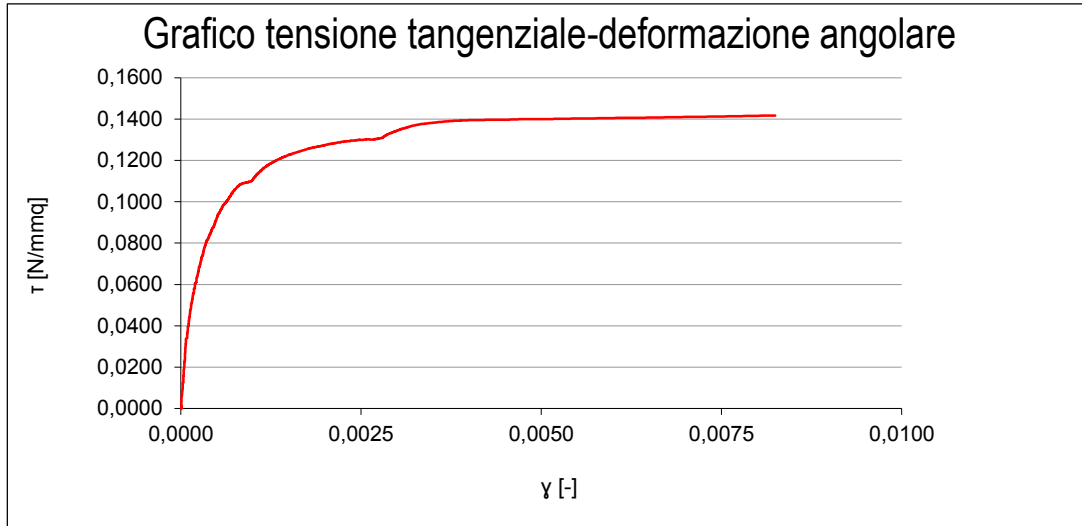


Grafico 4 – Diagramma tensione tangenziale-deformazione angolare

### 5.3.3. Campione di prova 2

La posa in opera della strumentazione è stata eseguita in analogia con quanto effettuato per il campione 1:

- posizionamento dei due angolari ai due vertici opposti del campione;
- posizionamento del martinetto e del sistema di contrasto;
- verifica della posizione dell'asse di carico in funzione della diagonale;
- installazione dei sensori su entrambe le facce del campione (lato A: interno, lato B: androne) secondo lo schema di figura 133;

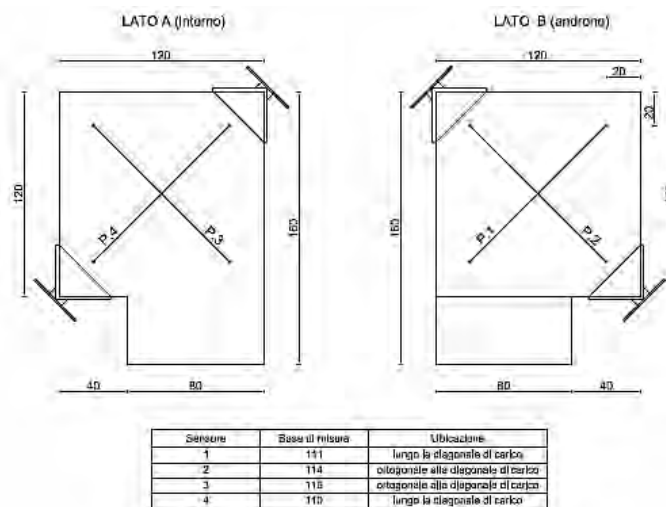


Figura 133 – Schema relativo alla disposizione dei sensori campione 2



Figura 134 – Disposizione dei sensori campione 2: a) lato A; b) lato B

Nel campione 2 sono stati inoltre installati quattro sensori estensimetrici monodirezionali (due sul lato A e due sul lato B) in corrispondenza del tessuto unidirezionale in microtrefoli di acciaio inox 316 termofissati (fasce di larghezza 10 cm), STEEL750IN.

Per una corretta adesione delle pellicole resistive alla matrice dove sono stati annessi i microtrefoli, la superficie di incollaggio è stata levigata con una smerigliatrice angolare con disco abrasivo.

Le porzioni levigate sono state successivamente trattate e predisposte all'incollaggio del trasduttore mediante collante bicomponente. I sensori sono stati testati con strumentazione *System P3500* analogica, cablati e collegati alla strumentazione *System P5000* per le fasi di acquisizione in continuo.

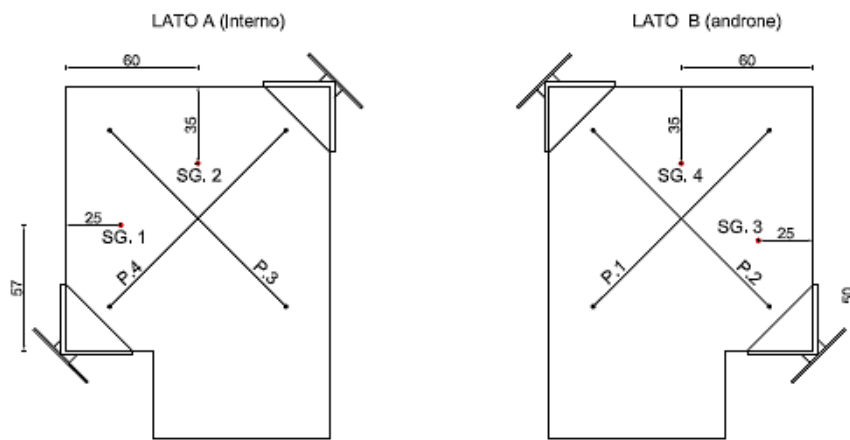


Figura 135 – Schema relativo alla disposizione degli strain gauges lato A e lato B campione 2



Figura 136 – Disposizione degli strain gauges campione 2: a) lato A; b) lato B



Figura 137 – Strain Gauge

Si riportano in seguito le immagini relative all'evoluzione del quadro fessurativo indotte da un aumento del carico attraverso incrementi costanti pari a 5 bar.



Figura 138 – Evoluzione del quadro fessurativo lato A



Figura 139 – Evoluzione del quadro fessurativo lato B





Figura 140 – Quadro fessurativo a rottura: a) lato a; b) lato b

Si osserva come il sistema di consolidamento proposto localizzi le fessurazioni in corrispondenza delle estremità delle fasce.



Figura 141 – Quadro fessurativo indotto dalla presenza del tessuto sul prodotto opus srg

Come si evince dalle immagini, il progredire del fenomeno fessurativo, in seguito alla formazione della prima frattura, è stato rallentato dal sistema di rinforzo applicato. Tale processo è avvenuto grazie all'azione di confinamento esercitata dal tessuto e dai connettori trasversali. Si riportano in seguito i grafici relativi all'evoluzione del fenomeno. Si assumono valori positivi indotti dalla sollecitazione di compressione e negativi per quella di trazione.

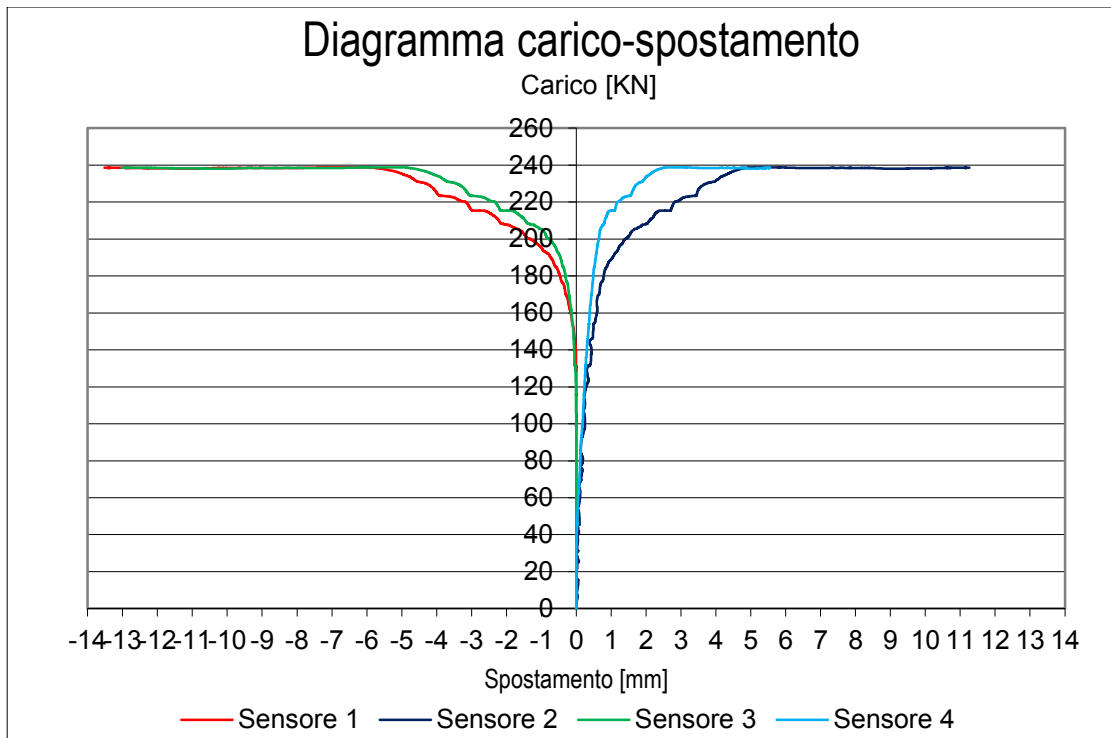


Grafico 5 - Diagramma carico-spostamento

Come si evince dal grafico, in corrispondenza del raggiungimento di un carico pari a 130 KN i sensori 1 e 3 hanno iniziato a registrare uno spostamento negativo (trazione). Il quadro fessurativo si è delineato in modo evidente in corrispondenza della parte centrale del pannello con il raggiungimento di un carico pari a 196 KN per il quale si osserva una variazione della pendenza delle curve del grafico 5. Il valore di rottura del campione risulta pari a 238 KN.

Il carico è stato incrementato ulteriormente fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 15 mm in modo tale da ricreare le stesse condizioni di prova realizzate per il campione 1 e valutare eventuali riserve di resistenza del materiale.

Si riporta in seguito un particolare del precedente diagramma fino ad un massimo di -6 mm.

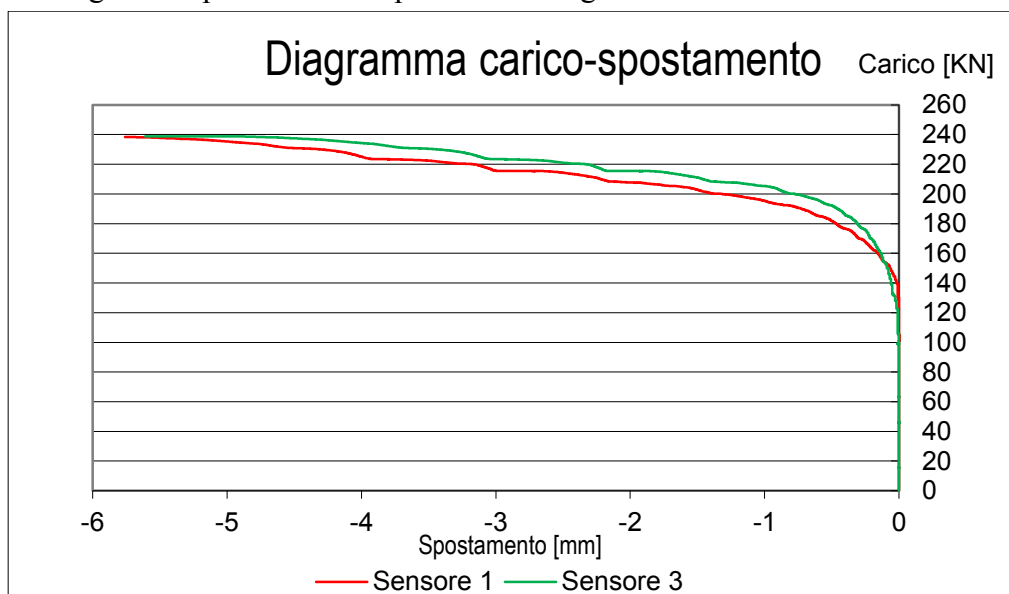


Grafico 6 - Diagramma carico-spostamento a trazione

### 5.3.3.1 Analisi dei risultati

La resistenza a taglio [MPa] del pannello è definita come:

$$S_s = \tau = \sigma_1 = \frac{0.707F_{max}}{A_n}$$

Dove:

- $F_{max}$  è il carico massimo di compressione diagonale definito dalla prova [N ]
- $A_n$  [mm<sup>2</sup>] è l'area netta del campione.

L'area netta è stata così calcolata:

$$A_n = \left( \frac{H + L}{2} \right) sn$$

Dove:

- L: è la lunghezza del campione [mm]
- H: è l'altezza del campione [mm]
- s: è lo spessore del campione [mm] Tabella
- n: è la percentuale solida dell'intera area

Nel calcolo dell'area si è considerato come coefficiente di espressione della percentuale solida  $n=1$ , ovvero si è supposto che a seguito delle operazioni di consolidamento ed iniezione i campioni non contenessero vuoti e l'intera sezione risultasse compatta.

campione	L[mm]	H[mm]	s[mm]	n	A <sub>n</sub> [mm <sup>2</sup> ]	
2	1200	1200	490	1	$A_n = \left( \frac{1200 + 1200}{2} \right) 490 * 1$	588000

Tabella 26 – Calcolo dell'area netta del campione

La resistenza a taglio risulta quindi:

$$S_s = 0.2862 \text{ MPa}$$

La deformazione angolare [mm/mm] è definita come:

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g}$$

Dove:

- $\Delta V$  è la deformazione lungo l'asse del carico [mm]
- $\Delta H$  è la deformazione perpendicolare all'asse del carico [mm]
- g è la base di misura del sensore lungo l'asse del carico [mm]

Per il calcolo della deformazione angolare si è fatto riferimento ad un valore medio degli spostamenti relativi ai sensori 2-3 e 1-4 e ad un valor medio delle lunghezze delle basi 2-3 e 1-4. La deformazione angolare quindi risulta:

$$\gamma = \frac{\overline{\Delta V}}{\overline{g_V}} + \frac{\overline{\Delta H}}{\overline{g_H}} = \frac{5.08}{1135} + \frac{3.56}{1120} = 0.0076$$

Il *modulo di taglio [MPa]* è definito come:

$$G = \frac{S_s}{\gamma} = 37.4 \text{ MPa}$$

Analogamente a quanto svolto per il campione 1, si riporta il calcolo relativo alla definizione del modulo elastico tangenziale di prima fessurazione  $G'$ .

$$S_s = \frac{0.707 \cdot 196000}{564000} = 0.2356 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{\overline{\Delta V}}{\overline{g_V}} + \frac{\overline{\Delta H}}{\overline{g_H}} = \frac{0.82}{1135} + \frac{0.92}{1120} = 0.0015$$

$$G' = \frac{S_s}{\gamma} = 152.6 \text{ MPa}$$

Per completezza si riporta in seguito l'andamento del grafico sforzo tangenziale e deformazione angolare in cui il valore della tensione tangenziale di picco, 0.28 Mpa, caratterizza il valore di rottura (238 KN).

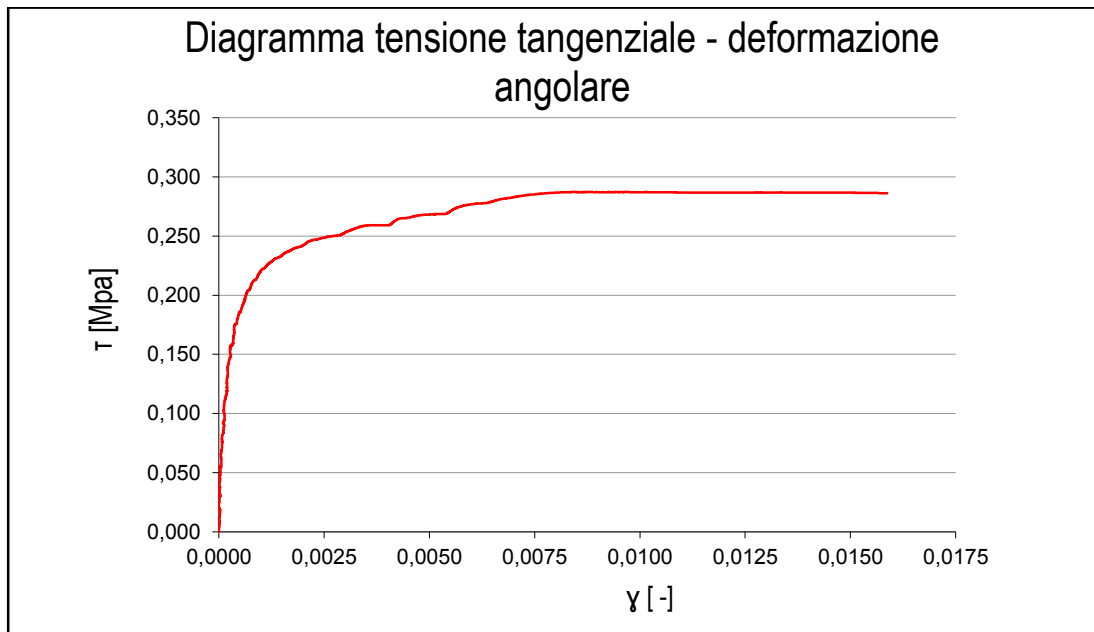


Grafico 7 – Diagramma tensione tangenziale-deformazione angolare

### 5.3.3.2 Analisi dello stato deformativo locale

Il calcolo delle deformazioni su alcuni punti del pannello sono state eseguite mediante sensori estensimetrici resistivi monodirezionali. Questi ultimi consistono in una griglia di metallo laminato incollata su un supporto di materiale polimerico. Il loro principio di funzionamento sfrutta la deformazione indotta sull'estensimetro dalla distorsione dell'elemento solidale al sensore stesso, indotta dal carico agente. La deformazione trasmessa all'estensimetro causa una

variazione di resistenza elettrica attraverso la cui valutazione è possibile risalire all'entità della deformazione che l'ha causata.

Si riporta in seguito il diagramma relativo alle deformazioni registrate in continuo in funzione del tempo dai sensori estensimetrici durante la prova.

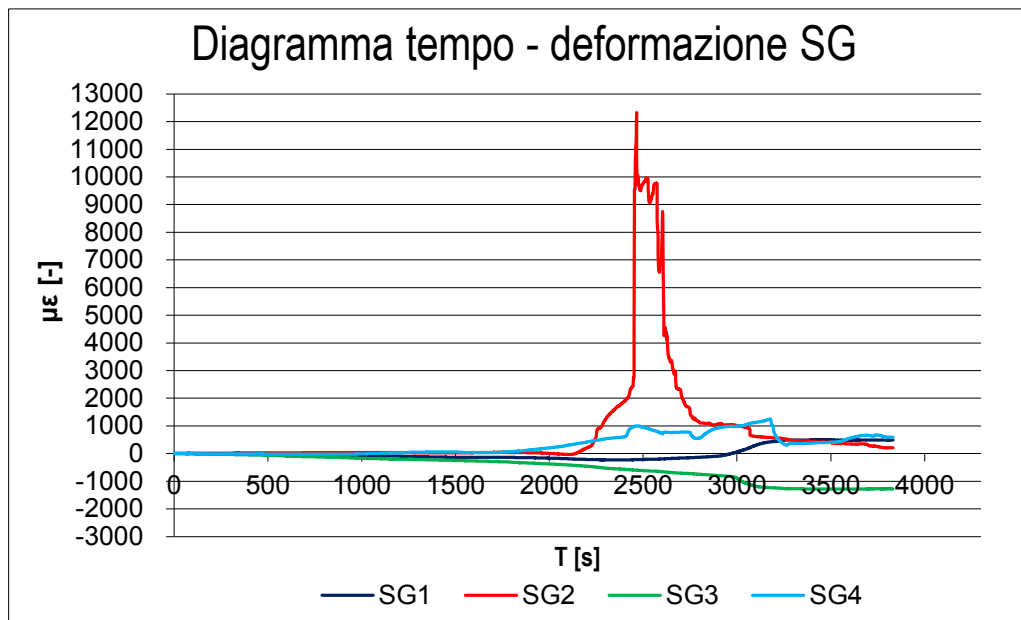


Grafico 8 – Diagramma tempo- deformazione SG

Dal diagramma sovrastante si evince come il sensore SG.2 abbia smesso di funzionare una volta raggiunto il carico di 207 kN (135 bar) a causa della rottura del campione di muratura in corrispondenza del trasduttore. Depurando il diagramma suddetto dei valori post rottura del sensore 2 è possibile apprezzare un miglio andamento delle deformazioni (grafico 9).

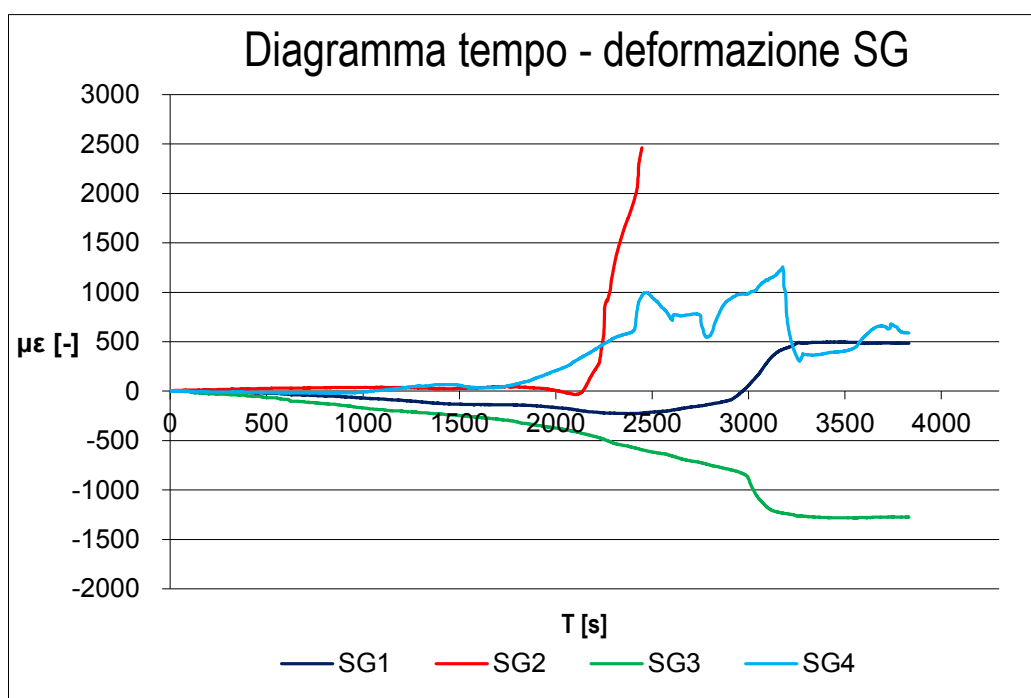


Grafico 9 – Diagramma tempo- deformazione SG ridotto a 2500 με per SG2



Nel diagramma in seguito riportato sono rappresentate le deformazioni (in ascissa) in funzione del carico espresso in kN (in ordinata) fino ad un massimo di 230 kN.

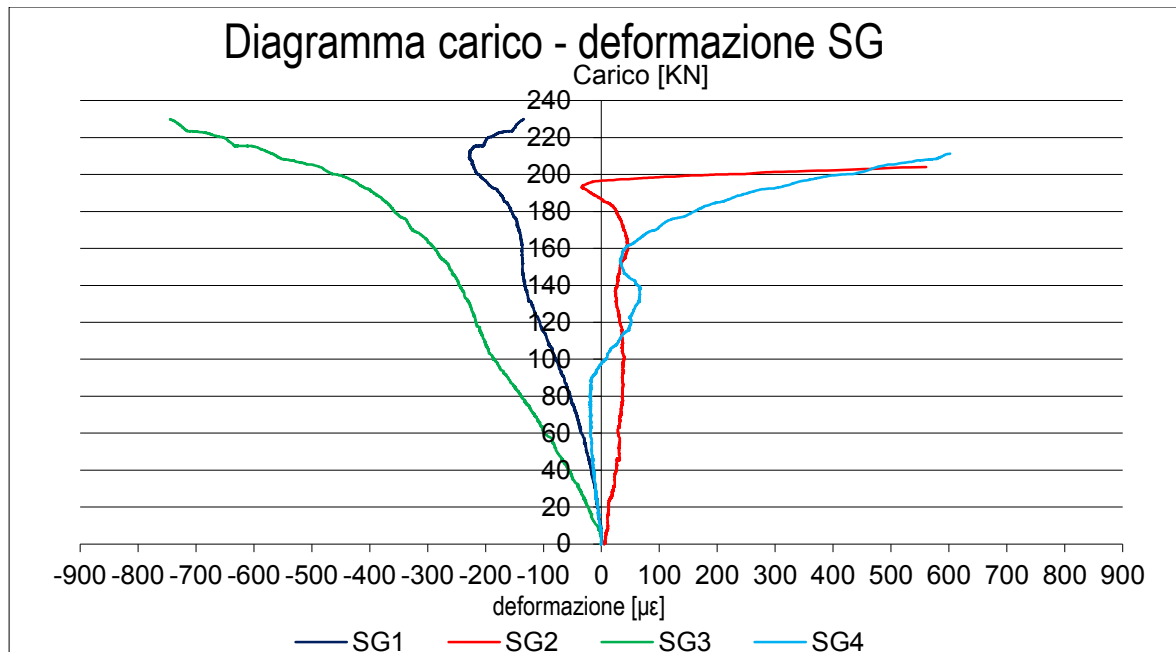


Grafico 10 – Diagramma carico – deformazione

Come si evince dal grafico sovrastante gli strain gauges 1 e 3 (posizionati in corrispondenza delle fasce verticali) risultano sempre in trazione. Diversamente accade per gli estensimetri 2 e 4 (posizionati in corrispondenza delle fasce orizzontali), i quali risultano interessati per la maggior parte della storia di carico da tensioni di compressione.

#### 5.3.4. Confronti

Si riporta in seguito il confronto tra l'andamento del diagramma carico-spostamento relativo al sensore 1 per il campione 1 e per il campione 2.

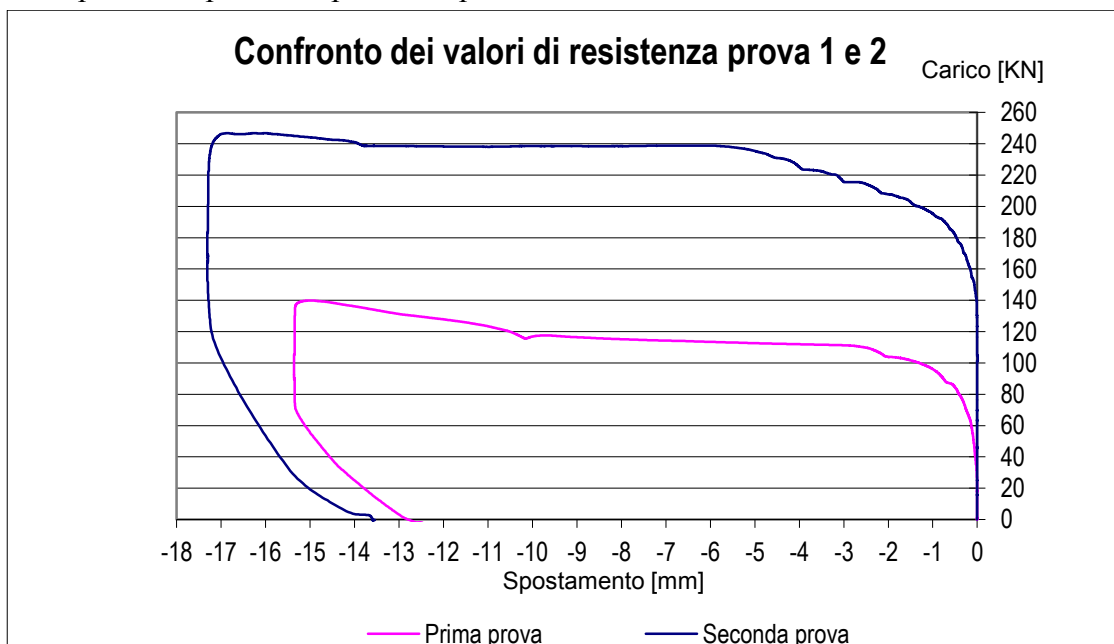


Grafico 11 – Confronto andamento grafici carico – spostamento prova 1 e 2

Entrambi i grafici sopra riportati sono caratterizzati, in corrispondenza della formazione della prima fessura, da una variazione dell'inclinazione della curva. Il valore del carico per cui si manifesta tale fenomeno risulta: 88 KN per il campione 1 e 196 KN per il campione 2.

Durante il progredire del fenomeno fessurativo entrambi i campioni sono caratterizzati da un incremento resistenza che si concretizza nella definizione di un tratto fortemente non lineare. La completa diffusione del quadro fessurativo lungo la diagonale di ogni campione, e dunque la rottura di ognuno, si verifica, rispettivamente, per un valore del carico pari a 110 KN e 238 KN. Come si evince dal grafico il consolidamento del campione 2 offre al pannello un incremento di resistenza, in relazione al valore di prima fessurazione del campione 1, pari al 44.9%.

Si riporta in seguito una tabella riassuntiva dei risultati forniti dalle prove.

<i>Risultato</i>	<i>Campione 1</i>	<i>Campione 2</i>
<i>Carico di prima fessurazione [KN]</i>	88	196
<i>Carico di rottura [KN]</i>	110	238
<i>Area netta <math>A_n</math> [mm<sup>2</sup>]</i>	564000	588000
<i>Deformazioni P.1 (prima fessurazione)</i>	-0.71	-1.03
<i>Deformazioni P.2 (prima fessurazione)</i>	0.58	1.23
<i>Tensione di prima fessurazione [MPa]</i>	0.11	0.2357
<i>Tensione a rottura [MPa]</i>	0.138	0.2862
<i>Deformazione angolare (fessurazione)</i>	0.0012	0.002
<i>Deformazione angolare (rottura)</i>	0.0034	0.0076
<i>Modulo di elasticità tangenziale a fessurazione [MPa]</i>	112.24	152.6
<i>Modulo di elasticità tangenziale a rottura [MPa]</i>	40.3	37.4

Tabella 27 – Caratteristiche di resistenza relative ai campioni 1 e 2

## 6 Validazione dei modelli numerici

L'analisi numerica, realizzata grazie all'ausilio del programma MIDAS FEA, mira alla valutazione del reale comportamento dei pannelli murari sottoposti a compressione diagonale, utilizzando i fondamenti della meccanica non lineare della frattura "spalmata", continua. Le caratteristiche della muratura in esame, quali la disordinata distribuzione del pietrame, la bassa qualità e quantità di malta tra i blocchi lapidei, l'elevata presenza di vuoti e la conseguente realizzazione di un consolidamento attraverso l'utilizzo di iniezioni, hanno imposto la necessità di una macro-modellazione in grado di cogliere il progressivo degrado di rigidezza dovuto alla propagazione della frattura all'interno del continuo. Il legame costitutivo utilizzato è il *Total Strain Crack Model*, implementato all'interno del programma, utilizzato per l'analisi del comportamento di strutture in calcestruzzo, ma idoneo anche per quelle in muratura.

Nelle sezioni seguenti viene presentata una strategia di modellazione bidimensionale e tridimensionale del campione 1 ed una unicamente tridimensionale del campione 2. La necessità della seconda tipologia di modellazione è strettamente connessa alla rappresentazione dei connettori metallici passanti all'interno del campione 2. Infine, si determinano le curve carico-spostamento conseguenti all'applicazione del carico e si confrontano i risultati ottenuti con i valori sperimentali.

### 6.1. Il legame costitutivo

Il legame costitutivo implementato all'interno del programma MIDAS FEA si basa sulla meccanica della frattura non lineare continua e dunque utilizza un approccio di tipo *smearred* per la frattura.

In relazione alla tipologia di analisi di interesse, si utilizza un modello fisso di frattura (fixed crack model). A quest'ultimo possono essere associati due differenti approcci:

- *Decomposed strain model*: l'incremento di deformazione totale del solido fessurato è composto da un'aliquota connessa alla frattura ed una al materiale presente tra le fessure [Rots J.G., 1989].

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^{cr} + \Delta\varepsilon^{mat}$$

Tali deformazioni sono riferite al sistema globale X,Y. Per quanto concerne all'aliquota  $\Delta\varepsilon^{cr}$ , questa è definita a partire da un vettore  $\Delta e^{cr}$ , definito nel sistema locale s,t,n allineato con la fessura, attraverso la definizione di una matrice di trasformazione, N, che rispecchia l'orientazione della frattura (fixed o rotating):

$$\Delta\varepsilon^{cr} = N\Delta e^{cr}$$

Analogamente è possibile definire a livello locale il vettore delle tensioni di trazione  $\Delta t^{cr}$ , che include le tensioni di trazione indotte dal modo I e dal modo II. L'incremento

globale di tensione  $\Delta\sigma$  può essere determinato sempre attraverso l'utilizzo della matrice di trasformazione:

$$\Delta t^{cr} = N^T \Delta\sigma$$

Infine si definiscono i legami costitutivi relativi alla frattura e alla porzione di materiale presente tra le fessure:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma &= D^{mat} \Delta\varepsilon^{mat} \\ \Delta t^{cr} &= D^{cr} \Delta e^{cr}\end{aligned}$$

- Dove:  $D^{mat}$  è la matrice contenente i moduli elastici istantanei del materiale e  $D^{cr}$  è una matrice 2x2 che incorpora le proprietà della frattura legate al modo I e II. Il valore della deformazione totale può essere quindi così determinato [Rots J.G., 1989]:

$$D^{mat} \Delta\sigma = [D^{mat} - N[D^{cr} + N^T D^{mat} N]^{-1} N^T D^{mat}] \Delta\varepsilon$$

La deformazione del materiale può includere la deformazione elastica, plastica, viscosa e termica; l'aliquota connessa alla frattura invece può includere deformazioni connesse alla formazione di fessurazioni multiple e non ortogonali. L'utilizzo di questo approccio è limitato dalla complessità dell'algoritmo e dalla difficile determinazione delle proprietà dei materiali.

- *Total strain model*: questo modello non considera le diverse componenti di deformazione, ma considera la deformazione totale ed utilizza una legge tensione-deformazione sia per il comportamento a trazione (includendo la fessurazione) che a compressione. A differenza del modello precedente, la reperibilità dei parametri necessari alla definizione delle leggi a trazione e compressione risulta più semplice.

### 6.1.1. Total strain crack model

Il modello "Total Strain Crack" implementato all'interno del software MIDAS FEA, descrive il comportamento del materiale attraverso un legame costitutivo isotropo prima della frattura ed uno ortotropo in seguito alla manifestazione del fenomeno fessurativo.

Tale approccio prevede i due metodi di propagazione della frattura, esposti precedentemente nel capitolo 4 (ipotesi di assi tra loro ortogonali):

- *Fixed crack model*
- *Rotating crack model*

Il concetto alla base del Total strain crack model è che le sollecitazioni sono calcolate considerando le direzioni di frattura e che la tensione è calcolata in funzione della deformazione totale. Le deformazioni sono ricalcolate considerando l'incremento di deformazione  $\Delta\varepsilon_{xyz}$  nel sistema globale.

$$\varepsilon_{xyz}^{t+\Delta t} = \varepsilon_{xyz}^t + \Delta\varepsilon_{xyz}^{t+\Delta t}$$

Il vettore locale delle deformazioni, definito nel sistema locale della frattura, viene moltiplicato per la matrice di trasformazione T definita attraverso il metodo di Jacobi:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst} = T_{i+1}^{t+\Delta t} \varepsilon_{xyz}$$

Analogamente, il vettore delle tensioni, formulato nel sistema di coordinate delle fessure nella forma:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} = \sigma({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst})$$

viene trasformato nel sistema di riferimento globale sempre attraverso la matrice di trasformazione:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{xyz} = T^T {}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst}$$

Il modello costitutivo implementato all'interno del programma consente di soddisfare l'equilibrio tra i vettori delle forze esterne ed interne, utilizzando una procedura iterativa incrementale, come il metodo di Newton-Raphson. Per far questo il modello costitutivo necessita di una matrice di rigidezza adattata, in grado di rappresentare il degrado di rigidezza determinato dal fenomeno fessurativo. Midas FEA, offre la possibilità di un approccio a matrice di rigidezza secante avente coefficiente di Poisson nullo in tutte le direzioni, adatto per trovare soluzioni precise e stabili per strutture che sviluppano ampie fessurazioni:

$$D_{secant} = \begin{bmatrix} \overline{E}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \overline{E}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \overline{E}_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{23} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{31} \end{bmatrix}$$

I legami tensione-deformazione a trazione e compressione utilizzabili sono:

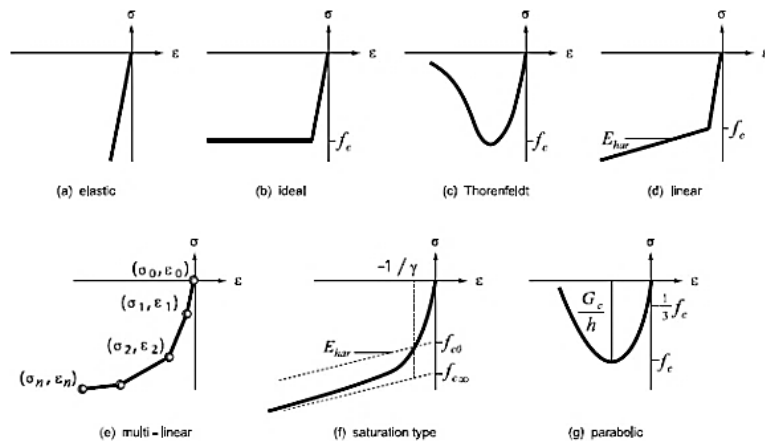


Figura 142 – Legami tensione-deformazione a compressione

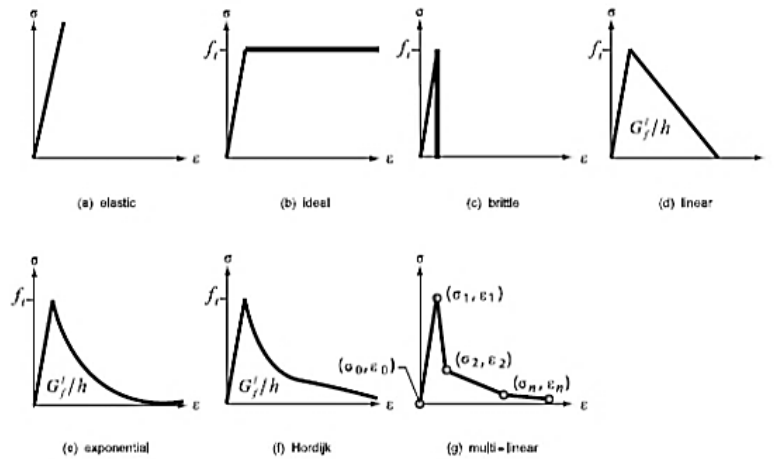


Figura 143 – Legami tensione-deformazione a trazione

### 6.1.2. Campione 1

Il comportamento del campione 1 è stato indagato attraverso una modellazione numerica bidimensionale, in stato piano di tensione, ed una tridimensionale. Per quanto concerne alla modellazione bidimensionale, sono stati realizzati due modelli, il primo avente geometria identica a quella reale ed un secondo avente geometria semplificata, quadrata (figura 144a,144b).

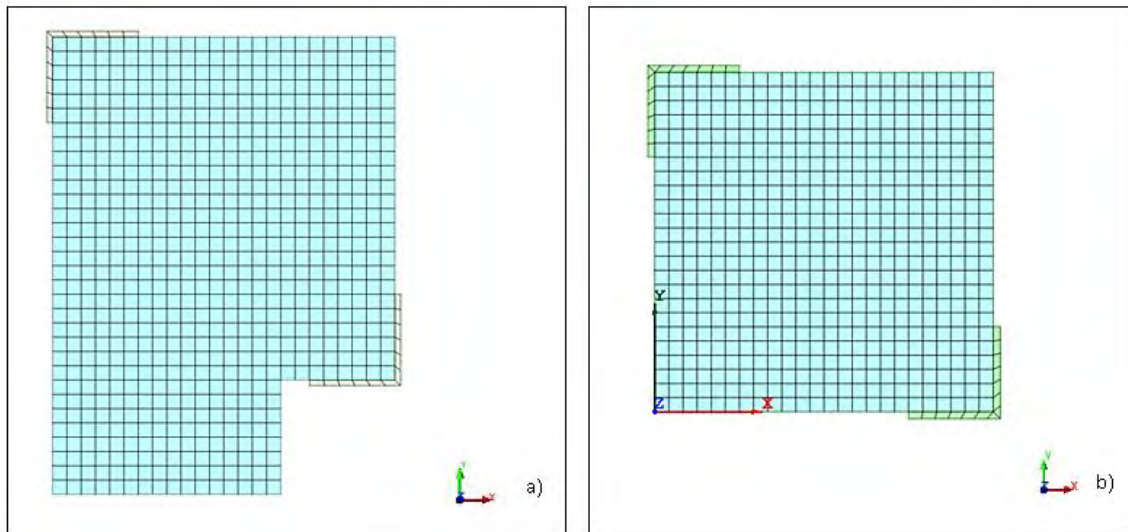


Figura 144– Modellazione bidimensionale: a) relae, b) semplificata

Tale approccio trova spiegazione nella volontà di determinare l’influenza delle condizioni al contorno sui risultati attraverso analisi di minor onere computazionale. In seguito a tale valutazione è stato realizzato un modello tridimensionale, quadrato, e si sono confrontati i valori ottenuti dalle indagini sperimentali con quelli analitici relativi al modello bidimensionale e tridimensionale quadrato.

Le analisi numeriche svolte hanno evidenziato un’equivalenza dei risultati relativi al modello bidimensionale a geometria reale e semplificata se, in quest’ultimo, si definisce un grado di incastro alla base minore di 10 cm rispetto a quello reale. In seguito, si è verificata

l'equivalenza dei risultati numerici tra il modello semplificato bidimensionale e tridimensionale.

I paragrafi seguenti pongono l'attenzione unicamente sulla modellazione tridimensionale semplificata, poiché le diverse modellazioni sono accumulate dalle medesime condizioni di carico, di vincolo e dalla stessa tipologia di materiale.

### 6.1.2.1 Geometria, applicazione del carico e condizioni di vincolo

La porzione di muratura e la strumentazione sono stati modellati con elementi brick tetraedrici del primo ordine di lato 50 mm (figura 145).

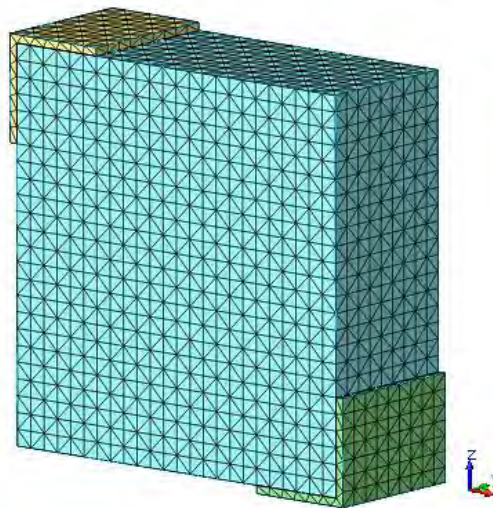


Figura 145 – Modellazione geometria campione 1

Il carico è stato applicato attraverso la definizione di vincoli rigidi tipo master-slave tra due nodi master, appositamente creati, e i nodi slave appartenenti alle scarpe metalliche. Tale modellazione è stata effettuata in modo tale da garantire una omogenea distribuzione del carico agente.

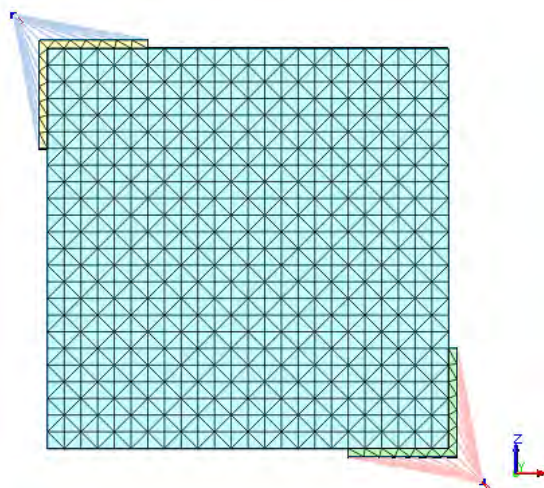


Figura 146 – Applicazione del carico agente

Si osserva come i nodi master siano dotati di un proprio sistema di riferimento locale, ruotato di  $45^\circ$  rispetto a quello globale, in modo tale da facilitare l'inserimento del carico e delle



condizioni di vincolo. Queste ultime infatti, per quanto concerne i nodi master, sono state rappresentate bloccando le rotazioni e gli spostamenti lungo x e y nel sistema di riferimento ruotato dei nodi master. Il sistema di vincolo alla base del pannello invece è stato simulato attraverso incastrati (figura 147).

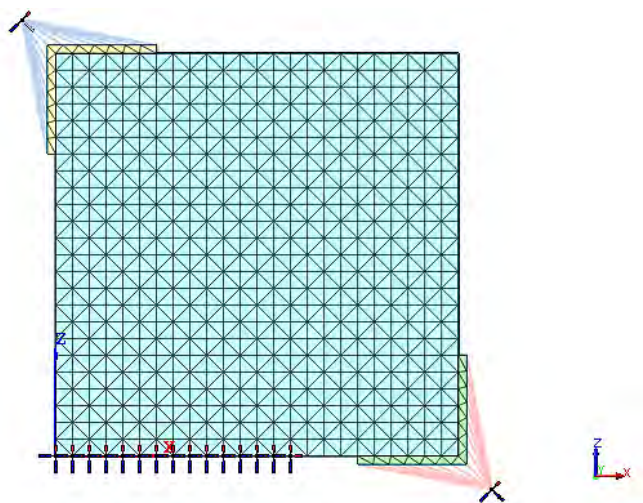


Figura 147 – Condizioni di vincolo

### 6.1.2.2 Caratteristiche meccaniche e legame costitutivo

#### 6.1.2.2.1. Muratura

La tecnica di consolidamento utilizzata per la realizzazione del campione 1, ha imposto la necessità di determinare in maniera fittizia alcuni parametri meccanici, quali modulo elastico e resistenza a compressione della muratura; i restanti parametri sono stati invece calcolati attraverso i risultati ottenuti dalla sperimentazione in situ. Al fine di considerare dunque l'incremento di resistenza offerto dal consolidamento a mezzo di iniezioni di malta, è stato calcolato un parametro,  $r$ , pari al rapporto tra il volume di prodotto utilizzato per le iniezioni e il volume totale della porzione quadrata del campione. I parametri meccanici fittizi sono stati calcolati amplificando il valore del modulo elastico e della resistenza a compressione propri della muratura non consolidata, di una quantità pari alla percentuale di prodotto definita dal rapporto  $r$ . I valori iniziali dei parametri meccanici in esame, sono stati definiti utilizzando i risultati delle prove con martinetti piatti, effettuate in precedenza a questa sperimentazione, sulla stessa tipologia di muratura appartenente alla stessa porzione del complesso edilizio. Si riporta in seguito il calcolo di tali parametri.

<b>Parametri meccanici muratura non consolidata</b>			
Modulo elastico	E	580	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione	$f_c$	0.599	N/mm <sup>2</sup>
Altezza campione	H	1.2	m
Larghezza campione	B	1.2	m
Spessore campione	t	0.47	m
Volume campione	V	0.68	m <sup>3</sup>

Tabella 27 – Parametri meccanici muratura non rinforzata

<b>Valutazione del rapporto volumetrico</b>			
Litri iniettati/campione	L	60	l
Volume di prodotto/campione	V <sub>M</sub>	0.06	m <sup>3</sup>
Rapporto volumetrico	r	0.1	-

Tabella 28 – Valutazione del rapporto volumetrico di prodotto H63-P rispetto al volume totale del campione

<b>Parametri meccanici muratura consolidata</b>			
Incremento di resistenza	I	1.1	-
Modulo elastico normale	E	631	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione	f <sub>c</sub>	0.652	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	f <sub>t</sub>	0.110	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico tangenziale	G	315	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	v	0	-
peso	W	2.10E-05	N/mm <sup>3</sup>

Tabella 29 – Parametri di resistenza della muratura consolidata a mezzo di iniezione di prodotto H63-P

Si ritiene opportuno osservare che il modulo elastico tangenziale inserito all'interno del modello è quello relativo allo stato tensionale e deformativo pari ad un terzo del carico di rottura. Si osserva inoltre come a tale valore del modulo G corrisponda una coefficiente di Poisson nullo.

In seguito alla definizione delle caratteristiche meccaniche, considerando il materiale muratura, isotropo, si è definito un legame costitutivo di tipo Total Strain Crack. Si è scelto un modello di frattura continua fissa, a matrice secante. Il comportamento a trazione è stato definito attraverso una legge di tipo “strain-softening”, rappresentata in figura 148, in cui in seguito al raggiungimento del valore di picco a trazione il materiale manifesta un comportamento softening governato dall'energia di frattura.

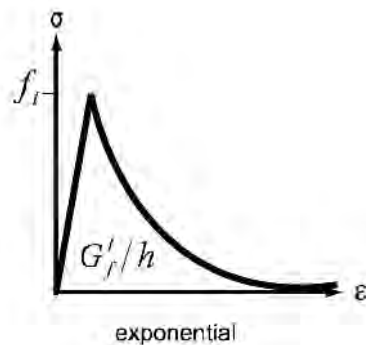


Figura 148 – Legame tensione-deformazione a trazione

Si riportano in seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale legame.

Resistenza a trazione	f <sub>t</sub>	0.11	N/mm <sup>2</sup>
Energia di frattura a trazione	G <sub>f</sub> <sup>l</sup>	0.021	N/mm

Tabella 30 – Parametri di resistenza a trazione

Il parametro h rappresenta la dimensione dell'elemento della mesh.

Il comportamento a compressione è stato definito attraverso una legge di tipo parabolico, rappresentata in figura 149, elaborata da Feenstra e governata dall'energia di frattura.

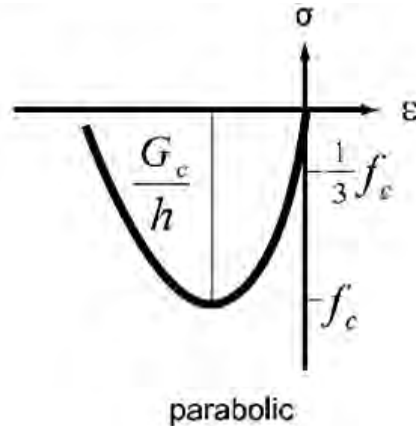


Figura 149 – Legame tensione-deformazione a compressione

Si riportano in seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale legame.

Resistenza a compressione	$f_c$	0.65	N/mm <sup>2</sup>
Energia di frattura a compressione	$G_c$	10	N/mm

Tabella 31 – Parametri di resistenza a compressione

Il valore dell'energia di frattura a trazione e a compressione è stato determinato sulla base dei valori presenti in letteratura [Milosevic J. *et al.*, 2013; Gattulli V. *et al.*, 2014].

Infine, per quanto riguarda il comportamento a taglio, è stata utilizzata una legge di tipo lineare con fattore di riduzione costante, rappresentata in figura 150.

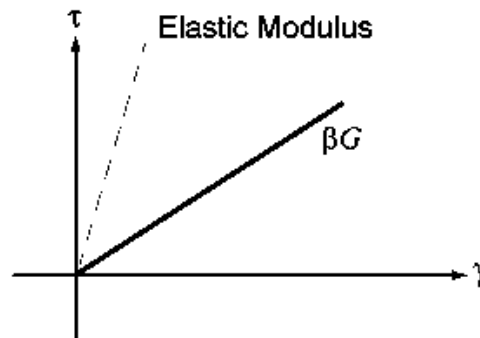


Figura 150 – Legame tensione-deformazione a taglio

Il fattore di riduzione a taglio costante utilizzato,  $\beta$ , risulta essere pari a 0.05 [Gattulli V. *et al.*, 2014].

#### 6.1.2.2.2. Scarpe di acciaio

Le scarpe in acciaio sono state modellate con un materiale isotropo a comportamento elastico caratterizzato dai seguenti parametri meccanici.

Modulo elastico	E	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.3	-

Tabella 32 – Parametri meccanici acciaio

### 6.1.3. Campione 2

Il comportamento del campione 2 è stato indagato attraverso una modellazione numerica tridimensionale a causa della necessità di rappresentazione dei connettori metallici trasversali.

#### 6.1.3.1 Geometria, applicazione del carico e condizioni di vincolo

La modellazione del campione 2 è stata realizzata mantenendo le caratteristiche geometriche del pannello murario semplificato e rappresentando in modo opportuno il sistema di rinforzo. Quest'ultimo infatti, è stato schematizzato attraverso:

- Elementi plate triangolari in stato piano di tensione, aventi spessore pari a 12 mm e dimensioni pari a 50 mm, per la rappresentazione della matrice inorganica a base di calce idraulica naturale;
- Elementi truss per la rappresentazione dei trefoli del tessuto, suddivisi anch'essi in elementi di lunghezza pari a 50 mm. La modellazione prevede la rappresentazione di tre trefoli per ogni fascia da 20 cm realizzata, aventi area equivalente e pari a sei volte l'area di ciascun trefolo;
- Elementi beam per la rappresentazione dei connettori metallici trasversali, suddivisi in elementi di lunghezza pari a 50 mm aventi diametro pari a 10 mm.

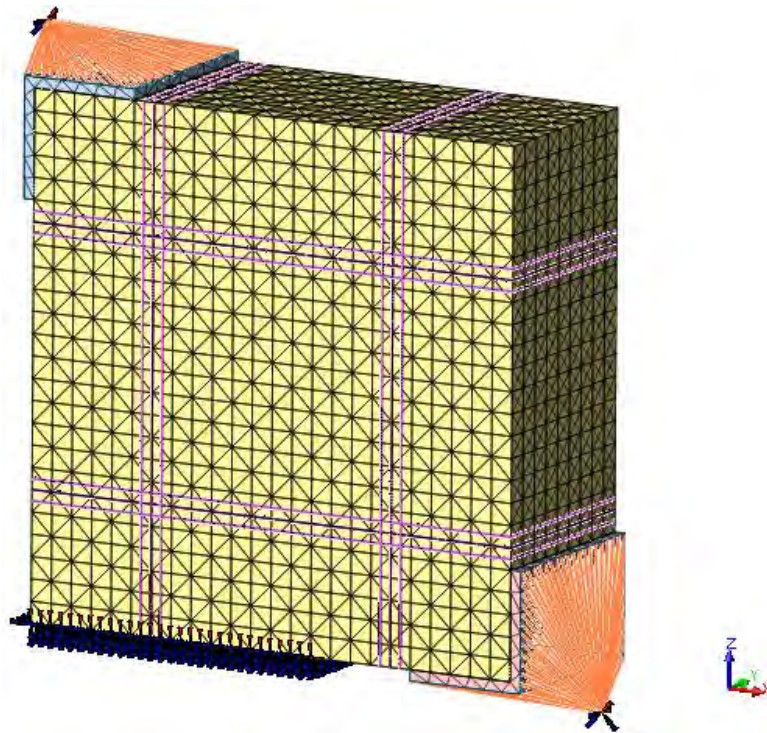


Figura 151 – Modellazione tridimensionale del campione 2

La modellazione è stata svolta sotto l'ipotesi semplificativa di perfetta adesione della malta strutturale e dei connettori metallici sul supporto murario, e dei trefoli di acciaio sulla matrice. Tale semplificazione è stata ottenuta facendo coincidere i nodi delle mesh degli elementi. L'applicazione del sistema di carico e delle condizioni di vincolo è stato realizzato in completa analogia con quanto effettuato per il campione 1.

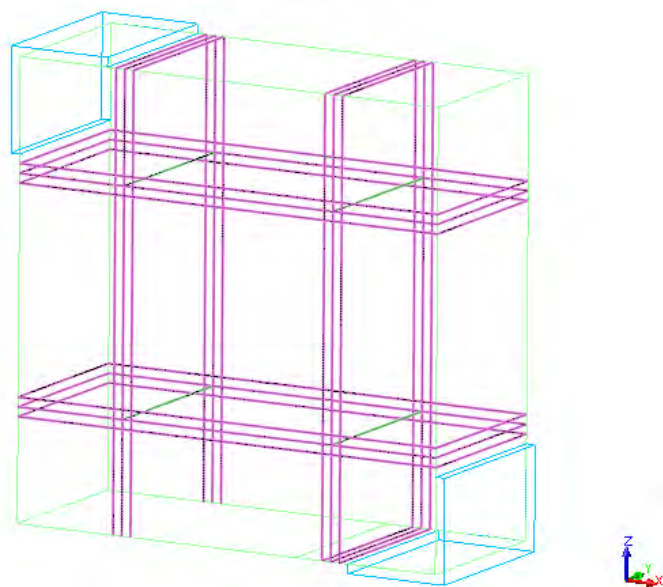


Figura 152 – Modellazione trefoli e connettori trasversali

### 6.1.3.2 Caratteristiche meccaniche e legame costitutivo

#### 6.1.3.2.1. Muratura

Il pannello murario è stato modellato con lo stesso legame costitutivo e proprietà meccaniche utilizzate per il campione 1. Infatti, nonostante lo spessore maggiore del secondo campione (0.49 cm), il rapporto volumetrico calcolato non ha subito significative variazioni.

#### 6.1.3.2.2. Malta strutturale OPUS SRG

La matrice inorganica a base di malta di calce idraulica naturale è stata modellata utilizzando un materiale isotropo con legge costitutiva di tipo Total strain crack a fessura fissa e matrice secante avente le caratteristiche meccaniche dichiarate nella scheda tecnica di prodotto e brevemente riportate nella tabella seguente.

<b>Parametri meccanici prodotto OPUS SRG</b>			
Modulo elastico normale	E	8900	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione	fc	10	N/mm <sup>2</sup>
peso	W	1.5E-05	N/mm <sup>3</sup>

Tabella 33 – Parametri meccanici OPUS SRG

Il valore della resistenza a trazione e quello del coefficiente di Poisson sono stati assunti, rispettivamente, pari a 2 Mpa e 0.2.

Il comportamento a trazione e a compressione del materiale è stato rappresentato, rispettivamente, attraverso una legge di tipo “strain-softening” e una di tipo parabolico, in analogia con quanto effettuato per il materiale muratura. Si riportano in seguito i parametri calibrati utilizzati.

Resistenza a trazione	ft	2	N/mm <sup>2</sup>
Energia di frattura a trazione	Gf	0.1	N/mm

Tabella 34 – Parametri di resistenza a trazione

Resistenza a compressione	$f_c$	10	N/mm <sup>2</sup>
Energia di frattura a compressione	$G_c$	20	N/mm

Tabella 35 – Parametri di resistenza a compressione

Il valore dell'energia di frattura a trazione è stato calcolato attraverso la formulazione proposta per il calcestruzzo presente nel CEB-FIP MC 2010:

$$G_f [N/m] = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}$$

Dove  $f_{cm}$  è la resistenza media a compressione, assunta pari a 10 Mpa.

Il valore dell'energia di frattura a compressione è stato tarato in base a valori presenti in letteratura [Sciarretta F., 2010].

Il comportamento a taglio è stato rappresentato attraverso una legge di tipo lineare con fattore di riduzione,  $\beta$ , costante e pari a 0.05.

#### 6.1.3.2.3. Tessuto unidirezionale in acciaio inox

Il tessuto unidirezionale è stato modellato attraverso un materiale a comportamento isotropo che presenta le caratteristiche riassunte nella tabella seguente.

Tensione di rottura	$f_t$	1570	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E$	190000	N/mm

Tabella 36 – Caratteristiche meccaniche trefolo

Il legame tensione deformazione relativo al materiale è stato definito in modo semplificato attraverso una schematizzazione elasto-plastica con carico di snervamento pari all'80% del carico ultimo.

#### 6.1.3.2.4. Connettore in acciaio

Analogamente a quanto svolto per il tessuto unidirezionale, anche il connettore è stato rappresentato attraverso un materiale isotropo a comportamento elasto-plastico avente caratteristiche riassunte nella seguente tabella.

Tensione di rottura	$f_t$	1570	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E$	200000	N/mm

Tabella 37 – Caratteristiche meccaniche connettore

## 6.2. Analisi numerica

Le analisi numeriche condotte su entrambi i campioni sono state effettuate in controllo di spostamento attraverso lo schema iterativo Newton-Raphson.

### 6.2.1. Analisi dei risultati del campione 1

Il comportamento del campione 1 è stato indagato attraverso un'analisi statica non lineare in cui si è considerata la non linearità del materiale, dividendo il carico applicato in incrementi.

Una volta lanciata l'analisi si è potuto osservare che quest'ultima si è arrestata in corrispondenza di uno spostamento massimo pari a 10.6 mm. Si riporta in seguito il quadro fessurativo a rottura in corrispondenza di un valore di spostamento pari a 2 mm.

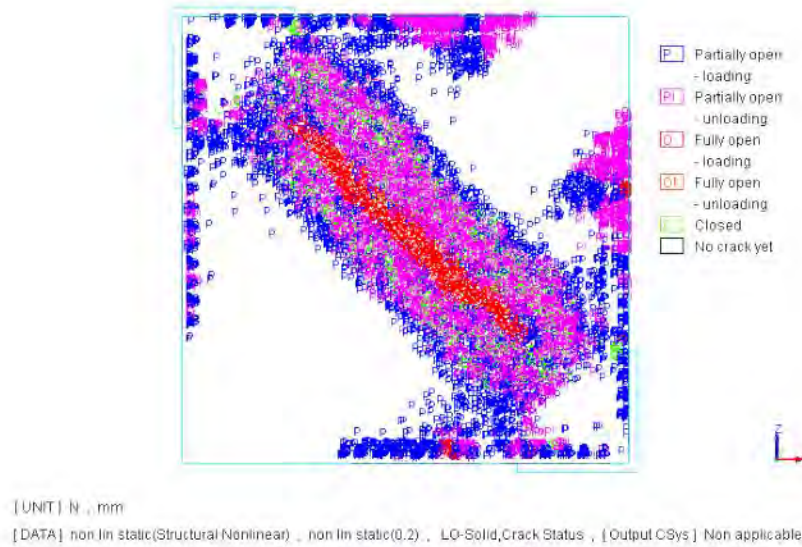


Figura 153 – Quadro fessurativo a rottura

Come si evince dalla figura sovrastante, l'analisi è stata caratterizzata dalla completa evoluzione del quadro fessurativo lungo la diagonale di carico del campione.

Preliminarmente alla trattazione relativa ai risultati numerici ottenuti si ritiene opportuno osservare che l'arresto dell'analisi in corrispondenza di uno spostamento pari a 10 mm non pregiudica i risultati ottenuti in quanto l'andamento del tratto finale reale della curva carico spostamento non è rappresentabile numericamente poiché frutto di fenomeni del secondo ordine non computabili a livello numerico. In ragione di ciò si è ritenuto significativo analizzare i risultati ottenuti fino ad un valore di spostamento pari a 5 mm.

Si riporta in seguito, dunque, il grafico relativo alla curva carico-spostamento valutata nel punto di controllo scelto e cioè il punto di applicazione superiore del carico. Lo spostamento valutato è quello in asse con il carico.

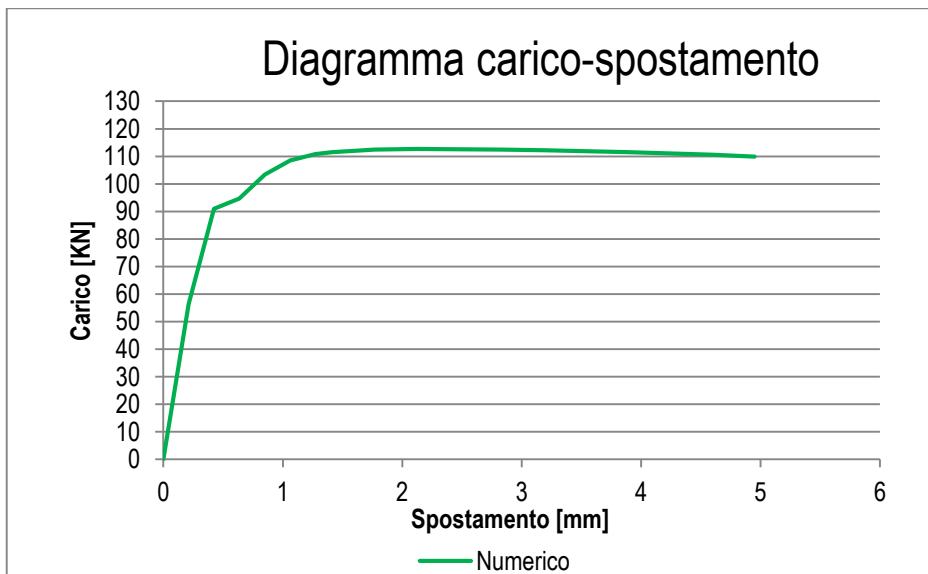


Grafico 12 – Curva carico-spostamento numerica



Dal grafico si evince che il carico di fessurazione, localizzato nel punto in cui la curva modifica la sua pendenza, risulta pari a 92 KN. Il carico massimo raggiunto corrisponde ad un valore pari a 112 KN (2 mm di spostamento).

Si riportano in seguito il contour relativo all'andamento dello stato deformativo all'interno del campione corrispondente al carico di rottura (figura 154) e quello relativo allo stato tensionale in corrispondenza del carico di prima fessurazione (figura 155, 156).

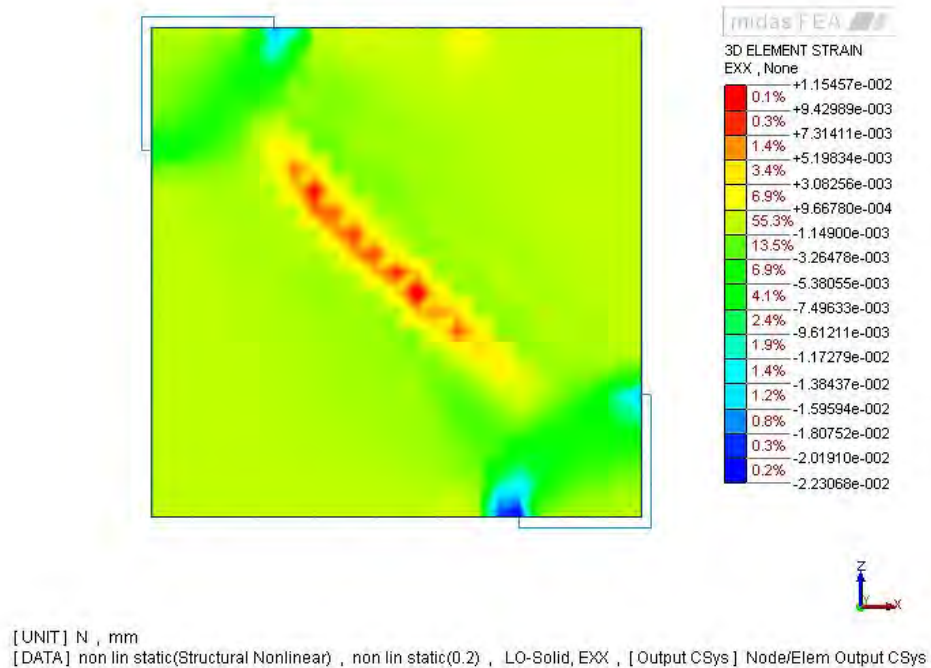


Figura 154 – Deformazione del pannello sotto carico (2 mm)

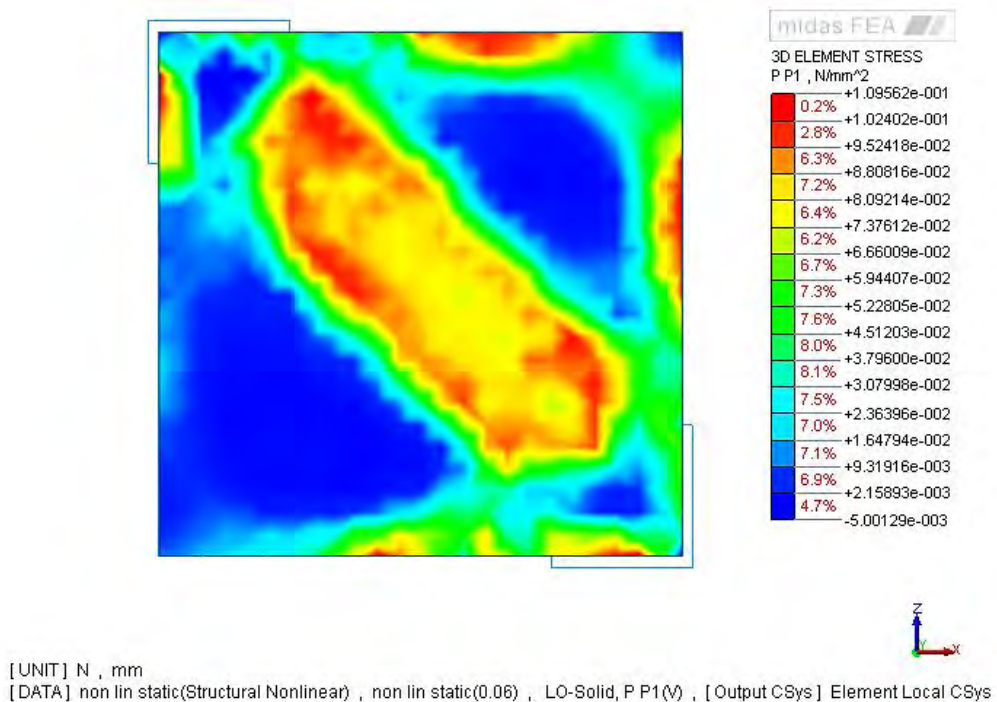


Figura 155 – Tensioni principali di trazione (0.6 mm)

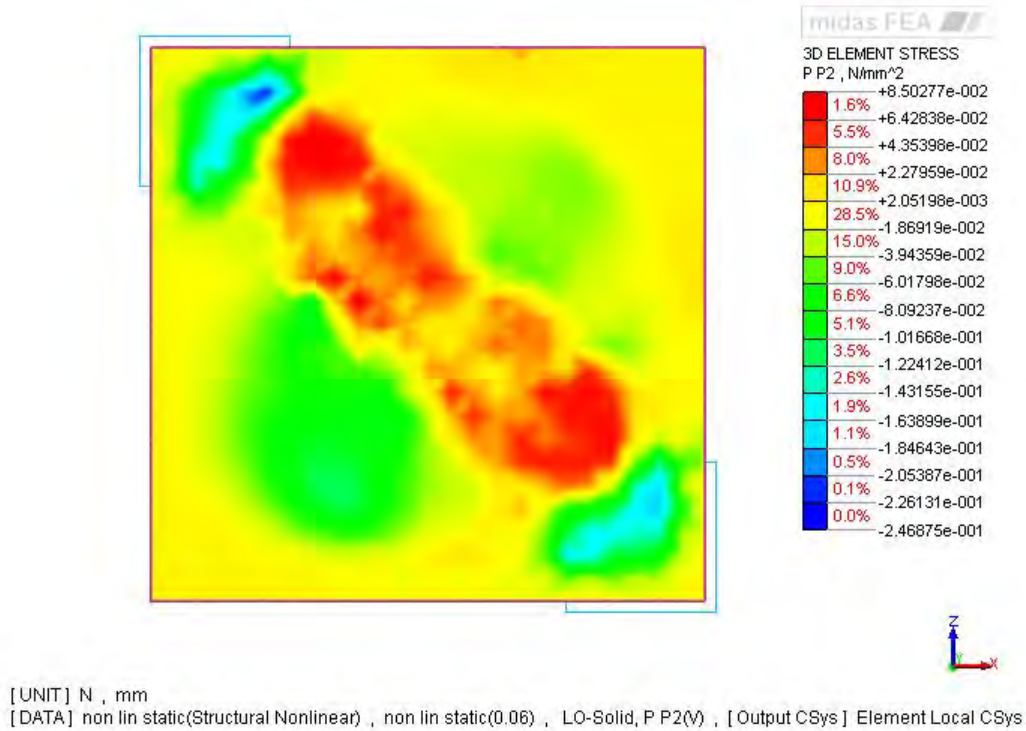


Figura 156 – Tensioni principali di compressione (0.6 mm)

### 6.2.2. Confronto numerico-sperimentale del campione 1

Si riporta in seguito il grafico relativo al confronto tra i valori numerici e sperimentali ottenuti.

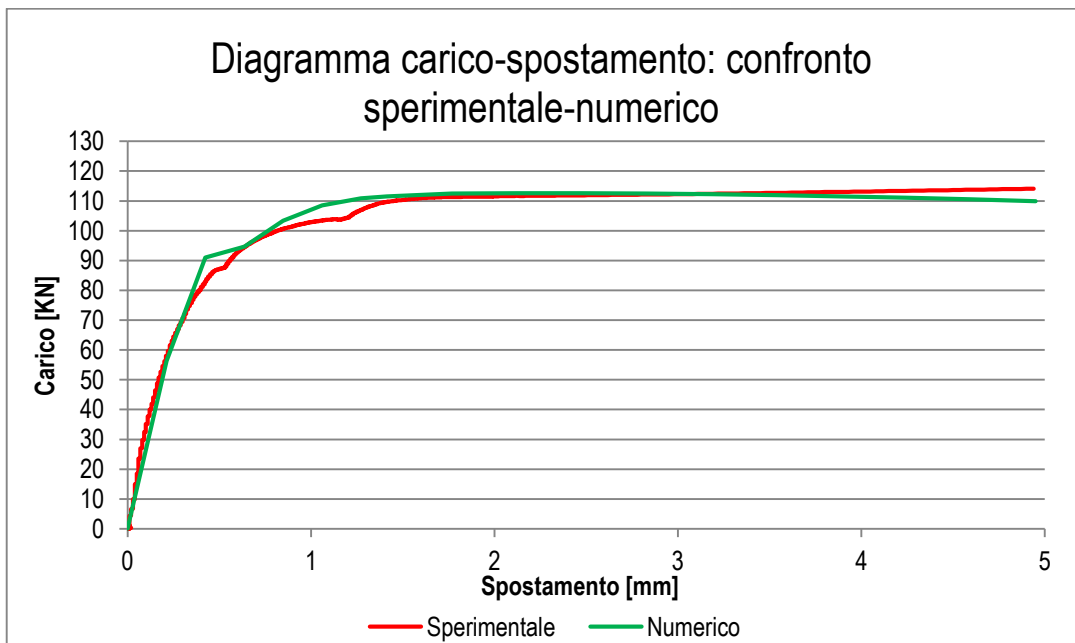


Grafico 13 – Curva carico spostamento: confronto numerico-sperimentale

Il grafico sovrastante mostra la pressoché perfetta coincidenza dei risultati nel tratto iniziale delle curve rappresentate e nell'individuazione del carico di fessurazione. I risultati numerici approssimano i valori sperimentali con una tolleranza massima del 5% in corrispondenza ad

uno spostamento pari a 4.6 mm. La corrispondenza tra i valori numerici e sperimentali può essere considerata soddisfacente.

### 6.2.3. Analisi dei risultati del campione 2

Il comportamento del campione 2 è stato indagato attraverso la medesima tipologia di analisi utilizzata per il campione 1.

In analogia con la prova sperimentale precedente, la rottura si è manifestata in corrispondenza della parte centrale del pannello e si è propagata fino a coinvolgere l'intera diagonale in asse con il carico interessando anche le porzioni di muratura prossime al rinforzo.

Una volta lanciata l'analisi si è potuto osservare che quest'ultima si è arrestata in corrispondenza di uno spostamento massimo pari a 10 mm.

Si riporta in seguito il quadro fessurativo a rottura in corrispondenza di un valore di spostamento pari a 2 mm.

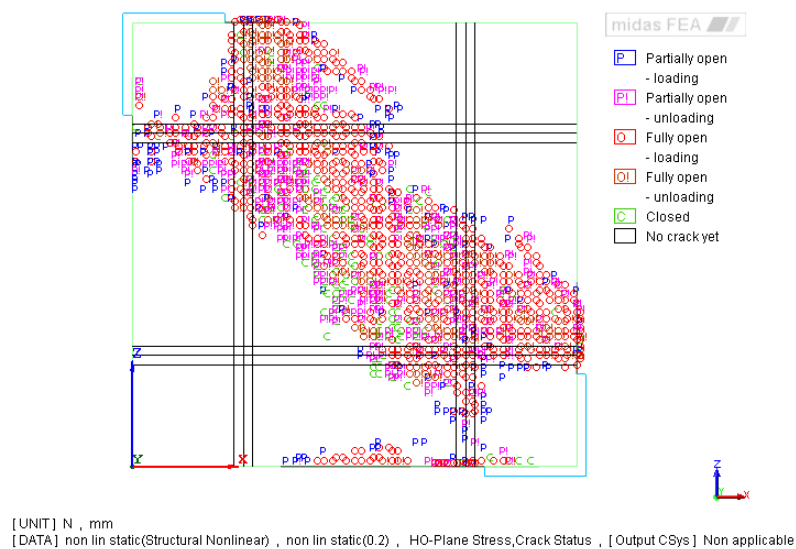


Figura 157 – Quadro fessurativo a rottura (2 mm)

In corrispondenza del carico di rottura i trefoli e i connettori presentano il seguente stato tensionale.

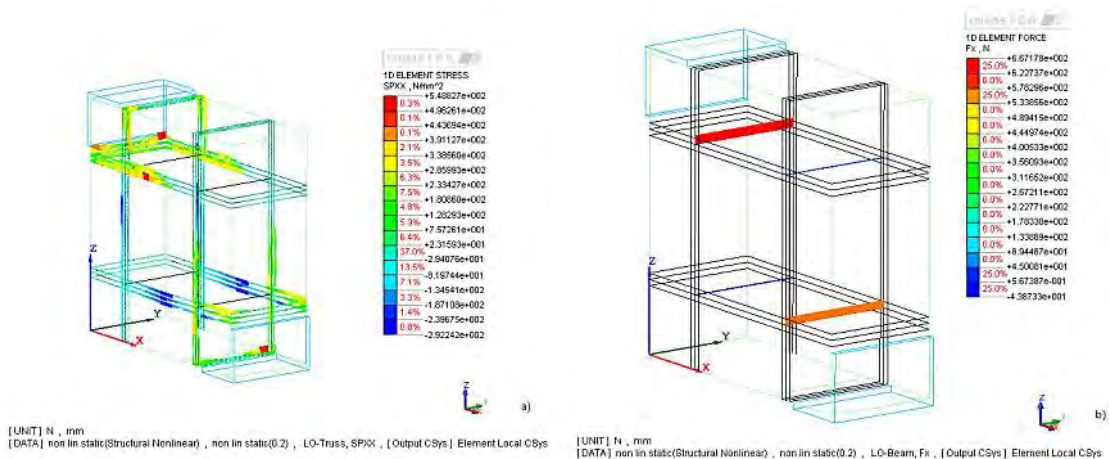


Figura 158 – Stato tensionale a rottura: a) trefoli; b) connettori

Si riporta in seguito il grafico relativo alla curva carico-spostamento valutata nel punto di controllo scelto e cioè il punto di applicazione superiore del carico. Lo spostamento valutato è quello in asse con il carico.

Si ritiene significativo riportare i risultati ottenuti fino al raggiungimento del carico di rottura pari a 3.5 mm.

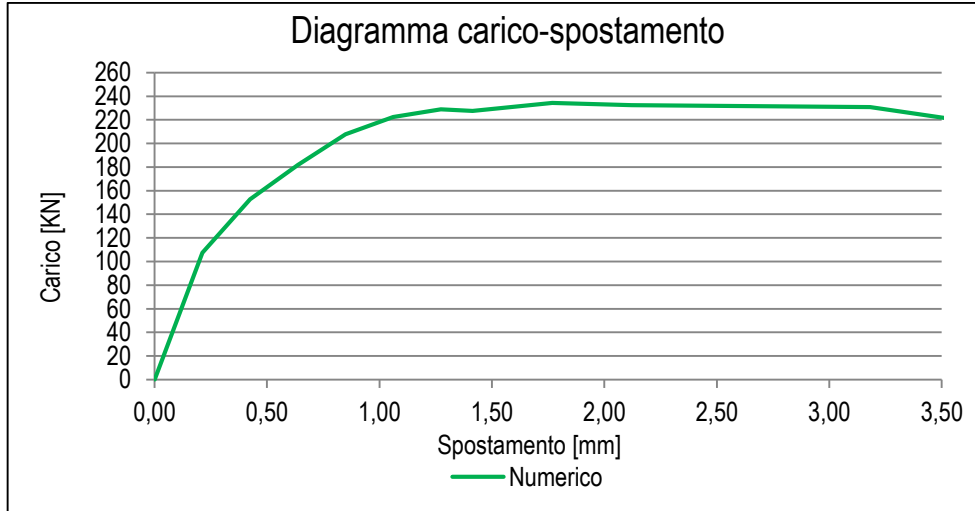
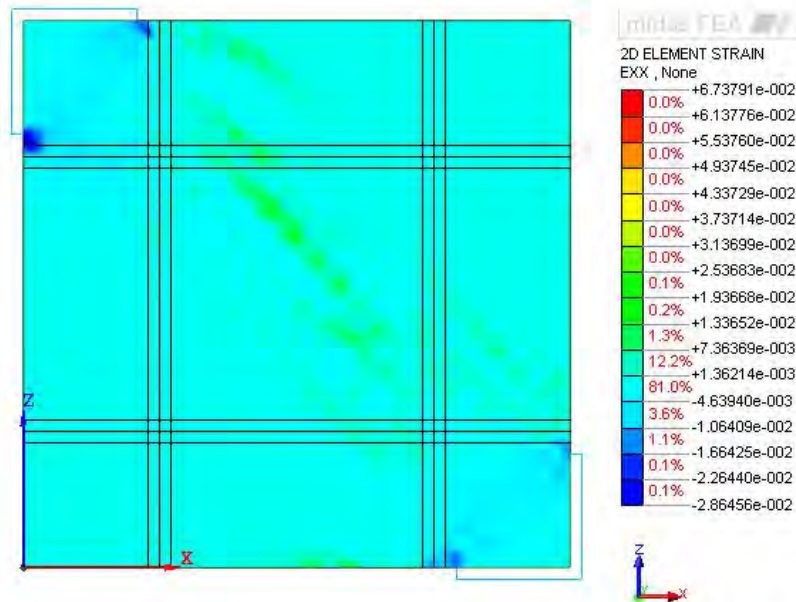


Grafico 14 – Curva carico-spostamento

Dal grafico si evince l'importante aumento di resistenza fornito dal rinforzo applicato, il quale infatti consente il raggiungimento di un carico ultimo pari a 236 KN

Si riportano in seguito il contour relativo all'andamento dello stato deformativo della matrice corrispondente al carico di rottura (figura 159) e quello relativo allo stato tensionale in corrispondenza del carico di prima fessurazione (figura 160).



[UNIT] N , mm  
 [DATA] non lin static(Structural Nonlinear) , non lin static(0.2) , HO-Plane Stress, EXX , [Output CSys] Element Local CSys

Figura 159 – Deformazione sotto carico della matrice

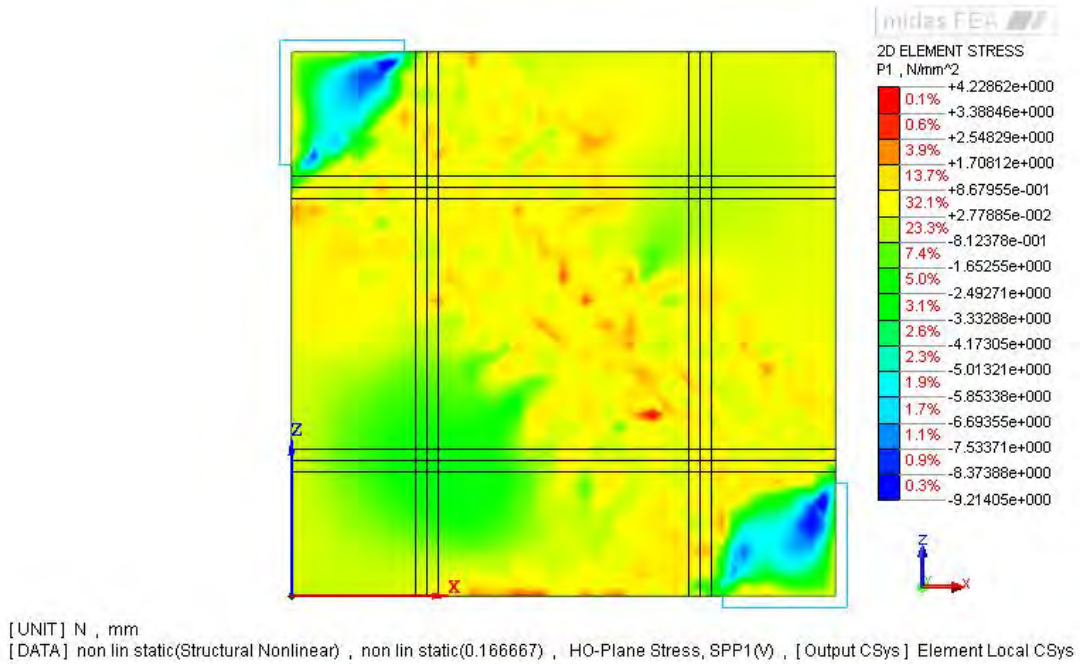


Figura 160 – Tensioni principali di trazione

#### 6.2.4. Confronto numerico-sperimentale del campione 2

Preliminarmente al confronto tra valori numerici e sperimentali ottenuti per il secondo campione risulta necessario osservare che la curva carico-spostamento utilizzata per il confronto è la curva risultante dalla media dei valori registrati dai sensori 2 e 4.

Inoltre, si ritiene significativo effettuare un confronto dei risultati fino al raggiungimento del carico di picco corrispondente ad uno spostamento pari a 4 mm.

Si riporta in seguito il grafico relativo al confronto tra i valori numerici e sperimentali ottenuti.

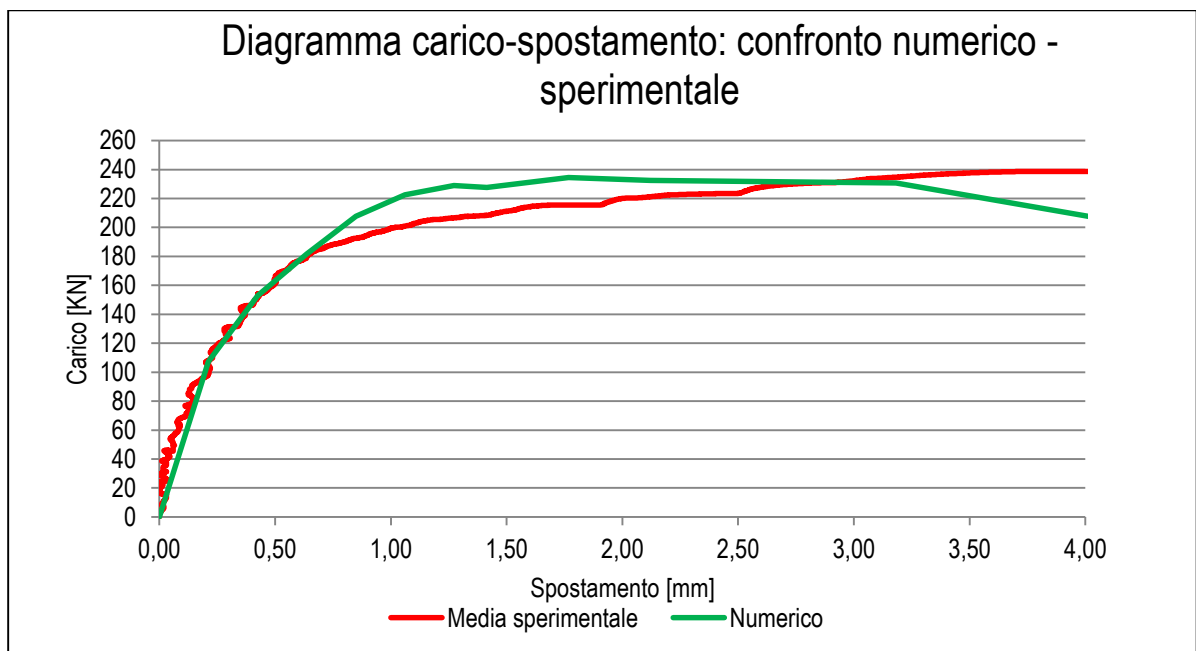


Grafico 15 – Curva carico spostamento: confronto numerico-sperimentale

Dal grafico sovrastante si evince che la modellazione proposta è stata in grado di cogliere il valore di rottura del campione e che la corrispondenza tra i valori numerici e sperimentali può essere considerata soddisfacente.



## 7 Conclusioni

In questo lavoro di tesi è stata presentata una sperimentazione condotta su due pannelli di muratura storica, all'interno del cantiere dell'ex Ospedale Geriatrico di Padova in merito ai lavori di ristrutturazione per la realizzazione del nuovo polo umanistico universitario della città.

I saggi di muratura realizzati sull'intero complesso, preliminarmente a questo lavoro di tesi, hanno evidenziato l'omogenea presenza di una muratura listata realizzata in pietrame naturale intervallata da corsi doppi di mattoni pieni posti ad interasse di circa 40 cm.

La tipologia muraria esistente ha imposto la necessità di svolgere la sperimentazione in situ poiché il trasporto in laboratorio ne avrebbe compromesso l'integrità.

Nello specifico, sono stati realizzati due campioni, predisponendo il taglio di due porzioni di muratura presenti all'interno del complesso edilizio.

La sperimentazione effettuata ha consentito di valutare l'efficacia di due sistemi di consolidamento proposti, attraverso la realizzazione di due prove di compressione in diagonale.

Il consolidamento del campione 1 è stato realizzato attraverso la tecnica delle iniezioni di malta, utilizzando un prodotto a base di calce idraulica naturale compatibile con la muratura da rinforzare ed effettuando le iniezioni a bassa pressione.

Il campione 2 è stato invece rinforzato utilizzando un sistema composito innovativo, l'SRG, Steel Reinforced Grout, realizzato con una matrice inorganica a base di calce idraulica naturale ed un tessuto unidirezionale in trefoli di acciaio inox. Caratteristiche quali la buona traspirabilità, durabilità e quindi compatibilità con la struttura muraria esistente, hanno determinato la necessità di una matrice inorganica di questa tipologia. La posa in opera del rinforzo di tipo SRG ha previsto anche la disposizione di quattro connettori trasversali in trefoli di acciaio al fine di garantire un maggior grado di confinamento del pannello.

Le prove di compressione diagonale sono state eseguite predisponendo per ogni campione due angolari ai due vertici opposti, un martinetto, il sistema di contrasto e il di misurazione delle deformazioni. Successivamente il carico è stato applicato con incrementi costanti pari a 5 bar.

I risultati forniti dalle prove hanno evidenziato per il primo campione un carico di prima fessurazione pari a 88 KN ed un valore di rottura pari a 110 KN. In corrispondenza di quest'ultimo si è osservata la formazione di una lesione che ha interessato l'intera diagonale (in asse con il carico) del pannello.

Il campione 2 invece, è stato caratterizzato da un carico di prima fessurazione pari a 196 KN, da uno di rottura di 238 KN ed ha manifestato lo stesso quadro fessurativo del campione 1.

Dal confronto dei risultati ottenuti da entrambe le prove si è dedotto che il sistema di consolidamento SRG è in grado di fornire alla muratura un valore di resistenza maggiore del 46% rispetto a quello ottenuto con la tecnica delle iniezioni di malta.

In seguito all'analisi sperimentale è stata condotta un'analisi numerica del comportamento dei campioni rinforzati, grazie all'ausilio del software MIDAS FEA. La tipologia di muratura in esame e l'assenza di informazioni sperimentali relative ai suoi singoli costituenti, hanno




imposto la necessità di una macromodellazione. Il solido murario è stato dunque rappresentato come un continuo tridimensionale, isotropo, le cui proprietà meccaniche sono state tarate utilizzando i valori sperimentali ottenuti dalle prove con martinetti piatti effettuate in precedenza a questa sperimentazione. Entrambi i sistemi di rinforzo sono stati modellati con le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. In particolare, l'incremento di resistenza offerto dalla tecnica delle iniezioni è stato computato definendo la percentuale di volume di prodotto inserito all'interno di ogni campione.

Il legame costitutivo implementato all'interno del programma ed utilizzato sia per il solido murario che per la matrice inorganica del campione 2, è il Total Strain Crack. Quest'ultimo si basa sulla teoria non lineare della frattura continua e la taratura dei parametri necessari alla sua definizione è avvenuta utilizzando quelli ottenuti dalle sperimentazioni effettuate e dalla letteratura.

In seguito alla realizzazione dei modelli, questi ultimi sono stati validati attraverso l'esecuzione di analisi statiche non lineari. Il risultati ottenuti si sono considerati soddisfacenti.

# Appendice A: schede tecniche dei prodotti

## A.1. Prodotto H-63P



**"H63-P"**

**SCHEDA TECNICA**

**DESCRIZIONE ED IMPIEGO:** H-63 P HERES è una speciale boiacca premiscelata a base di calce idraulica naturale NHL 3,5 H-60 e inerti selezionati di cocciopesto macinato di granulometria inferiore a 20<sup>o</sup>, esente da cemento ad elevata fluidità ed elevato mantenimento della lavorabilità.

**H-63 P HERES** è espansiva in fase plastica per garantire il riempimento di cavità e piccoli vuoti.

**H-63 P HERES** è una malta da muro di tipo M10 secondo la normativa europea UNI EN 998/2. E' priva totalmente di cemento rendendo il prodotto compatibile con la muratura da consolidare. Il prodotto non contiene solfati, cloruri, nitrati, potassio e sodio che possono portare ad un degrado chimico-fisico legato alla formazione dei sali stessi.

**H-63 P HERES** è totalmente privo di calce libera; in tal modo viene evitato il pericolo di formazione di efflorescenze.

**H-63 P HERES** per fluidità e ritenzione d'acqua che possiede può essere facilmente iniettato anche negli anfratti più piccoli; non rilascia l'acqua di impasto, garantendo così una corretta idratazione e consentendo anche idonei tempi di lavorazione.

Possiede una bassissima temperatura di idratazione importantissima per evitare la formazione di fessurazioni dovute ad azioni termiche differenziali all'interno della muratura.

**H-63 P HERES** non reagisce con i solfati eventualmente presenti nella malte di allettamento nei mattoni o nelle acque di risalita capillare della muratura da consolidare.

**H-63 P HERES** possiede una elevata traspirazione consentendo alla muratura di traspirare in maniera adeguata. Il prodotto ha una classe di reazione al fuoco A1. Non è combustibile e non produce fumi.

**H-63 P HERES** è un prodotto con marchiatura CE.

**H-63 P HERES** è un prodotto idoneo per la posa di connettore/ancoraggi in fibra secca in fibra di basalto, vetro ar, acciaio inox 316.

**SUPPORTI:** tutte le murature in pietra o laterizio o miste.

**PREPARAZIONE DEI SUPPORTI**  
 Iniezioni di consolidamento  
 Sigillare tutte le fessure e sconnessioni che possano far uscire la boiacca dal paramento murario; formare con un trapano solamente a rotazione senza percussione i fori di iniezione del diametro di 20<sup>o</sup>40 mm e profondità pari a 2/3 dello spessore della muratura. I fori dovranno essere disposti in modo da creare una trama formata da una successione continua di triangoli equilateri. La distanza fra i fori dipende dalla consistenza della massa muraria, da determinare in cantiere mediante prove preliminari di iniezione. Se il consolidamento viene effettuato da entrambe le parti, e cioè iniettando da entrambe le facce, la maglia deve essere a quincice.

In corrispondenza di ogni foro si infila per una profondità di ca. 10 cm un tubicino da iniezione di diametro 15<sup>o</sup>20mm. Si fissa quindi l'iniettore sigillando accuratamente.

Prima di iniziare l'iniezione si consiglia di lavare la massa della muratura da consolidare mediante acqua a bassa pressione (massimo 1 atm di uscita all'ugello) introducendola dai fori più alti. Questa operazione non è necessaria usando il prodotto con ritentore d'acqua in quanto in questo caso l'acqua non viene risucchiata dalla parte polverulenta rimasta nella muratura dopo l'esecuzione dei fori. Applicare ad una temperatura compresa tra +5 e +40 °C.

Per l'impasto utilizzare un trapano a frusta. La quantità d'acqua è del 35-40% in funzione della fluidità necessaria.

Per una corretta miscelazione aggiungere al prodotto in polvere solamente parte dell'acqua di impasto e omogeneizzare a bassa velocità per alcuni minuti.

HERES SRL v. Jo Mattei, 10 | 31055 Quinto di Treviso (TV) | T 0422 880099 F 0422 724038 C.F. - P.I. e Reg. Soc. Trib. TV 03128700261 - R.E.A. 223128 [www.heres-srl.com](http://www.heres-srl.com)



**"H63-P"**

Successivamente aggiungere la rimanente parte di acqua necessaria per ottenere la fluidità desiderata mescolando fino ad ottenere un impasto omogeneo privo di grani. Iniettare quindi la boiaccia bassa pressione (massimo 1 atm all'ugello) partendo dalla fila inferiore dei fori fino alla fuoriuscita dai fori superiori. Si procede in questo modo fino al completamento di tutta la prima fila di fori.

Bleeding Normat M35-87	assente	Coefficiente di diffusione del vapore EN 1745	$\alpha < 35$
Contenuto Sali idrosolubili UNI 11087 (malta indurita)	SO <sub>4</sub> < 0,1 % Na <sup>+</sup> < 0,1% K <sup>+</sup> < 0,1%	Resistenza ai solfati	Nessuna perdita di resistenza per provini immersi per 90 gg in soluzione Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> al 5%
Reazione al fuoco EN 13501/1	Euroclasse A1	Resistenza a compressione UNI EN 1015/11	>10N/mm <sup>2</sup> Classe M 10
Adesione al supporto per taglio UNI EN 998/2	< 0,15 N/mm <sup>2</sup>	Caratteristiche espansive in fase plastica CRD C 621	> 0,4%
Tempo di svuotamento al cori di Marsh	Circa 20 secondi	Acqua d'impasto di 1 litro di boiaccia	30 / 40% circa
Inizio presa	1-3 h	Densità apparente	ca. 1200 kg/m <sup>3</sup>
Aspetto e Colore	Polvere Nocciola rosata	Confezioni	Sacco da 25 kg

**AVVERTENZE:**

- Il prodotto non deve essere applicato con temperature inferiori a +5°C e superiori a +40°C
- Conservare il prodotto in luogo asciutto ed al riparo da pioggia ed umidità.

**Voce di capitolato**

Speciale boiaccia premiscelata a base di calce idraulica naturale NHL 3,5 H-60 e inerti selezionati di cocciopesto macinato di granulometria inferiore a 20<sup>µ</sup>, esente da cemento ad elevata fluidità ed elevato mantenimento della lavorabilità avente le seguenti caratteristiche meccaniche: resistenza a compressione UNI EN 1015/11 > 10N/mm<sup>2</sup> Classe M 10; adesione al supporto per taglio UNI EN 998/2 < 0,15 N/mm<sup>2</sup>; contenuto sali idrosolubili UNI 11087 (malta indurita) SO<sub>4</sub> < 0,1 % Na<sup>+</sup> < 0,1% K<sup>+</sup> < 0,1%; reazione al fuoco EN 13501/1 Euroclasse A1; caratteristiche espansive in fase plastica, CRD C 621 > 0,4%.

HERES srl garantisce la qualità dei propri prodotti, accetta ogni responsabilità per quanto riguarda l'applicazione dei prodotti al fuori del suo controllo. Pressante tecnico è disponibile a prestare assistenza ed a fornire ogni consiglio utile per l'impiego e l'applicazione. N.B. I dati riportati in questa scheda tecnica si riferiscono a prove ed esperienze generiche e di laboratorio ma non possono essere che generali e possono essere modificati a seconda delle condizioni di messa in opera. L'utilizzatore deve comunque verificare l'idoneità del prodotto all'impiego desiderato, assumendosi ogni responsabilità derivante dall'uso. La ditta Heres si riserva di apportare modifiche tecniche senza alcun preavviso.

HERES srl, v.lo Mattei, 10 | 31055 Quinto di Treviso (TV) | T 0422 880099 F 0422 724038 C.F. - P.I. e Reg. Soc. Trib. TV 03128700261 - R.E.A. 223128 [www.heres-srl.com](http://www.heres-srl.com)

A.2. Prodotto OPUS SRG



**"OPUS SRG"**

**SCHEDA TECNICA**



**DESCRIZIONE** OPUS SRG è una malta pronta strutturale, reoplastica, antiritiro, fibrinforzata, ad alta resistenza meccanica, a base di calce idraulica naturale NHL3.5, pozzolana naturale, ed inerti selezionati di cocciopesto di granulometria fino a mm.14.

**IMPIEGO** : sistemi compositi a matrice inorganica nei quali il prodotto OPUS SRG serve alla posa in opera di tessuti unidirezionali in microtrefoli di acciaio inox316, reti bidirezionali in fibra di vetro ar, reti bidirezionali in fibra di basalto, ect.

**CARATTERISTICHE :**

OPUS SRG è un prodotto classificabile come malta da muratura (M 10) strutturale secondo la normativa europea UNI EN 998/2.

OPUS SRG non rilascia sali solubili.

OPUS SRG non forma efflorescenze.

OPUS SRG ha un'elevata compatibilità con la muratura che si desidera consolidare.

OPUS SRG ha un'ottima adesione alla muratura per cui risulta il prodotto ideale per la posa in opera di tessuti unidirezionali in microtrefoli di acciaio inox316, reti bidirezionali in fibra di vetro ar, reti bidirezionali in fibra di basalto, ect.

HERES SRL v.Jo Mattei, 10 | 31055 Quinto di Treviso (TV) | T 0422 880099 F 0422 724038 C.F. - P.I. e Reg. Soc. Trib. TV 03128700261 - R.E.A. 223128 [www.heres-srl.com](http://www.heres-srl.com)





## "OPUS SRG"

**OPUS SRG** è caratterizzato da una bassa conduttività elettrica in quanto esente di solfati, cloruri, nitrati, potassio e sodio. Essendo privo di sali solubili **OPUS SRG** non partecipa al degrado della muratura a causa dei fenomeni fisico-chimici legati alla cristallizzazione dei sali.

**OPUS SRG** evita tutti quei fenomeni legati alle reazioni dei solfati presenti nella muratura e che sono molto spesso causa di un fortissimo degrado della muratura stessa e dell'intonaco.

**OPUS SRG** è caratterizzato da una grande versatilità e semplicità applicativa per spessori a partire da 5 mm.

**OPUS SRG** non è combustibile e non produce fumi, CLASSE A1, nessuna reazione al fuoco.

### DATI TECNICI:

Densità della malta fresca: 1,40 g/cm<sup>3</sup>

Resa: 12 kg /m<sup>2</sup> x cm spessore

Granulometria (UNI EN 1015-1): da 0 a 1,2 mm.

Massa volumica (UNI EN 1015-10): 1500 Kg/m<sup>3</sup>

Classe CS IV (> 6 N/mm<sup>2</sup>): > 10 N/mm<sup>2</sup>

Peso specifico a secco: 1000 kg./m<sup>3</sup>

Reazione al fuoco: A1

Confezione in sacchi: 25 Kg.

Adesione per trazione diretta (UNI EN 1015-12): > 1,1 N/mm<sup>2</sup>

Adesione per taglio (UNI EN 1052/3): > 1,7 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico a compressione (UNI 6556): ca. 8900 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza alla diffusione del vapore (UNI EN 1015-19):  $\mu \leq 12$

Adesione a taglio sistema di rinforzo composito con reti in acciaio: > 0,7 N/mm<sup>2</sup>

### PREPARAZIONE DEL PRODOTTO

**OPUS SRG** va mescolato con ca. 7 litri d'acqua per sacco pari al 30 % in peso della polvere.

### METODO APPLICATIVO

#### Sistema a matrice inorganica

L'intervento si svolge nelle seguenti fasi: 1) stesura di un primo strato di prodotto **OPUS SRG** in spessore medio (10mm) su una superficie muraria adeguatamente preparata e pulita precedentemente; 2) in situazione di malta applicata ancora umida procedere alla posa della rete bi-direzionale o unidirezionale prevista avendo cura di eseguire una completa impregnazione evitando la formazione di eventuali vuoti o mancanze; 3) esecuzione del secondo strato di prodotto **OPUS SRG**, in spessore 10mm fino a completa copertura del tessuto di rinforzo.

### AVVERTENZE:

Temperatura d'impiego tra +5°C e +35°C;

Non applicare su supporti gelati, in via di disgelo o con rischio di gelate nelle 48 ore successive;

Non utilizzare sacchi danneggiati o aperti da tempo;

Non applicare in caso di forte irradiazione solare o vento;

Non aggiungere al prodotto calce, cemento od altri leganti e/o additivi;

Non aggiungere acqua in quantità superiore a quella prescritta;

Non utilizzare il prodotto già in fase di indurimento;

Non aggiungere acqua per ripristinare la lavorabilità del prodotto in fase di indurimento.

HERES SRL v.le Mattei, 10 | 31055 Quinto di Treviso (TV) | T 0422 880099 F 0422 724038 C.F. - P.I. e  
Reg. Soc. Trib. TV 03128700261 - R.E.A. 223128 [www.heres-srl.com](http://www.heres-srl.com)



## "OPUS SRG"

**VOCE DI CAPITOLATO:** malta pronta strutturale: reoplastica, antiritiro, fibrorinforzata, ad alta resistenza meccanica, a base di calce idraulica naturale NHL3,5, pozzolana naturale, sdi inerti selezionati di cocchiostro di granulometria fino a mm1,4, tipo OPUS SRG HERES, adatta alla posa in opera di tessuti unidirezionali in microretoli di acciaio inox316, reti bidirezionali in fibra di vetro ar, reti bidirezionali in fibra di basalto, ecc., avente le seguenti caratteristiche: densità della malta fresca: 1,40 g/cm<sup>3</sup>; resa: 12 kg./m<sup>2</sup> x cm spessore; granulometria (UNI EN 1015-1) da 0 a 1,2 mm.; massa volumica (UNI EN 1015-10): 1500 Kg/m<sup>3</sup>; classe C51V (> 6 N/mm<sup>2</sup>): > 10 N/mm<sup>2</sup>; peso specifico a secco: 1000 kg./m<sup>3</sup>; reazione al fuoco: A1; confezione in sacchi: 25 Kg.; adesione per trazione diretta (UNI EN 1015-12): > 1,1 N/mm<sup>2</sup>; adesione per taglio (UNI EN 1052/3): > 1,7 N/mm<sup>2</sup>; moduloelastico a compressione (UNI 9556)ca. 8900 N/mm<sup>2</sup>; resistenza alla diffusione del vapore (UNI EN 1015-19):  $\mu \leq 12$ ; adesione a taglio sistema di rinforzo composito con reti in acciaio: > 0,7 N/mm<sup>2</sup>

HERES SRL, v. Jo Mattei, 10 | 31055 Quinto di Treviso (TV) | T 0422 880099 F 0422 724038 C.F. - P.I. e  
Reg. Soc. Trib. TV 03128700261 - R.E.A. 223128 [www.heres-srl.com](http://www.heres-srl.com)

A.3. Prodotto STEEL 750-IN

**Stefano Buratti**  
 Consulenza tecnica e commerciale di servizi, materiali e tecnologie per il restauro e il consolidamento strutturale di edifici storici.

---

**PRODOTTO: STEEL 750IN**  
**Tessuto unidirezionale in microtrefoli di acciaio Inox 316 da gr.750/mq.termofissati**

---

**SCHEDA TECNICA - TECHNICAL DATA SHEET**

ARTICOLO - ITEM:	No. codice art. code:	Codice cliente customer code:
<b>Tessuto unidirezionale in fibra d'acciaio inox da gr/m² 750 termofissato, in varie altezze</b>		
<b>U750S-KX-50-04</b>		

Filo - cm	Fibra	Spessore equivalente	Peso		Durezza
Threads - cm	Fiber	Eq. Thickness	Weight	Total	Modulus
Ordito - Warp: <b>4,78</b>	Ordito - Warp: INOX 316 + 132 Tex	mm	Ordito - Warp: <b>746</b>	Totale - Total: <b>770</b>	Tela - Fabric
Trama - Weft: <b>2,27</b>	Trama - Weft: 132 Tex	<b>0,116</b>	<b>30</b>	<b>770</b>	
Area resistente per unità di lunghezza totale (0°/90°)		mm²/m	ASSE 0°: <b>106,217</b>	ASSE 90°: <b>11,611</b>	
Carico massimo per unità di lunghezza totale (0°/90°)		kN/m	ASSE 0°: <b>183,79</b>	ASSE 90°: <b>30,71</b>	

Caratteristiche del tessuto <sup>1</sup>	Characteristics of fabric <sup>1</sup>
	lunghezza rotolo - standard roll length: mm: 50
	larghezza rotolo - standard roll width: cm: varia
	peso rotolo - standard roll weight: kg:
	peso teorico - design weight: gr/m²: 750
	peso reale - real weight: gr/m²: <b>776</b>

Caratteristiche del filo - Characteristics of filament yarn	1° Filo	2° Filo
tipo di fibra - type of fibre	Acciaio Inox 316	132 TEX
produttore - manufacturer	Famire China	PRG
densità - linear density - gr/m	<b>7,85</b>	<b>2,54</b>
den - den	<b>4400</b>	<b>132</b>
diámetro filamento - filament diameter - µ	2000	11
diámetro fil. estero - outer filament diameter - mm	0,11	
formazione (trefoli e fili) - construction (strands x filaments)	7x7	
carico rottura fibra (mm) - break loading rope (mm) - KG	56	
investimento di stiro - weight of zinc coating - g/m²		
resistenza meccanica a trazione - Tensile strength - Npa	<b>1570</b>	<b>2600</b>
modulo elastico - tensile modulus - Gpa	<b>190</b>	<b>73</b>
allungamento - elongation at break - %	nd	3-4

Spessore UNI EN ISO 3084 mm

V.P.Lazzarini,15 35034 Lozzo Atestino(PD)  
 Cell.347/7952006 E.mail:Stefanoburatti2712@gmail.com



A.4. Prodotto STEEL CONNECTOR 10 IN

**Stefano Buratti**  
 Consulenza tecnica e commerciale di servizi, materiali e tecnologie per il restauro e il consolidamento strutturale di edifici storici

---

**PRODOTTO: STEEL CONNECTOR 10 IN**  
**Connettore/ancoraggio in n.41 microfili di acciaio Inox 316**

**SCHEDA TECNICA - TECHNICAL DATA SHEET**

ARTICOLO - ITEM:	N. codice our code:	Codice cliente customer code:
<b>CONNETTORE IN ACCIAIO INOX AISI 316 diametro mm. 10</b>	<b>F20000SX 10-10-01</b>	
<b>FSX 10 MM</b>		
N. fili n. filaments	Fibra fiber	Diametro Diameter
41	4000 TES	mm
0	ultra	10
0		20000
22		0
20000		20000

**Caratteristiche del connettore - Characteristics of the joint**

lunghezza connettore - joint length:	m	10
diámetro connettore - joint diameter:	mm	10
peso connettore - joint weight:	kg	3
peso teorico - design weight:	g/m <sup>2</sup>	20000
peso reale - real weight:	g/m <sup>2</sup>	20000
Deviaz. - (Warp)	Calce a pasta (optional only)	

**Caratteristiche del filo - Characteristics of filament**

tipo di fibra - type of fiber:	Inox AISI 316	polyester
formazione - construction:	2/19	
peso specifico - fibre density - g/cm <sup>3</sup> :	7,95	
tek - linear density:	4000g	
resistenza meccanica a trazione - tensile strength - MPa:	1570	
modulo elastico - tensile modulus - GPa:	200	
allungamento a rottura - elongation at break - %:	0,785	

**Dimensioni (in cm) - Dimensions (in cm)**

sezione resistente - mm <sup>2</sup> :	24,35	mm <sup>2</sup>
Modulo elastico longitudinale - GPa:	140	
Tensione a rottura - N/mm <sup>2</sup> :	140	
Deformazione a rottura - %:	140	

V.P.Lazzarini, 15 35034 Lozzo Atestino (PD)  
 Cell.347/7952006 E.mail:Stefanoburatti2712@gmail.com



## Bibliografia

- ASTM E 519-02, “Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages”.
- Berto L., Tesi di dottorato “Modelli di danno per materiali ortotropi: applicazione al caso della muratura”, 2003.
- Borri A., *et al.*, “Compositi SRP/SRG: caratteristiche, sperimentazione e applicazioni”, *Costruire in Laterizio*, 2007, 20.117: 52-57.
- Borri A., *et al.*, “ Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests”, *Construction and Building Materials*, 2011, 25.12: 4403-4414.
- Calderini C., Tesi di dottorato “Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l’analisi di strutture complesse”, 2004.
- Circolare 02.02.2009 n. 617, “Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008”, *Gazzetta Ufficiale* n. 47 del 26.02.2009-suppl. ord. n.30.
- Decreto Ministeriale 14.0.1.2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, *Gazzetta Ufficiale* n. 29 del 4.02.2008- suppl. ord. n. 30.
- Fanale L., Tesi di dottorato “ Murature storiche aquilane: caratterizzazione e sperimentazione di soluzioni innovative di intervento, 2008.
- Gattesco N.; Amadio C.; Bedon C.,” Experimental and numerical study on the shear behavior of stone masonry walls strengthened with GFRP reinforced mortar coating and steel-cord reinforced repointing”, *Engineering Structures*, 2015, 90: 143-157.
- Gattulli V., *et al.*, “Simulations of FRP reinforcement in masonry panels and application to a historic façade”, *Engineering Structures*, 2014, 75: 604-618.
- Grande E.; Imbimbo M.; Sacco E.,” Finite element analysis of masonry panels strengthened with FRPs”, *Composites Part B: Engineering*, 2013, 45.1: 1296-1309.
- Menditto G., “Fessurazioni nelle strutture”, *Dario Flaccovio Editore*, 2013.

- Midas FEA v2.5.0,” Analysis and algorithm manual”, cspfea.
- Milosevic J., *et al.*,” Testing and modeling the diagonal tension strength of rubble stone masonry panels”, *Engineering Structures*, 2013, 52: 581-591.
- Monti di sopra E., Tesi di dottorato “Modelli di danno e plasticità per l’analisi di elementi strutturali in muratura”, 2008.
- Rots, J. G., Blaauwendraad, J., “Crack models for concrete, discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?”, *Heron*, 34 (1), 1989.
- Rots, J. G., “Numerical simulation of cracking in structural masonry”, *Heron*, 36(2), 1991.
- Sciarretta F., Tesi di dottorato “Analisi teorico-sperimentale del comportamento meccanico di muratura malta-mattoni soggetta ad alte temperature”, 2010.
- Tarque N. *et al.* , “ Numerical modelling of in-plane behavior of adobe walls”, 2010.
- Vinci M. , “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura”, *Dario Flaccovio Editore*, 2012.

## **Ringraziamenti**

Al termine di questo lavoro desidero ringraziare il prof. Renato Vitaliani, per gli insegnamenti che mi ha offerto e per essere stato la mia guida nei mesi di lavoro; il sig. Stefano Buratti per la disponibilità dimostratami e per la collaborazione prestata nella fase sperimentale della presente tesi; il geometra responsabile di cantiere Elio Bellai e l'ing. Franco Zuinisi della società "Carron S.p.A" per la possibilità di sperimentazione offertami; l'architetto Giuseppe Caramel, l'ing. Thomas Pavan e tutti i membri della ditta "4EMME service S.p.A" per la realizzazione della sperimentazione.