



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN: Studio e Conservazione dei Beni Archeologici e Architettonici

INDIRIZZO: Scienze e Tecnologie per i Beni Archeologici e Architettonici

CICLO: XXIV

**QUALIFICAZIONE DI MURATURE STORICHE:
PROCEDURE SPERIMENTALI IN SITO E CALIBRAZIONE IN LABORATORIO.**

Direttore della Scuola: Ch.mo Prof. Giovanni Leonardi

Coordinatore d'indirizzo: Ch.mo Prof. Giuseppe Salemi

Supervisore: Ch.mo Prof. Claudio Modena

Co-tutor: Prof. Francesca da Porto

Dottorando : Massimo Dalla Benetta

Sommario

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, pubblicate nel 2008 e corredate d'istruzioni per la loro applicazione nel 2009, dedicano una maggior attenzione agli edifici esistenti rispetto alle precedenti normative, dando rapidi strumenti per la definizione dei parametri meccanici delle murature più comunemente reperibili. Sono stati introdotti tre livelli di conoscenza che tengono conto dell'effettivo percorso conoscitivo fatto su l'immobile oggetto di analisi. Ad ogni livello di conoscenza viene associato un fattore di confidenza riduttivo delle proprietà meccaniche dei materiali. All'aumentare della conoscenza diminuisce l'incertezza sui parametri utilizzati nelle elaborazioni, e conseguentemente il fattore di confidenza diminuisce, sino a diventare unitario.

Tale proposta metodologica, introdotta dall'Eurocodice 8 Parte 3 che riguarda la valutazione sismica delle strutture esistenti, è stata corredata di strumenti operativi, per quanto ancora migliorabili, proprio all'interno della normativa nazionale italiana. Il nuovo approccio ha reso conveniente l'esecuzione di prove sulle strutture, pertanto ne risulta un rinnovato interesse per le prove in sito sulle murature. L'attenzione è posta in particolare su questo materiale giacché, considerando l'età e la tipologia strutturale del patrimonio immobiliare italiano, esso risulta costituito in gran parte di edifici in muratura. Questi richiedono interventi di manutenzione legata a dissesti, o interventi di miglioramento e adeguamento, nel caso siano sede di attività strategiche o sia programmato un cambio di destinazione d'uso.

Partendo da questi presupposti si è cercato di raccogliere in questo lavoro le varie metodologie di prova abitualmente eseguite in sito sulle murature, per l'ottenimento dei parametri meccanici utili per il calcolo. Si è focalizzata l'attenzione su prove a diverso grado d'invasività, in particolare su prove soniche dirette, prove di martinetto piatto e prove di compressione diagonale. Il fine è quello di migliorare la conoscenza dello stato di consistenza e del comportamento a compressione, e soprattutto a taglio, delle murature.

Il lavoro svolto nella presente tesi è stato strutturato affiancando campagne sperimentali eseguite in sito, a sperimentazioni di laboratorio su murature realizzate con materiali e tecniche simili a quelle presenti negli edifici storici. Inoltre, sia in sito sia in laboratorio, si è valutata l'efficacia d'interventi di consolidamento con iniezioni di miscele a base di calce idraulica. Quest'ultima attività ha riguardato, in particolare, murature appartenenti ad edifici danneggiati dal sisma che ha colpito L'Aquila il 6 aprile 2009, mentre in laboratorio è stata effettuata su campioni di muratura in pietra a tre paramenti.

Infine, in laboratorio si è proceduto ad un lavoro di calibrazione dei diversi metodi di prova analizzati, su murature sia in mattoni sia in pietra. Dai risultati offerti dalle varie esperienze condotte, si possono fornire valide indicazioni sul raggiungimento del livello di conoscenza atteso, per i progettisti che operino su strutture esistenti.

Abstract

In comparison to past codes, the technical building codes published in 2008, updated in 2009 with instructions for their application, focus their attention mostly on existing buildings and provide smart instruments for the definition of the mechanical properties of the most available masonries.

These codes have introduced three knowledge levels, which consider the structural survey of the analysed building. Every knowledge level is associated with its decreasing confidence factor of material mechanical property. The more the knowledge increases, the less the uncertainty of the parameters used during the elaborations will be and consequently the confidence factor will decrease until it will be equal to one.

This methodological proposal, introduced by the European Code 8 Part 3 and concerning the seismic evaluation of existing buildings, has been supplied with operating procedures in the Italian Code, although these could be still refined.

This new approach has made the testing on structures more opportune. Therefore, from it derives a great interest in in-situ masonry tests. The approach focuses mainly on existing masonry since from an analysis of the age and the structural typology of most of the Italian historical buildings, this results to be present in great measure in masonry buildings. These require maintenance due to damages or building adjustments in case of strategic activities or change of use.

Starting from these very assumptions, the different test approaches usually applied to in situ masonries have been collected in this work in order to obtain those mechanical parameters useful for a structural analysis of the building.

The attention has been focused on tests of different degrees in terms of invasive effect through the use of direct sonic tests, flat jack tests and diagonal compression tests in order to increase the knowledge level about the consistency, the compressive behaviour and in particular on the shear behaviour of masonries.

The work of this paper is supported by a presentation of in situ tests and laboratory tests using masonries made of materials and technologies similar to those present in historical buildings.

Moreover, the efficacy of the strengthening maintenance through injection of hydraulic lime-based grouts has been estimated both in situ and in laboratory. In particular, the in situ activity has regarded masonries damaged by the seism, which took place in L'Aquila on April 6th 2009 while the laboratory activity has regarded three-leaf stone masonry specimen.

Finally, calibration tests of the previous analysed methods on brick masonry and stone masonry have also been done in laboratory.

The results of the research are meant for all those Project Managers working on existing buildings to reach the waited knowledge level.

Ringraziamenti

Il mio primo ringraziamento va al prof. Claudio Modena che mi ha incoraggiato nell'intraprendere questo corso di dottorato, oggi mi rendo conto di quante cose ignoro e quante devo ancora impararne.

Ringrazio Francesca da Porto che circa sei anni fa mi ha offerto di intraprendere la carriera da tecnico di laboratorio oltre che poi accompagnarmi in questi tre anni di dottorato. La speranza è che la collaborazione possa durare per molti anni ancora. Un sentito grazie ad Enrico Garbin per avermi trasmesso la giusta sensibilità sperimentale nelle attività di laboratorio, in assoluto è la persona da cui ho imparato di più nel lavoro. Un ringraziamento va a Filippo Casarin ora amministratore di Expin, compagno di avventura nelle molte prove in sito. Penso che ognuno di noi abbia imparato qualcosa dall'altro e che insieme abbiamo fatto tanto in questi anni.

Ringrazio specialmente Bruno Luís Quelhas da Silva per aver condiviso parte delle attività sperimentali e per averci dimostrato come superare le difficoltà che la vita ci presenta.

Un ringraziamento particolare va alla Tassullo S.p.A. che ha finanziato buona parte delle sperimentazioni svolte oltre alla figura del tecnico di laboratorio.

Ringrazio tutti i colleghi del Laboratorio sperimentale per le prove sui materiali da costruzione che hanno accolto *el bocia* nel gruppo. Un pensiero va a Francesco, Leopoldo, Domenico, Alberto, Marco, Riccardo, Stefano e soprattutto a Renzo.

La lista delle persone che ho conosciuto durante questi anni di lavoro nel gruppo di ricerca del prof. Modena è lunga, cercherò di non dimenticare nessuno, anche se non è semplice, un pensiero va a Maria Rosa, Carlo, Flavio, Marco, Paolo G., Giulia, Giovanni G., Matteo, Luca, Nicola, Elena, Filippo, Fabiola, Riccardo, Kleidi, Federico, Paolo Z., Giovanni T., Manuel e tutti i giovani dottorandi che hanno iniziato il loro percorso di ricerca e che avrò modo di conoscere nei prossimi anni.

Vorrei ringraziare il gruppo di studenti che con me ha condiviso le varie esperienze delle prove in sito e di laboratorio, Aikaterini-Evangelia (Evina), Francesca, Ermanno, Chiara F., Chiara C., Mattia, Lino, Enrico, Stefano, Nicola, Gloria, Alessandro.

Si ringrazia l'Ente Scuola Edile Veronese (ESEV) per il supporto nella costruzione dei muri in pietra, il vice commissario delegato per i beni culturali per l'emergenza in Abruzzo per il supporto offerto per l'esecuzione delle prove in Onna, Tempera e Sant'Eusanio Forconese, le aziende produttrici delle miscele Basf, Mapei, Kerakoll e Tassullo per il consolidamento delle murature.

Vorrei ringraziare tutta la mia famiglia per il sostegno dato durante questi anni di studio, un pensiero alla piccola Maria che ci ha resi tutti più felici.

Diventa difficile trovare le parole giuste, e forse non sono le parole quelle che servono per ringraziare la persona che più di altra mi è stata vicina in questi ultimi tre anni, abbiamo sofferto insieme per la fine dei rispettivi percorsi di studio aiutandoci per quanto possibile, per ora Valeria devi accontentarti di questo Grazie!

Indice

INDICE DELLE TABELLE	IV
INDICE DELLE FIGURE	VI
1 INTRODUZIONE	1
1.1 Stato dell'arte	1
1.2 Obiettivi e metodo della ricerca	1
1.3 Struttura della tesi	2
2 STATO DELL'ARTE	5
2.1 Introduzione	5
2.2 Normativa di riferimento	5
2.2.1 Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza	6
2.2.2 Definizione dei parametri meccanici sulla base del livello di conoscenza	7
2.3 Classificazione delle murature	10
2.3.1 Classificazioni sistematiche e fenomenologiche	10
2.3.2 Schede per la valutazione della vulnerabilità sismica delle murature	13
2.3.3 Scheda per il rilievo tipologico dei danni sismici agli edifici (POLIMI)	16
2.4 Metodi d'indagine	18
2.4.1 Prove non distruttive (NDT)	19
2.4.2 Prove debolmente distruttive (MDT)	30
2.4.3 Prove distruttive (DT)	38
2.5 Metodi di consolidamento delle murature	46
2.5.1 Sostruzione muraria o scuci-cuci	47
2.5.2 Iniezioni di miscele consolidanti	48
2.5.3 Intonaci armati	49
2.5.4 Ristilatura dei giunti di malta	50
2.5.5 Tiranti trasversali	51
2.5.6 Applicazione di materiali compositi	51
2.6 Caratterizzazione in sito con prove non distruttive o debolmente distruttive	52
2.6.1 Le prove soniche	52
2.6.2 Evoluzione della prova con i martinetti piatti	55
2.7 Caratterizzazione con prove distruttive di murature allo stato originario e consolidato	71
2.7.1 Prove a taglio-compressione in sito e in laboratorio in Slovenia (M. Tomažević, 1992-1993)	71
2.7.2 Prove di compressione monoassiale e di taglio compressione e martinetti piatti a Trento e Belluno (Modena et al., 1993)	73
2.7.3 Consolidamento di muratura a tre paramenti con iniezioni a base di miscele cementizie (Vintzileou et al., 1995)	75
2.7.4 Consolidamento di muratura a tre paramenti con iniezioni a base di miscele (Toumbakari e van Gemert, 1997)	77
2.7.5 Prove cicliche di compressione diagonale in sito in Umbria (Beolchini et al., 1997)	77
2.7.6 Prove in sito di compressione diagonale cicliche e di compressione semplice in Abruzzo (Beolchini G.C., Grillo F., 1998)	78
2.7.7 Prove cicliche di compressione diagonale e di compressione semplice in Toscana (Borri et al., 1999)	79

2.7.8	Prove cicliche di compressione diagonale in sito in Umbria (Anzani, 1999)	81
2.7.9	Valutazione dell'efficacia dell'intervento di consolidamento con iniezioni su murature in pietra (Valluzzi, 2000).....	81
2.7.10	Convenzione di ricerca tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti (Modena, 2000)	82
2.7.11	Miscele di cemento e pozzolana ed effetti strutturali su muratura multistrato. (Toumbakari, 2002)	84
2.7.12	Prove di compressione diagonale e di compressione semplice in Umbria (Corradi et al., 2002; Corradi et al., 2003)	85
2.7.13	Indagine sperimentale sul comportamento strutturale e resistenza di muratura a tre paramenti (Oliveira et al., 2006)	87
2.7.14	Campagna di prove Regione Toscana (Frumento, 2007)	89
2.7.15	Prove in sito di compressione semplice di compressione diagonale e in Umbria (Corradi et al. 2008).....	89
2.7.16	Prove di compressione su muratura a tre paramenti consolidata con iniezioni (Vintzileou et al., 2008).....	92
2.7.17	Prove di compressione semplice, di compressione diagonale e taglio-compressione in laboratorio (Galasco et al., RELUIS 2009)	93
2.7.18	Influenza delle iniezioni sul comportamento dinamico di edifici in muratura di pietra (Mazzon, 2010).....	94
2.8	Osservazioni conclusive	96
2.9	Conclusioni	99
3	SPERIMENTAZIONI ESEGUITE E METODOLOGIE DI PROVA.....	101
3.1	Introduzione	101
3.2	Calibrazione in laboratorio di prove debolmente distruttive e distruttive	101
3.2.1	Calibrazione di prove con martinetto piatto	101
3.2.2	Verifica della prova di compressione diagonale	103
3.3	Sperimentazione in laboratorio su muratura a tre paramenti	103
3.4	Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti	105
3.5	Prove in sito su una corte rurale in località s. Colombano a Bardolino	107
3.6	Prove in sito sull'ex Ospedale San Paolo in Savona	109
3.6.1	La campagna di prove	112
3.7	Prove soniche dirette	112
3.8	Prove di martinetto piatto singolo e doppio	114
3.9	Prove di compressione monoassiale.	118
3.10	Prova di compressione diagonale	120
3.11	Prove di compressione e taglio	125
3.12	Quadro riassuntivo	131
4	CALIBRAZIONE DI PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE E DISTRUTTIVE.....	133
4.1	Introduzione	133
4.2	Calibrazione delle prove con martinetto piatto	133
4.2.1	Martinetto piatto singolo	136
4.2.2	Martinetto piatto doppio	141
4.3	Calibrazione prova diagonale	155
4.3.1	Risultati delle prove di compressione diagonale in laboratorio	157
4.4	Conclusioni	161

5 VERIFICA DELL'EFFICACIA DEI CONSOLIDAMENTI IN LABORATORIO E IN SITO	163
5.1 Introduzione	163
5.2 Muratura a tre paramenti	163
5.2.1 Prove soniche prima e dopo l'iniezione	163
5.2.2 Prove di compressione monoassiale.....	164
5.2.3 Prove di compressione e taglio	169
5.3 Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti	179
5.3.1 Prove soniche dirette prima e dopo l'intervento	180
5.3.2 Caratterizzazione delle miscele.....	182
5.3.3 Prove di compressione diagonale	184
5.4 Conclusioni	187
6 CASI STUDIO.....	191
6.1 Introduzione	191
6.2 Prove in sito su una corte rurale in località San Colombano a Bardolino	191
6.2.1 Prove soniche dirette.....	192
6.2.2 Prove di martinetto piatto doppio.....	197
6.2.3 Prove di compressione diagonale	203
6.3 Prove in sito sull'ex Ospedale San Paolo in Savona	207
6.3.1 Prove condotte dal Politecnico di Milano (POLIMI).....	208
6.3.2 Risultati delle prove di compressione diagonale	210
6.3.3 Riassunto delle prove di compressione diagonale a Savona.....	221
6.4 Confronto tra parametri meccanici ottenuti dalle indagini con dati di normativa	224
6.5 Analisi costi benefici.....	226
6.6 Conclusioni	231
7 CONCLUSIONI.....	233
7.1 Verifica in laboratorio di metodi sperimentali per l'indagine in sito	233
7.2 Verifiche dell'efficacia d'interventi di iniezione su muratura in pietra	233
BIBLIOGRAFIA.....	237
APPENDICI	245
A.1 Muratura a tre paramenti	245
A.1.1 Prove soniche dirette.....	245
A.1.2 Quadri fessurativi compressioni monoassiali	250
A.1.3 Prove di compressione e taglio	251
A.2 Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti	261
A.2.1 Quantità di miscela iniettata	261
A.2.2 Prove soniche dirette.....	264
A.3 Prove soniche presso la corte rurale in località San Colombano a Bardolino	275

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 Livelli di conoscenza riportati in Tabella C8A.1.1 della Circolare n.617 NTC 2008.	7
Tabella 2.2 Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza (Linee guida 2011).	7
Tabella 2.3 Livelli di conoscenza riportati in Tabella C8A.1.1 della Circolare n.617 NTC 2008.	8
Tabella 2.4 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura (Circolare n.617 NTC 2008)	8
Tabella 2.5 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.2 Circolare n.617 NTC 2008)	9
Tabella 2.6 Parametri da determinare per la classificazione tipologica.	17
Tabella 2.7 Esempi di apparecchiature murarie	17
Tabella 2.8 Esempi di tipologie costruttive	18
Tabella 2.9 Confronto tra l'interpretazione dei risultati della prova secondo ASTM e RILEM40	
Tabella 2.10 Velocità medie nelle prove soniche dirette per tipologia muraria. (Bresolato, Pasin, 2008)	53
Tabella 2.11 Velocità medie nelle prove soniche dirette prima e dopo l'intervento di consolidamento. (Bresolato, Pasin, 2008)	54
Tabella 2.12 Confronto tra le reali caratteristiche della muratura e quelle determinate dal test con i martinetti piatti. (Rossi, 1982)	56
Tabella 2.13 Confronto tra lo stato di tensione applicato e quello misurato (martinetto piatto 40x20 cm). (Rossi, 1986)	56
Tabella 2.14 Confronto tra i moduli elastici della prova con martinetto piatto doppio da 40x20 cm (E') e 24x12 (E''). (Rossi, 1986)	57
Tabella 2.15 Risultati della prova con il martinetto piatto singolo. Confronto con la tensione realmente applicata nel pannello murario. (Abrams et al., 1989)	62
Tabella 2.16 Confronto del modulo di elasticità determinato con martinetti piatti doppi e compressione monoassiale. (Abrams et al., 1989)	64
Tabella 2.17 Caratteristiche dei dieci intorni murari in pietra. (Riva et al., 2003)	68
Tabella 2.18 Risultati ottenuti in condizioni originarie e dopo il consolidamento con prove soniche dirette e martinetti piatti doppi. (Riva et al., 2003)	69
Tabella 2.19 Caratteristiche meccaniche dei muri prima e dopo l'intervento di iniezione. (Tomažević, 1992)	71
Tabella 2.20 Proprietà meccaniche dei muri iniettati e delle miscele relative (Tomažević, 1993)	72
Tabella 2.21 Risultati delle prove di compressione monoassiale. (Modena, 1993)	73
Tabella 2.22 Risultati delle prove di taglio-compressione (Dal Farra, 1992)	74
Tabella 2.23 Risultati delle prove di taglio-compressione (Dal Farra, 1992)	75
Tabella 2.24 Dati riassuntivi delle miscele iniettate (Vintzileou et al., 1995)	76
Tabella 2.25 Dati riassuntivi delle prove di compressione monoassiale. (Vintzileou et al., 1995)	76
Tabella 2.26 Risultati delle prove di compressione monoassiale (Toumbakari e van Gemert, 1997)	77
Tabella 2.27 Risultati delle prove di compressione diagonale ciclica (Beolchini et al., 1997)	78
Tabella 2.28 Parametri meccanici medi ricavati dalle prove di compressione diagonale. (Beolchini, Grillo, 1998)	79

Tabella 2.29 Risultati della prova a compressione semplice. (Beolchini, Grillo, 1998)	79
Tabella 2.30 Risultati delle prove di compressione diagonale. (Borri et al., 1999).....	80
Tabella 2.31 Risultati della prova di compressione semplice. (Borri et al., 1999)	80
Tabella 2.32 Risultati delle prove di compressione semplice a collasso. (Borri et al., 1999) .	80
Tabella 2.33 Risultati della prova di compressione diagonale. (Anzani, 1999)	81
Tabella 2.34 Risultati della prova di compressione monoassiale. (Valluzzi M.R., 2003).....	82
Tabella 2.35 Risultati della prova di compressione elastica. (Modena, 2000).....	83
Tabella 2.36 Risultati della prova di compressione a collasso. (Modena, 2000).....	83
Tabella 2.37 Risultati della prova di taglio-compressione. (Modena, 2000).....	83
Tabella 2.38 Risultati della prova di compressione diagonale. (Modena, 2000)	84
Tabella 2.39 Risultati dei test di compressione monoassiale. (Toumbakari, 2002).....	84
Tabella 2.40 Risultati della prova di compressione semplice. (Corradi et al., 2002)	85
Tabella 2.41 Risultati della prova a compressione diagonale secondo ASTM E 519-02. (Corradi et al., 2002).....	86
Tabella 2.42 Risultati della prova a taglio-compressione.	87
Tabella 2.43 Risultati delle prove di compressione monoassiale. (Oliveira et al., 2006).....	88
Tabella 2.44 Risultati della campagna di prove di compressione diagonale in situ.....	89
Tabella 2.45 Risultati delle prove di compressione semplice in sito. (Corradi et al. 2006).....	90
Tabella 2.46 Risultati della compressione diagonale. (Corradi et al. 2006)	91
Tabella 2.47 Risultati delle prove a compressione. (Vintzileou et al., 2008)	92
Tabella 2.48 Riepilogo delle prove di compressione semplice in laboratorio.	93
Tabella 2.49 Riepilogo delle prove di compressione diagonale in laboratorio.....	93
Tabella 2.50 Riepilogo delle prove di taglio-compressione in laboratorio.	94
Tabella 2.51 Risultati delle prove di compressione monoassiale (Mazzon, 2010).....	94
Tabella 2.52 Risultati delle prove di compressione e taglio (Mazzon, 2010).....	95
Tabella 2.53 Sintesi dei risultati delle prove di compressione semplice.....	96
Tabella 2.54 Sintesi delle prove di compressione diagonale e delle prove di taglio- compressione	98
Tabella 3.1 Elenco pannelli del programma sperimentale.....	104
Tabella 3.2 Moduli elastici calcolati sull'inviluppo della curva di carico	118
Tabella 3.3 Pannelli murari testati a taglio-compressione.	127
Tabella 3.4 Riassunto delle campagne sperimentali svolte.....	131
Tabella 4.1 Riassunto delle prove di calibrazione dei martinetti piatti su muri in pietra eseguite	133
Tabella 4.2 Misure eseguite durante la prova SFJ-M1 a 0,30 N/mm ²	137
Tabella 4.3 Elaborazione delle tensioni di ripristino per il test SFJ-M1	137
Tabella 4.4 Misure eseguite durante la prova SFJ-M2 a 1,20 N/mm ²	138
Tabella 4.5 Elaborazione delle tensioni di ripristino per il test SFJ-M2.	138
Tabella 4.6 Risultati delle prove di martinetto piatto singolo elaborate sulla base dei trasduttori di spostamento.	139
Tabella 4.7 Prova DFJ-M1 Modulo elastico tangente.....	142
Tabella 4.8 Prova DFJ-M2 Modulo elastico tangente.....	143
Tabella 4.9 Modulo elastico tangente ottenuto con i martinetti piatti e la prova di compressione.	147
Tabella 4.10 Riassunto dei parametri meccanici ottenuti da prove di martinetto piatto doppio e compressione monoassiale.	151
Tabella 4.11 Risultati delle prove di compressione diagonale e di compressione e taglio eseguite in laboratorio su muratura in pietra a tre paramenti.	158

Tabella 5.1 Riassunto dei risultati delle prove soniche dirette sui vari muri consolidati	164
Tabella 5.2 Proprietà meccaniche dei campioni sottoposti a compressione con applicazione del carico monotono.	165
Tabella 5.3 Confronti tra i risultati in funzione del consolidamento.	169
Tabella 5.4 Valori della forza orizzontale, spostamento e l'angolo di rotazione nei quattro stati limite.	171
Tabella 5.5 Parametri meccanici delle prove di compressione e taglio.	175
Tabella 5.6 Confronto tra risultati sperimentali e dati da normativa	178
Tabella 5.7 Pannelli individuati nella sperimentazione a L'Aquila.	179
Tabella 5.8 Riassunto dei dati rilevati durante le fasi d'iniezione.	180
Tabella 5.9 Risultati dei test sonici per i pannelli non consolidati (U) e iniettati (C).	181
Tabella 5.10 Quadro riassuntivo delle prove sulle miscele.	184
Tabella 5.11 Risultati dei pannelli non consolidati (U) e iniettati (C).	185
Tabella 6.1 Riassunto dei risultati delle prove soniche dirette.	197
Tabella 6.2 Riassunto dei risultati sperimentali delle prove di martinetto piatto doppio a Bardolino.	201
Tabella 6.3 Riassunto dei risultati delle prove di compressione diagonale a Bardolino.	207
Tabella 6.4 Riepilogo delle prove soniche e di martinetto piatto doppio eseguite da POLIMI.	209
Tabella 6.5 Riepilogo dei risultati delle prove di compressione diagonale di Savona.	223
Tabella 6.6 Determinazione delle resistenze in base al livello di conoscenza	224
Tabella 6.7 Parametri meccanici per le tipologie di muratura indagate ricavabili dalla Circolare n.617 NTC 2008.	225
Tabella 6.8 Resistenza a taglio delle murature indagate secondo i livelli di conoscenza possibili.	225
Tabella 6.9 Riepilogo dei costi unitari degli interventi.	228
Tabella 6.10 Costi per le indagini nei due casi studio analizzati.	229
Tabella 6.11 Analisi costi benefici sul raggiungimento di livelli di conoscenza crescenti per il caso studio di Bardolino.	229
Tabella 6.12 Analisi costi benefici sul raggiungimento di livelli di conoscenza crescenti per il caso studio di Savona.	230
Tabella A.1 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S1.	276
Tabella A.2 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S2.	276
Tabella A.3 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S3.	277
Tabella A.4 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S4.	277
Tabella A.5 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S5.	278

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 Casistica di murature a blocco. (Carbonara, 1996).....	10
Figura 2.2 Apparecchiature murarie con blocchi di pietra conca, squadrata. Muratura isodoma (a), muratura a diatoni ed ortostati (b), muratura pseudo isodoma (c). (Carbonara, 1996)	11
Figura 2.3 Muratura mista di pietra e laterizio. (Carbonara, 1996).....	11
Figura 2.4 Disposizione dei mattoni in relazione allo spessore, murature a due teste (a), a tre teste (b) e a quattro teste (d). (Carbonara, 1996).....	12
Figura 2.5 Disposizione delle pietre squadrate. (Giuffrè, 1990)	13

Figura 2.6 Esempio di attribuzione della classe di qualità della muratura in funzione del livello di conoscenza. (GNDT, AA. VV., 2000)	15
Figura 2.7 Abaco delle murature irregolari in pietra arrotondata (cod. A1) e pietra grezza (cod. A2). (GNDT, AA. VV., 2000).....	15
Figura 2.8 Abaco delle murature irregolari, pietra lastriforme (Cod. B1), pietra pseudo regolare (cod. B2), murature regolari in pietra squadrata (cod. 12) e mattoni (cod. C2). (GNDT, AA. VV., 2000)	16
Figura 2.9 Metodi d'indagine.	19
Figura 2.10 Martello che genera l'impulso (a) e l'accelerometro per la ricezione dell'impulso (b).	20
Figura 2.11 Attrezzatura per la prova sonica (a) e schema di acquisizione (b) (Monteforte, 1998).	21
Figura 2.12 Schemi della prova sonica in trasparenza. a) Sezione verticale; b) Sezione orizzontale (Onsiteformasonry D11.1, 2004).	23
Figura 2.13 Schema della prova sonica indiretta orizzontale (a) e della prova sonica indiretta verticale (b).	23
Figura 2.14 Schema di prova della tomografia verticale (a) e della tomografia orizzontale (b). (Onsiteformasonry D11.1, 2004).	24
Figura 2.15 Rilevamento radar del muro prima (a) e dopo (b) un'iniezione di materiale consolidante. (Modena et al., 2000)	25
Figura 2.16 Principio di funzionamento della prova radar (a) (Onsiteformasonry, 2004), Schema di risultati di prove radar (b) (Kahle et al., 1990)	25
Figura 2.17 Esempio di profilo radar sopra cinque volte di un portico. (Binda et al., 2004a) .	26
Figura 2.18 Localizzazione di un elemento ligneo in una muratura affrescata. (Lenzi et al., 1997)	26
Figura 2.19 Schematizzazione della strumentazione per indagini termografiche. (Binda et al., 1999e)	28
Figura 2.20 Risultato di un'indagine termografica su un edificio (Grinzato,2004).	28
Figura 2.21 Misura della durezza superficiale con sclerometro a pendolo con modifiche di Van Der Klugt. (Rilem TC127.MS-D.7, 1997).	29
Figura 2.22 Rilievo di sezioni murarie in pietra a più paramenti. (Binda et al., 1999d; Penazzi et al., 2000).	30
Figura 2.23 Rilievo di sezioni murarie in pietra a più paramenti. (Binda et al., 2005b)	31
Figura 2.24 Esempio di endoscopia. (Binda et al., 2001d).....	31
Figura 2.25 Drill energy test (RILEM TC 177-MDT.D.1).	32
Figura 2.26 Fasi di esecuzione di Pull-out su giunto di malta, realizzazione del foro guida nei giunti (a), Introduzione dell'elica nel foro guida (b), Bloccaggio dell'elica tramite morsetto (c), applicazione del carico (d) (Rilem TC127 RM.D.9)	33
Figura 2.27 Forme tipiche di martinetti piatti (a), inserimento del martinetto piatto nel taglio eseguito nel muro (b) (Onsiteformasonry D11.1, 2004).	34
Figura 2.28 Applicazione della prova di martinetto piatto doppio per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura (Onsiteformasonry D11.1, 2004).	35
Figura 2.29 Diagramma tensioni-deformazioni risultante da una prova a martinetti piatti doppi. (Onsiteformasonry D11.1, 2004).	35
Figura 2.30 Risultati del martinetto piatto doppio in una muratura caratterizzata dalla mancanza di un adeguato contrasto superiore (a) Esempio di fessurazione (b) (Onsiteformasonry D11.1, 2004)	35

Figura 2.31 Situazione di deformazione dopo la fase di taglio (a) Variazione di distanza tra punti corrispondenti in funzione della pressione applicata col martinetto (b).	36
Figura 2.32 Schema di prova in presenza di muratura di pietre irregolari (a), diagramma tensioni-deformazioni ottenuto (b) (Onsietformasonry D11.1, 2004).	36
Figura 2.33 Schema della prova dilatometrica. (P.P. Rossi, 1993)	37
Figura 2.34 Prova di taglio diretto con metodo "A" (a), metodo "B" (b) e con l'utilizzo di un piccolo martinetto piatto. (RILEM TC127 MS-D.6, 1996)	38
Figura 2.35 Schemi di compressione monoassiale in sito sfruttando il contrasto della struttura esistente (a), autocontrastata (b). (Reluis, 2009)	39
Figura 2.36 Configurazione di prova di compressione semplice in laboratorio (a) Disposizione dei trasduttori di spostamento (b).	39
Figura 2.37 Schema di prova di compressione diagonale in laboratorio (a) (Vintzileou et al. 2007) e in sito (b) (Corradi et al., 2002).	40
Figura 2.38 Spostamento laterale time-history (a), diversi modelli di carico (b). (Tomažević et al. 1996).	41
Figura 2.39 Schematizzazione delle due configurazioni tipiche per le prove di compressione di taglio (a) (Magenes, 2000), Apparato di prova in laboratorio (b) (Tomažević, 2010).	42
Figura 2.40 Schema di attrezzatura di prova a taglio-compressione utilizzata in sito (a) (Loeffelstiel, 2005), auto-contrastato con inversione di carico (b). (Dal Farra, 1992).	42
Figura 2.41 Configurazione di prova considerata nella trattazione di Turnšek-Čačovič con raffigurata la valutazione della tensione tangenziale massima al centro del pannello. (Frumento, 2007).	43
Figura 2.42 Confronto dei dati sperimentali con il criterio proposto da Turnšek e Čačovič (1971).	44
Figura 2.43 Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica (Magenes et al., 2000).	46
Figura 2.44 Interventi di sostruzione muraria nel caso di muri di pietrame irregolare e di muri in conci squadrate. (Disarò, 2000).	47
Figura 2.45 Schema di iniezione per gravità (a) e per pressione (b). (Valluzzi, 2003).	48
Figura 2.46 Consolidamento di muratura mediante lastre sottili armate con rete elettrosaldata in acciaio e collegate da ferri passanti. Vista assonometrica; sezioni orizzontale e verticale. (Disarò, 2000).	50
Figura 2.47 Fasi di lavorazione nel caso di ristilatura eseguita su entrambi i lati della muratura. (Disarò, 2000)	51
Figura 2.48 Tecnica d'intervento con l'installazione di tirantini antiespulsivi (Modena, 2009).	51
Figura 2.49 Applicazione di strisce di composito su muratura in blocchi (a) (Valluzzi, 2002), applicazione intonaco armato con rete in GFRP (b) (Gattesco, 2010).	52
Figura 2.50 Risultati delle prove soniche alla Torre della Tromba (TN): Lato Nord piano terra (a), piano primo sala degli stucchi (b). (Scodeller, 2006).	53
Figura 2.51 Calibrazione della prova di martinetto piatto doppio per la determinazione del modulo elastico, martinetti piatti 40x20 cm (a) e 24x12 cm (b). (Rossi, 1986).	58
Figura 2.52 Curve di calibrazione di differenti tipi di martinetti piatti. (Rossi, 1987)	58
Figura 2.53 Risultati del test di calibrazione con martinetti 40x20 cm, 24x12 cm e 12x12 cm. (Rossi, 1987)	59
Figura 2.54 Risultati del test di calibrazione con carico eccentrico su murature in mattoni, analisi teorica (a), misura con martinetti piatti (b). (Rossi, 1987)	59
Figura 2.55 Risultati dei test di calibrazione su murature in pietra. (Rossi, 1987).	60

Figura 2.56 Comparazione tra il modulo elastico ottenuto dalla prova con i martinetti piatti (E_m) e quello dalla prova di compressione (E_c). (Rossi, 1987)	60
Figura 2.57 Determinazione della resistenza a compressione della muratura per comparazione tra la prova con i martinetti piatti e dalla prova di compressione monoassiale. (Rossi, 1987)	61
Figura 2.58 Dimensioni dei pannelli murari di prova. (Abram et al., 1989).....	61
Figura 2.59 Dimensioni del martinetto piatto. (Abram et al., 1989)	61
Figura 2.60 Configurazione della prova con martinetto singolo in laboratorio. (Abram et al., 1989)	62
Figura 2.61 Differenza di misura delle deformazioni tra l'esecuzione della prova in laboratorio (a) o in situ (b). (Abrams et al., 1989).....	62
Figura 2.62 Configurazione della prova con i martinetti piatti doppi. (Abrams et al., 1989) ...	63
Figura 2.63 Tipica curva sforzo-deformazione ottenuta con la prova coi martinetti doppi. (Abrams et al., 1989)	64
Figura 2.64 Dimensione dei pannelli murari di prova (a), disposizione strumentazione (b). (da Porto, 2000).....	65
Figura 2.65. Prova con i martinetti piatti doppi confrontata con la prova di compressione diretta. (da Porto, 2000).....	66
Figura 2.66. Risultati della prova del pannello 3Rm dopo il consolidamento. (da Porto, 2000)	66
Figura 2.67. Risultati della prova con i martinetti piatti doppi. (da Porto, 2000)	67
Figura 2.68 Rimozione del giunto e superfici di contatto tra martinetto e muratura con l'uso del trapano (a) e mola a disco angolare (b).....	68
Figura 2.69 Esempio di intorno murario oggetto di prova. (Riva et al., 2003)	69
Figura 2.70 Confronto del modulo elastico determinato con la prova dei martinetti piatti in base alla tipologia muraria. (Binda et al., 2004a)	70
Figura 2.71 Confronto tra il modulo elastico e la tipologia edilizia per edifici in pietra irregolari. Campagne in centri storici in Umbria e Liguria. (Binda et al., 2004a)	70
Figura 2.72 Confronto tra la tensione locale e la tensione al limite elastico della muratura rilevate con le prove con i martinetti piatti in diverse tipologie murarie. (Binda et al., 2004a)	71
Figura 2.73 Risultati della prova sul pannello C5 con martinetto piatto doppio (a) e compressione monoassiale (b).....	74
Figura 2.74 Modelli fisici di muri in pietra a tre paramenti nelle due tipologie senza collegamenti trasversali (a), con diatoni (b). (Vintzileou et al., 1995).....	76
Figura 2.75 Attrezzatura della prova a compressione diagonale a San Sisto (Beolchini et al., 1997)	78
Figura 2.76 Sezioni dei pannelli testati. (Corradi et al., 2003).....	85
Figura 2.77 a) Pannello a Ponte Postignano riparato con la tecnica di iniezione di malta di calce; b) Pannello per prova di compressione diagonale rinforzato con FRP. (Corradi et al., 2002)	86
Figura 2.78 Andamento della tensione a taglio in funzione dello scorrimento angolare (Corradi et al., 2003).....	87
Figura 2.79 Pannello murario a tre paramenti con i connettori i GFRP e durante il test a compressione. (Oliveira et al., 2006).....	88
Figura 2.80 Pannelli sottoposti a intervento di iniezione. (Vintzileou et al., 2008).....	92
Figura 2.81 Set-up per prove di compressione e taglio. (Mazzon, 2010).....	95
Figura 2.82 Esempi di cicli isteretici del campione R5 con precompressione $2,0 \text{ N/mm}^2$ (a), e del campione R2 con precompressione $1,0 \text{ N/mm}^2$ (b). (Mazzon, 2010).....	96

Figura 3.1 Campioni di muratura di mattoni per la calibrazione dei martinetti piatti.....	101
Figura 3.2 Campioni di muratura in pietra per la calibrazione dei martinetti piatti.....	102
Figura 3.3 Campione di muratura in pietra predisposto per la prova di compressione diagonale.....	103
Figura 3.4 Rappresentazione dei pannelli delle tipologie B, C, D, E, F.....	104
Figura 3.5 Mappa degli effetti del terremoto (Decanini et altri, 2009).....	106
Figura 3.6 Realizzazione dei fori (a), Inserimento delle cannule (b) e stilatura dei giunti (c).....	106
Figura 3.7 Lavaggio con latte di calce (a), pompa semiautomatica (b) e pompa manuale per iniezioni (c).....	107
Figura 3.8 Inquadramento da satellite (a) (Google Maps, 2011) e una vista da ovest (b).....	107
Figura 3.9 Prospetti e planimetria edificio a Bardolino.....	108
Figura 3.10 Sezioni murarie, pezzatura e ingranamento delle pietre.....	108
Figura 3.11 Sezione muraria, in rosso è evidenziato il materiale iniettato, in verde la ristilatura.....	109
Figura 3.12 Vista da satellite con ubicazione dell'ex Ospedale (a) (Google Maps), facciata dell'ospedale su Piazza Giulio II (b).....	110
Figura 3.13 Carotaggi eseguiti sulle murature del piano terra.....	111
Figura 3.14 Muratura del primo piano con ricorsi in mattoni (a), Carotaggi eseguiti sulle murature del primo piano (b).....	111
Figura 3.15 Sistema di acquisizione multicanale modello NI PXI-1025 MegaPAC (a) e scheda di acquisizione NI PXI-4472 (b).....	112
Figura 3.16 Disegno tecnico del martello strumentato (a) e dell'accelerometro (b).....	113
Figura 3.17 Tracciatura della griglia sonica (a), interfaccia grafica Soniche IRS (b).....	113
Figura 3.18 Mappa di velocità sonica.....	114
Figura 3.19 Martinetti piatti utilizzati e mototroncatrice a disco eccentrico.....	115
Figura 3.20 Schema logico di funzionamento prova di martinetto singolo e doppio.....	115
Figura 3.21 Software di acquisizione per prova di martinetto singolo, la schermata di configurazione iniziale (a) e pannello di acquisizione durante la prova (b).....	116
Figura 3.22 Software di acquisizione, prova di martinetto doppio: schermata di configurazione iniziale (a) e pannello di acquisizione durante la prova (b).....	117
Figura 3.23 Schema di prova per martinetto piatto doppio ed elaborazione con diagramma tensioni deformazioni relativo alle singole basi di misura.....	117
Figura 3.24 Diagramma sforzi-deformazioni relativo alla media delle basi di misura verticali con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico.....	118
Figura 3.25 Preparazione della prova di compressione, posizionamento del pannello (a), centraggio (b) e strumentazione (c).....	119
Figura 3.26 Schema del sistema di monitoraggio degli spostamenti dei paramenti dei pannelli murari non iniettati e rinforzati.....	120
Figura 3.27 Condizioni di vincolo nella compressione diagonale, libero su tre lati (a), libero su due lati (b).....	121
Figura 3.28 Preparazione del pannello con taglio della muratura e rifinitura manuale del pannello.....	121
Figura 3.29 Apparato di prova di compressione diagonale.....	122
Figura 3.30 Pompa idraulica (a), Particolare dei martinetti in posizione (b).....	123
Figura 3.31 Rappresentazione con i cerchi di Mohr dello stato tensionale secondo Frocht e rappresentazione delle tensioni sull'elemento infinitesimo.....	124

Figura 3.32 Rappresentazione con i cerchi di Mohr dello stato tensionale secondo Yokel e Fattal e rappresentazione delle tensioni sull'elemento infinitesimo	125
Figura 3.33 schema di prova per test di compressione e taglio.	126
Figura 3.34 Set-up della struttura per i test a compressione e taglio a) e postazione di controllo b).....	126
Figura 3.35 Esempio dell'evoluzione dello spostamento applicato (campione E1).....	128
Figura 3.36 Disposizione della strumentazione sui campioni.....	129
Figura 4.1 Schema per la calibrazione del martinetto piatto singolo su muratura in mattoni.	134
Figura 4.2 Schema per la calibrazione del martinetto piatto singolo su muratura in pietra.	134
Figura 4.3 Schema per la calibrazione del martinetto piatto doppio su muratura in mattoni.	135
Figura 4.4 Schema per la calibrazione del martinetto piatto doppio su muratura in pietra... ..	135
Figura 4.5 Disposizione dei sensori del sistema del laboratorio sul campione: a) lato esecuzione test di martinetto piatto; b) lato opposto.	136
Figura 4.6 Rappresentazione grafica della prova SFJ-M1.	137
Figura 4.7 Rappresentazione grafica della prova SFJ-M2.	138
Figura 4.8 Fasi operative: esecuzione del taglio (a), vista prima dell'inserimento del martinetto (b), inserimento del martinetto piatto (c), posizionamento dei trasduttori e collegamento del martinetto (d).	139
Figura 4.9 Martinetto estratto dal muro A1 dopo la prova SFJ-P3 (a) con la valutazione dell'area agente (b).....	140
Figura 4.10 Restituzione grafica delle prove di martinetto piatto singolo su muratura in pietra a tre paramenti, SFJ-P1 muro A4 (a), SFJ-P2 muro A4 (b), SFJ-P3 muro A1 (c), SFJ-P4 muro A6 (d), SFJ-P5 muro A3.	141
Figura 4.11 Diagrammi tensione deformazione della prova DFJ-M1, tutte le basi di misura (a), gli involuipi della media delle basi (b).....	142
Figura 4.12 Prova DFJ1 lesioni alla tensione massima, sollevamento della parte superiore del muro (a), fessure nei mattoni esterni alla zona testata (b), lesioni verticali sui mattoni e giunti (c), quadro fessurativo (d).....	143
Figura 4.13 Diagrammi tensione deformazione della prova DFJ-M2, tutte le basi di misura (a), gli involuipi della media delle basi (b).....	143
Figura 4.14 Prova DFJ-M2 lesioni alla tensione massima, sollevamento della parte superiore del muro (a), fessure su mattoni interni (b) ed esterni all'area di prova (c), quadro fessurativo (d)	144
Figura 4.15 Diagrammi tensione deformazione delle prove di compressione monoassiale.	145
Figura 4.16 Prova MC1 lesioni dopo la rottura con danno agli spigoli (a e b), quadro fessurativo (c).	145
Figura 4.17 Prova MC2 lesioni dopo la rottura con concertazione del danno agli spigoli (a) e lesioni allineate sui giunti verticali (b), quadro fessurativo (c).	146
Figura 4.18 Prova MC3 lesioni dopo la rottura con effetto del confinamento delle piastre della pressa (a) e lesioni allineate sui giunti verticali (b), quadro fessurativo (c).	147
Figura 4.19 Diagramma tensione deformazione delle prove di martinetto piatto doppio e di compressione monoassiale.	148
Figura 4.20 Schermata del sistema di acquisizione ottica.....	148
Figura 4.21 Realizzazione del secondo taglio per la prova di martinetto piatto doppio (a) e strumentazione installata (b).	149
Figura 4.22 Diagramma tensione deformazione della prova DFJ-P1 (a) e DFJ-P2 (b).....	150

Figura 4.23 Prova DFJ-P1, diagrammi tensione deformazione con involuppo dei cicli (a) e valutazione della rigidezza nei rami di scarico (b).	150
Figura 4.24 Prova DFJ-P2, diagrammi tensione deformazione con involuppo dei cicli (a) e valutazione della rigidezza nei rami di scarico (b).	150
Figura 4.25 Sovrapposizione dell'involuppo dei cicli per le due prove di martinetto piatto doppio (a) e variazione della rigidezza (b).	151
Figura 4.26 Quadro fessurativo sui campioni testati con martinetto piatto doppio, muro A4 prova DFJ-P1 (a), muro A6 prova DFJ-P2 (b).	152
Figura 4.27 Curve tensione deformazione ottenute dall'involuppo dei cicli nelle prove di martinetto doppio e dalle prove di compressione monoassiale dei muri B in scala reale e dei muri F a paramento singolo.	152
Figura 4.28 Andamento del modulo elastico tangente nelle varie prove eseguite.	153
Figura 4.29 Confronto tra le deformazioni medie verticali ricavate con la misura tradizionale (PD) e quella ottica (MI) per la prova DFJ-P1 (a) e DFJ-P2 (b).	153
Figura 4.30 Rappresentazione degli spostamenti rilevati con l'acquisizione ottica nella prova DFJ-P2 su muro A6.	154
Figura 4.31 Prova DFJ-P1 distribuzione delle tensioni sopra il secondo martinetto piatto, sezione verticale (a) prima e seconda sezione orizzontale (b) e disposizione dei trasduttori (c).	155
Figura 4.32 Prova DFJ-P2 distribuzione delle tensioni sopra il secondo martinetto piatto, sezione verticale (a) prima e seconda sezione orizzontale (b) e disposizione dei trasduttori (c).	155
Figura 4.33 Schema di prova per la calibrazione della compressione diagonale.	156
Figura 4.34 Determinazione dello scorrimento angolare mediante gli strumenti posti nel centro del pannello.	157
Figura 4.35 Disposizione della strumentazione necessaria all'esecuzione della prova diagonale.	157
Figura 4.36 Diagrammi Tensione tangenziale scorrimento angolare delle deformazioni sui due lati del muro delle prove diagonali eseguite in laboratorio: muro A1 (a), muro A3 (b), muro A4 (c) e muro A6 (d).	159
Figura 4.37 Diagrammi Tensione tangenziale scorrimento angolare delle prove diagonali con individuazione dei moduli elastici: muro A1 (a), muro A3 (b), muro A4 (c) e muro A6 (d).	160
Figura 4.38 Rappresentazione dei risultati delle prove diagonali in laboratorio con il confronto tra la forza diagonale applicata e la resistenza a taglio.	160
Figura 4.39 Muro A6 lesionato al termine della prova di compressione diagonale.	161
Figura 4.40 Rilievo del quadro fessurativo Muro A6.	161
Figura 5.1 Confronto la tensione di rottura a compressione e la tensione di fessurazione.	166
Figura 5.2 Confronto tra i moduli elastici calcolati al 10÷40% e 30÷60%.	166
Figura 5.3 Diagrammi tensione-deformazione per le pareti testate a compressione con carico monotono B3 (a) e carico ciclico B2 (b).	167
Figura 5.4 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro B.	168
Figura 5.5 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro D.	168
Figura 5.6 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro F.	168
Figura 5.7 Pannello C1 fessurazione a taglio (a), pannello C2 rottura a taglio e a compressione (b), pannello C4 rottura a flessione (c), pannello E4 rottura a flessione (d), pannello C1 separazione dei paramenti a causa di instabilità (e), pannello C8 paramento interno iniettato (f).	170

Figura 5.8 Istogrammi forza di taglio per gli stati limiti per tutti i campioni (a), valori medi per tipo di campione (b).	172
Figura 5.9 Istogrammi dello spostamento orizzontale di tutti i campioni (a) e valori medi per tipo di campione (b).	172
Figura 5.10 Confronto dei cicli isteretici per campioni in scala reale (a), campioni in scala ridotta (b), campioni in scala reale aventi stesso carico di pre-compressione (c), campioni in scala ridotta aventi stesso carico di pre-compressione (d) e tutti i campioni testati (e).	174
Figura 5.11 Campi di rottura dei campioni testati. provini non iniettati in scala 1:1 (a), provini non iniettati in scala 2:3 (b), provini iniettati in scala 1:1 (c) e provini iniettati in scala 2:3 (d).	176
Figura 5.12 Rappresentazione grafica delle velocità soniche post-iniezione per il pannello 20-O_C/F (a) e delle quantità di miscela iniettata (b).	182
Figura 5.13 Prismi di miscela prima dei test, in primo piano la miscela F deteriorata dal gelo.	182
Figura 5.14 Prova a flessione (a), prova a compressione (b) e determinazione del modulo elastico (c).	183
Figura 5.15 Istogramma con i risultati delle prove meccaniche sulle miscele.	184
Figura 5.16 Diagramma tensione tangenziale/deformazione angolare per i campioni non consolidati.	186
Figura 5.17 Diagramma tensione tangenziale/deformazione angolare per i campioni iniettati.	186
Figura 6.1 Localizzazione delle prove a Bardolino.	191
Figura 6.2 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S1.	192
Figura 6.3 Prova sonica S1: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).	192
Figura 6.4 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S2.	193
Figura 6.5 Prova sonica S2: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).	193
Figura 6.6 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S3.	194
Figura 6.7 Prova sonica S3: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).	194
Figura 6.8 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S4.	195
Figura 6.9 Prova sonica S4: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).	195
Figura 6.10 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S5.	196
Figura 6.11 Prova sonica S5: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).	196
Figura 6.12 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD1.	197
Figura 6.13 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD1.	198
Figura 6.14 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD2.	198
Figura 6.15 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD2.	199
Figura 6.16 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD3.	199

Figura 6.17 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'inviluppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD3.	199
Figura 6.18 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD4.	200
Figura 6.19 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'inviluppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD4.	200
Figura 6.20 Rilievo fotografico delle prove MPD1 (a) e MPD4 (b),	201
Figura 6.21 Schema martinetto utilizzato nelle prove 2009.	202
Figura 6.22 Ubicazione delle prove di martinetto piatto doppio della campagna 2009.	203
Figura 6.23 Schema fessurativo e rilievo fotografico, prova D1, lato A in alto e lato B.	204
Figura 6.24 Prova D1 diagramma carico/deformazione delle singole basi di misura (a) e diagramma tensione tangenziale/ scorrimento angolare per la rappresentazione del modulo di taglio (b).	204
Figura 6.25 Schema fessurativo e rilievo fotografico, prova D2, lato A in alto e lato B.	205
Figura 6.26 Prova D2 diagramma carico/deformazione delle singole basi di misura (a) e diagramma tensione tangenziale/ scorrimento angolare per la rappresentazione del modulo di taglio (b).	206
Figura 6.27 Localizzazione delle prove all'ex Ospedale San Paolo a Savona.	208
Figura 6.28 Restituzione delle velocità soniche con mappe a falsi colori (a) e diagrammi tensione deformazione delle prove con martinetto piatto doppio (b), prove POLIMI.	210
Figura 6.29 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D1 lato A in alto e lato B in basso.	211
Figura 6.30 Prova D1 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	212
Figura 6.31 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D2 lato A in alto e lato B in basso.	213
Figura 6.32 Prova D2 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	213
Figura 6.33 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D3 lato A in alto e lato B in basso.	214
Figura 6.34 Prova D3 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	215
Figura 6.35 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D4 lato A.	215
Figura 6.36 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D4 lato B.	216
Figura 6.37 Prova D4 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	216
Figura 6.38 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D5 lato A in alto e lato B in basso.	217
Figura 6.39 Prova D5 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	217
Figura 6.40 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D6 lato A in alto e lato B in basso.	218
Figura 6.41 Prova D6 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	219
Figura 6.42 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D7 lato A in alto e lato B in basso.	219
Figura 6.43 Prova D7 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).	220

Figura 6.44 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D8 lato A.....	220
Figura 6.45 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D8 lato B in basso.	221
Figura 6.46 Prova D8 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).....	221
Figura 6.47 Resistenza a taglio (a) e modulo a taglio G (b) delle prove di compressione diagonale.....	224
Figura 6.48 Incrementi di resistenza a taglio al crescere dei livelli di conoscenza per i casi studio di Bardolino (a) e di Savona (b).	226
Figura 6.49 Risparmio sui costi d'intervento di miglioramento per i casi studio di Bardolino (a) e di Savona (b).	231
Figura A.1 Muri A: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.....	245
Figura A.2 Muri B: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.....	246
Figura A.3 Muri C: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.....	247
Figura A.4 Muri D: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.....	248
Figura A.5 Muri E: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.....	249
Figura A.6 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri B.....	250
Figura A.7 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri D.	250
Figura A.8 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri F.....	251
Figura A.9 Campione C1 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 1,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).....	251
Figura A.10 Campione C2 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 1,25 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).....	252
Figura A.11 Campione C3 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 0,75 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).....	252
Figura A.12 Campione C4 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 0,50 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).....	253
Figura A.13 Campione C5 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	253
Figura A.14 Campione C6 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,50 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	254
Figura A.15 Campione C7 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,25 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	254
Figura A.16 Campione C8 (R) in scala 1:1 (σ'_0 2,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	255

Figura A.17 Campione E1 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 0,50 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	255
Figura A.18 Campione E2 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 1,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	256
Figura A.19 Campione E3 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 0,75 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	256
Figura A.20 Campione E4 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 1,25 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	257
Figura A.21 Campione E5 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,25 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	257
Figura A.22 Campione E6 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	258
Figura A.23 Campione E7 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,50 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	258
Figura A.24 Campione E8 (R) in scala 2:3 (σ'_0 2,00 N/mm ²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).	259
Figura A.25 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri C.	260
Figura A.26 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri E.	261
Figura A.27 Quantità di miscela iniettata nel pannello 01-0_C/A lato esterno (a) e lato interno (b).	262
Figura A.28 Quantità di miscela iniettata nel pannello 02-0_C/A lato esterno (a) e lato interno (b).	262
Figura A.29 Quantità di miscela iniettata nel pannello 06-S_C/B (a) e nel pannello 07-S_C/B (b).	262
Figura A.30 Quantità di miscela iniettata nel pannello 10-O_C/C (a) e nel pannello 11-O_C/C (b).	263
Figura A.31 Quantità di miscela iniettata nel lato esterno del pannello 14-0_C/D (a) e del pannello 15-0_C/D (b).	263
Figura A.32 Quantità di miscela iniettata nel lato interno del pannello 14-0_C/D (a) e del pannello 15-0_C/D (b).	263
Figura A.33 Quantità di miscela iniettata nel pannello 16-T_C/E (a) e nel pannello 17-T_C/E (b).	264
Figura A.34 Quantità di miscela iniettata nel pannello 19-S_C/F (a) e nel pannello 20-S_C/F (b).	264
Figura A.35 Pannello 01-O_C/A: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	265
Figura A.36 Pannello 02-O_C/A: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	265

Figura A.37 Pannello 03-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	266
Figura A.38 Pannello 04-S_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	266
Figura A.39 Pannello 05-S_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	266
Figura A.40 Pannello 06-S_C/B: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	267
Figura A.41 Pannello 07-S_C/: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	268
Figura A.42 Pannello 08-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	268
Figura A.43 Pannello 09-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	268
Figura A.44 Pannello 10-O_C/C: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	269
Figura A.45 Pannello 11-O_C/C: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	270
Figura A.46 Pannello 03-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b). Mappa delle velocità soniche del pannello 12-O_U (a), Istogramma della velocità sonica dei punti (b).	270
Figura A.47 Pannello 13-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	270
Figura A.48 Pannello 14-O_C/D: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	271
Figura A.49 Pannello 15-O_C/D: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	272
Figura A.50 Pannello 16-T_C/E: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	272
Figura A.51 Pannello 17-T_C/E: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	273
Figura A.52 Pannello 18-T_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).	273
Figura A.53 Pannello 19-O_C/F: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	274
Figura A.54 Pannello 20-O_C/F: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).	275

Figura A.55 Pannello 21-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della
velocità sonica dei punti (b).....275

1 INTRODUZIONE

1.1 Stato dell'arte

L'attuale testo vigente delle Norme Tecniche per le Costruzioni ha introdotto nuove definizioni all'interno dell'ottavo capitolo relativo alle costruzioni esistenti per le verifiche in zona sismica.

Recependo e ampliando la metodologia proposta nell'Eurocodice 8 Parte 3 sono stati introdotti i livelli di conoscenza e ne sono stati definiti gli standard minimi per poter analizzare una struttura. Partendo dal semplice rilievo geometrico e critico dell'edificio e proseguendo con analisi più approfondite come l'esecuzione di prove debolmente distruttive o distruttive la conoscenza del complesso edilizio aumenta. All'aumento della conoscenza è legata una riduzione dell'incertezza dei parametri meccanici utilizzati e delle condizioni di vincolo degli elementi strutturali. Per tener conto dell'incertezza è stato introdotto il fattore di confidenza, un coefficiente riduttivo da applicare a tutte le proprietà dei materiali. Nel caso in cui le proprietà dei materiali non siano note e non s'intenda eseguire nessuna caratterizzazione sui materiali la normativa propone dei valori tabellari a cui fare riferimento anche per le murature storiche in pietra.

Il sisma del 6 aprile 2009 che ha colpito il centro storico L'Aquila e altri centri minori ha messo in evidenza come gli edifici storici tutelati e le sedi di attività pubbliche strategiche come la Prefettura, gli ospedali e le scuole debbano essere soggetti a verifiche sismiche e conseguentemente sottoposti ad interventi qualora non risultino verificati.

L'evento sismico ha quindi accelerato il processo di verifica degli edifici pubblici e privati necessario per la riduzione del rischio sismico. I progettisti hanno da subito dimostrato grande interesse per l'approccio basato sui livelli di conoscenza e sulle prove richieste per raggiungere il livello *LC2* e *LC3*. Le indagini in sito, da sempre relegate all'ambito della ricerca o a strutture speciali perché costose e in parte invasive, hanno quindi avuto un nuovo impulso. Per contro, la qualità dei risultati offerti da prove condotte non a regola d'arte e le carenze nelle relazioni interpretative possono mettere in difficoltà l'utilizzatore finale non sufficientemente esperto su come utilizzare i parametri ricavati da tali prove.

A tali difficoltà si aggiunge il fatto che la muratura è un materiale poco conosciuto, nonostante sia molto presente nel patrimonio edilizio italiano ed europeo. Nelle scuole d'ingegneria dopo il diciannovesimo secolo è stata infatti posta l'attenzione sulle costruzioni in acciaio e calcestruzzo armato senza far evolvere di pari passo la conoscenza sulla muratura a partire dalle regole empiriche utilizzate per secoli dai capomastri nella sua realizzazione. È quindi necessario colmare alcune di queste carenze conoscitive per garantire la corretta conservazione dei beni esistenti.

La conservazione dei beni architettonici non può quindi prescindere dalla necessità di analizzarne le strutture. Una corretta valutazione, effettuata da personale correttamente formato, sulla base di un progetto delle indagini formulato adeguatamente, può portare a risultati significativi accrescendo realmente il livello di conoscenza della struttura in esame.

1.2 Obiettivi e metodo della ricerca

La presente tesi ha come scopo la sistematizzazione di metodologie sperimentali in sito e in laboratorio per la qualificazione di murature storiche.

Questo lavoro mira quindi a fornire nuove informazioni e le linee guida sull'esecuzione e sull'interpretazione dei risultati di prove eseguite in sito con diversi gradi d'invasività.

Per migliorare la conoscenza e l'affidabilità delle prove in sito di martinetto piatto singolo e doppio sono stati eseguiti alcuni test in condizioni note in laboratorio su muratura in mattoni e su muratura in pietra a tre paramenti. Sulla stessa muratura in pietra sono state eseguite prove di compressione diagonale per valutare gli effetti del confinamento nel caso in cui la prova venga eseguita senza isolare il lato superiore del pannello.

Sono state eseguite due campagne sperimentali con l'obiettivo di valutare l'efficacia di interventi di consolidamento con iniezioni eseguiti su muratura in pietra.

Una prima attività svolta prevalentemente in laboratorio è stata eseguita su campioni di muratura in pietra a tre paramenti costruiti con materiali e tecniche tipici delle murature dell'edilizia minore italiana. Questa sperimentazione ha previsto l'esecuzione di prove soniche dirette per valutare gli incrementi di velocità dopo le iniezioni. Per la valutazione dei parametri meccanici della muratura nello stato originario e consolidato sono state eseguite prove di compressione monoassiale e prove cicliche di compressione e taglio.

L'altra attività riguarda il consolidamento di murature danneggiate dal sisma dell'Aquila operato da quattro produttori nazionali di malte e miscele per il restauro delle murature. Per valutare gli interventi sono state eseguite prove soniche pre e post iniezione e prove di compressione diagonale in sito su pannelli consolidati e non consolidati.

Infine si presentano due casi studio, una corte rurale in località San Colombano a Bardolino (VR) e l'ex Ospedale San Paolo in Savona, dove sono state eseguite prove in sito per il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3*. Tali campagne prove hanno previsto l'esecuzione di prove soniche dirette, prove di martinetto piatto singolo e doppio e prove di compressione diagonale. Sulla base dei risultati ottenuti dai due casi studio si è valutata la convenienza economica dei diversi livelli di conoscenza.

1.3 Struttura della tesi

La presente tesi è strutturata in sette capitoli compresa la presente introduzione in cui sono presentati gli obiettivi e i metodi della ricerca.

Nel secondo capitolo si presenta lo stato dell'arte relativo alle murature storiche. È stato illustrato l'attuale impianto normativo relativo alla valutazione dei parametri meccanici della muratura proseguendo con la definizione delle tipologie murarie. Si sono riportati i metodi d'indagine attualmente utilizzati per la qualificazione della muratura divisi in base alla loro invasività tra prove non distruttive, debolmente distruttive e distruttive, quest'ultime eseguite in sito o in laboratorio. Si sono riassunti brevemente gli interventi attualmente utilizzati per il consolidamento della muratura in relazione ai possibili dissesti delle più comuni tipologie murarie. Infine il capitolo due contiene una collezione di ricerche reperite in letteratura su metodi di prova applicati a casi reali e sperimentazioni su muratura in pietra consolidata o meno. I lavori sono stati raggruppati in base agli obiettivi delle ricerche analizzate.

Il terzo capitolo presenta le sperimentazioni effettuate suddivise anch'essi secondo lo scopo delle prove eseguite quale:

- la validazione di metodi di prova in sito con verifiche di laboratorio;
- la valutazione dell'efficacia degli interventi di consolidamento con iniezioni di miscele a base di calce idraulica naturale;
- l'applicazione in sito dei diversi metodi d'indagine e consolidamento studiati, per la verifica in sito dei risultati ottenuti in laboratorio e per il confronto tra diversi possibili livelli di conoscenza, incluso *LC3*.

Per ogni tipo di prova eseguita sono riportati i modi in cui sono state eseguite le prove sia dal punto di vista prettamente tecnico dell'esecuzione sia dal punto di vista dell'elaborazione dei risultati. Sono presentate la prova sonica diretta, le prove di martinetto piatto singolo e doppio, la prova di compressione monoassiale, di compressione diagonale, la prova ciclica di compressione e taglio.

Il quarto capitolo presenta le considerazioni dedotte dalla verifica in laboratorio dei metodi di prova tipicamente usati in sito: martinetto piatto singolo e doppio su muratura in mattoni e in pietra a tre paramenti e la prova di compressione diagonale su muratura in pietra.

Il quinto capitolo presenta le sperimentazioni in laboratorio e in sito in Abruzzo su muratura in pietra. L'obiettivo è la verifica dell'efficacia del consolidamento con miscele d'iniezione per murature di questo tipo.

Il sesto capitolo contiene i risultati dei due casi studio di Bardolino e Savona aventi come obiettivo l'esecuzione di prove in sito della muratura per il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3*. Inoltre viene discusso l'attuale approccio delle Norme Tecniche per le Costruzioni, con un'analisi costi benefici del raggiungimento di *LC3*.

Infine, il settimo capitolo riporta le conclusioni generali del presente lavoro, e in appendice vengono riportati i principali diagrammi sperimentali per le prove effettuate.

2 STATO DELL'ARTE

2.1 Introduzione

Nel presente capitolo viene presentato lo stato dell'arte relativo alla muratura storica sotto diversi punti di vista. Il punto di riferimento dell'intera ricerca il processo di conoscenza per le strutture esistenti richiesto dall'attuale normativa italiana per il loro calcolo e la verifica, della quale sono riportate le parti più importanti relativamente agli edifici esistenti in muratura. Passaggio imprescindibile per una corretto inquadramento del problema è la classificazione della muratura. In seguito sono illustrati i metodi di prova sulla muratura disponibili suddivisi secondo l'ormai consolidata divisione tra prove non distruttive (NDT), debolmente distruttive (MDT) e distruttive (DT).

Infine sono state raccolte varie sperimentazioni sui temi attinenti a questo lavoro ricavandone valori medi delle proprietà della muratura utili come riferimento.

2.2 Normativa di riferimento

Il Ministero delle Infrastrutture e Trasporti con le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2008), approvate con Decreto Ministeriale il 14 gennaio 2008 ed entrate in vigore il 1° Luglio 2009 e la relativa Circolare n.617 contenente istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni del 2 febbraio 2009, definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Contribuisce a fornire indicazioni per la valutazione e riduzione del rischio sismico nel caso del patrimonio culturale tutelato, la Direttiva del PCM del 9 febbraio 2011: “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”.

La normativa pertanto prescrive, preliminarmente alla valutazione della sicurezza sismica della struttura, l'acquisizione di dati dalle seguenti fonti:

- documenti di progetto e fonti storiche;
- rilievo strutturale, geometrico e dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

La conoscenza dell'edificio in muratura può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Le informazioni si devono acquisire analizzando i seguenti punti:

- rilievo storico-critico: al fine di individuare il sistema strutturale esistente e il suo stato di sollecitazione è necessario ricostruire il processo di realizzazione e le modifiche, o eventi particolari, subiti nel tempo dal manufatto;
- rilievo geometrico-strutturale: riferito all'intero organismo ma anche ai singoli elementi costruttivi, vanno poste in evidenza le modificazioni, i dissesti, i quadri fessurativi e i meccanismi di danno;
- caratterizzazione meccanica dei materiali: concorrono alla conoscenza dei materiali le documentazioni disponibili, le verifiche visive e le prove sperimentali; le indagini

devono essere motivate e devono avere il minimo impatto in termini di conservazione, soprattutto nel caso di beni culturali.

Sulla base degli approfondimenti descritti ai punti precedenti, vengono individuati i livelli di conoscenza e definiti i fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza. Nelle verifiche le azioni e le combinazioni dei carichi da considerare nei calcoli sono definiti come per gli edifici di nuova progettazione nelle NTC 2008.

La norma specifica come la quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da usare nelle verifiche di sicurezza, nonché consente una valutazione più realistica dell'eventualità e di quali tipi di meccanismi di collasso possano verificarsi nella struttura, per condurre le relative verifiche di sicurezza.

2.2.1 Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 introducono tre classi per diversificare il grado di dettaglio acquisito nella conoscenza dell'edificio.

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

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive.

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, si introduce il fattore di confidenza (F_c). Il fattore di confidenza viene assunto dal progettista, può variare tra 1 e 1,35 e si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica. Nei modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali il fattore di confidenza si applica alle proprietà dei materiali, riducendo sia i moduli elastici sia le resistenze. Nei modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza deve essere applicato direttamente alla capacità della struttura, ovvero si riduce l'accelerazione resistente corrispondente al raggiungimento dei diversi stati limite.

In Tabella 2.1 sono schematizzati le verifiche e le indagini necessari per raggiungere i diversi livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza.

Tabella 2.1 Livelli di conoscenza riportati in Tabella C8A.1.1 della Circolare n.617 NTC 2008.

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di confidenza
LC1	Rilievo strutturale	Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate	1,35
LC2		Verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese	1,20
LC3			Indagini in situ esaustive	1,00

Per quanto riguarda gli immobili tutelati vengono fornite indicazioni utili dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” del 2011 in cui i concetti per la valutazione della sicurezza sismica e il progetto di eventuali interventi vengono adattati alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale, in particolare alle costruzioni in muratura. Vengono quindi ridefiniti, nelle linee guida, i livelli di conoscenza del manufatto, considerando le difficoltà riscontrabili nello studio di un bene tutelato.

Il fattore di confidenza, così rivisto per i beni tutelati, può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{ck} , sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 2.2, i cui valori sono associati a quattro categorie d'indagine ed al livello di approfondimento che esse raggiungono:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} \quad (2.1)$$

Tabella 2.2 Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza (Linee guida 2011).

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo FC1 = 0.05	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.12	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili FC3 = 0.12	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni FC4 = 0.06
Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi FC1 = 0	Esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.06	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0.06	Disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0.03
	Esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0

2.2.2 Definizione dei parametri meccanici sulla base del livello di conoscenza

Ritornando al caso generale trattato nelle NTC 2008, a seconda del livello di conoscenza raggiunto, e per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare nelle analisi e nelle verifiche strutturali possono essere definiti come segue:

Tabella 2.3 Livelli di conoscenza riportati in Tabella C8A.1.1 della Circolare n.617 NTC 2008.

Livello di conoscenza	Resistenze	Moduli
LC1	valore tabellare minimo	valore tabellare medio
LC2	valore tabellare medio	valore tabellare medio
tre o più dati sperimentali	valore sperimentale medio	valore sperimentale o tabellare medio
LC3	media sperimentale > max tabellare valore tabellare massimo	valore sperimentale o tabellare medio
	due dati sperimentali min tabellare < media sperimentale < max tabellare valore tabellare medio	
	media sperimentale < min tabellare valore sperimentale medio	
	valore sperimentale > max tabellare valore tabellare medio	
un dato sperimentale	min tabellare < valore sperimentale < max tabellare valore tabellare medio valore sperimentale < min tabellare valore sperimentale medio	valore sperimentale o tabellare medio

In Tabella 2.4 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi in funzione del livello di conoscenza acquisito. Viene fornita la resistenza a compressione (f_m), la resistenza a taglio (τ_0), i moduli di elasticità normale (E) e tangenziale (G) e il peso della muratura (W). I moduli E e G riportati si riferiscono a condizioni della muratura non fessurate (Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 NTC 2008).

I valori in tabella si riferiscono a murature realizzate con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tabella 2.4 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura (Circolare n.617 NTC 2008)

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	W
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/m ³]
	min max	min max	min max	min max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	W [kN/m ³]
	[N/cm ²] min max	[N/cm ²] min max	[N/mm ²] min max	[N/mm ²] min max	
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 (foratura < 45%)	400	30,0	3600	080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (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	

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione o in presenza di murature consolidate, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 NTC 2008, applicando coefficienti migliorativi con valori massimi in Tabella 2.5.

Tali valori per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella 2.5 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.2 Circolare n.617 NTC 2008)

Tipologia di muratura	Malta buona qualità *	Giunti sottili ** (<10 mm)	Ricorsi o listature***	Connessione trasv. anche artificiale ***	Nucleo scadente ampio *	Iniezione miscele leganti *	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2 (1,1)	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5 (1,25)	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadati	1,2	1,2 (1,1)	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5 (1,25)	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G)

** sia alla resistenza a compressione (f_m), sia ai moduli elastici (E e G); per la resistenza a taglio (τ_0) incremento percentuale dimezzato

*** solo parametri di resistenza (f_m e τ_0).

2.3 Classificazione delle murature

2.3.1 Classificazioni sistematiche e fenomenologiche

Il raggiungimento di un certo livello di conoscenza presuppone, come visto in §2.2, innanzi tutto il riconoscimento della tipologia muraria. A tal fine la classificazione tipologica delle murature è dettata in modo rigoroso ed ordinato nonché semplice da alcuni testi, i quali hanno come obiettivo la generica elencazione delle murature storiche esistenti (Carbonara, 1996) e la proposta di modelli che le interpretano meccanicamente (Giuffrè, 1990).

Secondo il primo tipo di classificazione, sistematica, le murature sono suddivise in funzione dell'elemento resistente principale:

- murature in pietra,
- murature in mattoni cotti,
- murature in mattoni crudi,
- murature formacee.

Dopo questa prima suddivisione, le murature sono studiate sotto altre voci diverse per ogni tipo di elemento costituente che dipendono fondamentalmente dalla disposizione e tessitura degli elementi.

Murature in pietra da taglio

Costituite da elementi regolari talvolta posti in opera senza malta che trovano largo impiego in edifici monumentali. La disposizione dei conci può essere (Figura 2.1), se larghi come lo spessore del muro, "isodoma" (con ricorsi delle stesse dimensioni) o "pseudo isodoma" (con ricorsi di spessore variabile) e se più piccoli dello spessore del muro, come per le murature in mattoni, a croce o alla gotica, in modo da ottenere le necessarie legature (Figura 2.2).

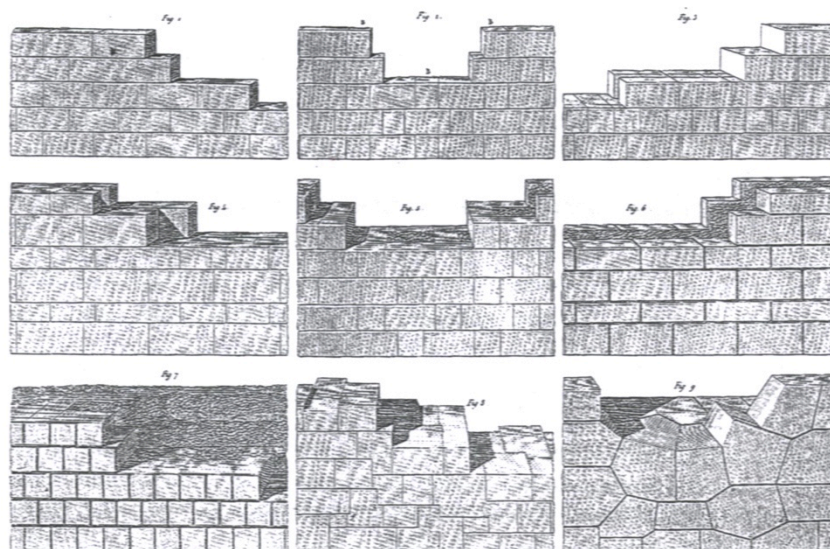


Figura 2.1 Casistica di murature a blocco. (Carbonara, 1996)

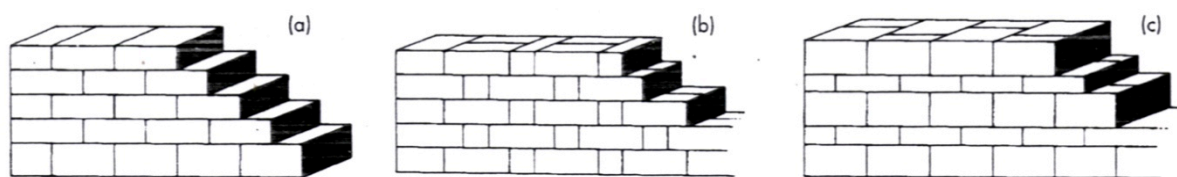


Figura 2.2 Apparecchiature murarie con blocchi di pietra conca, squadrata. Muratura isodoma (a), muratura a diatoni ed ortostati (b), muratura pseudo isodoma (c). (Carbonara, 1996)

Murature in pietra grossolanamente squadrata

Composte di pietre che hanno subito solo i tagli necessari per ottenere due facce lisce e parallele. I conci sono quindi di svariate dimensioni e forme. I più grandi sono utilizzati per le legature ed i corsi di ripartizione, i medi sul paramento ed i più piccoli nel nucleo.

Muratura in pietrame

Essendo le più diffuse, presentano differenziazioni più rilevanti, in funzione della natura del materiale e della modalità di posa e di collegamento:

- muri a secco;
- muri di pietrame e malta;
- muri di ciottoli e malta.

Murature miste

Formate da materiali diversi connessi tra loro ma con compiti specifici (Figura 2.3). In funzione alla composizione dello spessore:

- murature omogenee;
- murature a sacco;
- muratura mista composta di nucleo di pietre spezzate e pezzame di mattone.

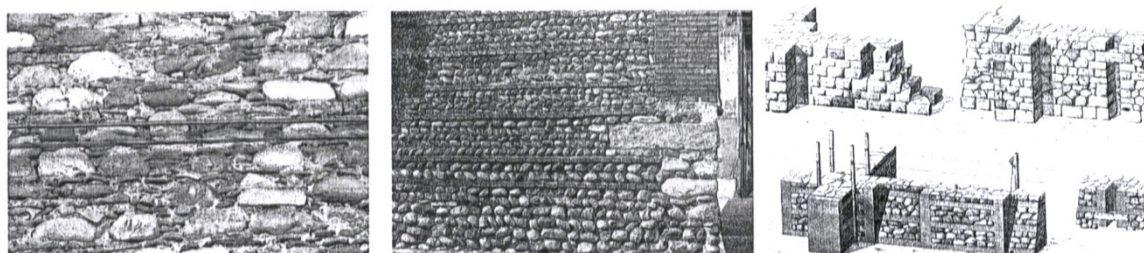


Figura 2.3 Muratura mista di pietra e laterizio. (Carbonara, 1996)

Murature in mattoni cotti o crudi

La disposizione dei mattoni può assumere molteplici tessiture (Figura 2.4), in relazione allo spessore dei muri a una testa, due teste, tre teste, quattro o più teste ed a filari diagonali.

Murature formacee

Costituite con un getto di materiale plasmabile che, indurendo, assume la configurazione della sua cassaforma. Le più diffuse sono:

- muratura di fango;
- muratura di conglomerati a base di calce.

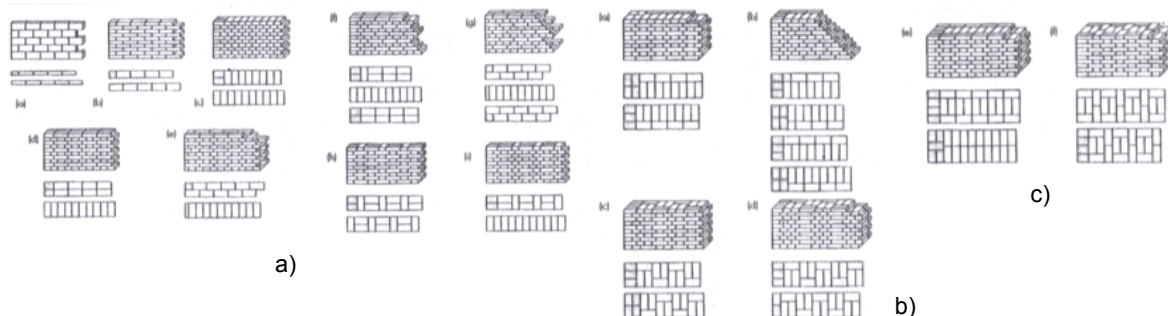


Figura 2.4 Disposizione dei mattoni in relazione allo spessore, murature a due teste (a), a tre teste (b) e a quattro teste (d). (Carbonara, 1996)

Le tipologie murarie dedotte a livello fenomenologico per proseguire il secondo obiettivo elencato precedentemente, ovvero studiare la meccanica delle murature storiche (Giuffrè, 1990), sono frutto di due filoni di tecniche murarie:

- la *tradizione popolare*, con l'uso di materiali locali non sempre rispettosa delle regole dell'arte;
- la *tradizione colta*, legata all'astrazione geometrica che risponde a regole rigorose sia per la preparazione degli elementi di pietra che compongono la muratura sia per la loro posizione.

Una tipologia non classificabile tra le due è la muratura ciclopica, o mura peslagiche, utilizzata per opere di fortificazione, di sostegno o per la costruzione di grossi edifici realizzati da grandi blocchi di forma irregolare accostati senza interposizione di leganti.

Alla tradizione popolare appartengono:

- muri detti "formacei", costruiti con terra argillosa;
- muri di argilla cruda;
- murature di pietre grezze accostate senza legante (macera).

La tradizione colta invece è rappresentata dalla muratura in pietra squadrata, l'opus quadratum, cioè la muratura isodoma e pseudo isodoma.

Questa è caratterizzata da due ordini di pietre (Figura 2.5):

- gli *ortostati*, blocchi parallelepipedi posti con il loro lato più lungo nella direzione del muro;
- i *diatoni*, blocchi parallelepipedi posti con la maggior lunghezza ortogonale al muro (in chiave, di punta o di testa).

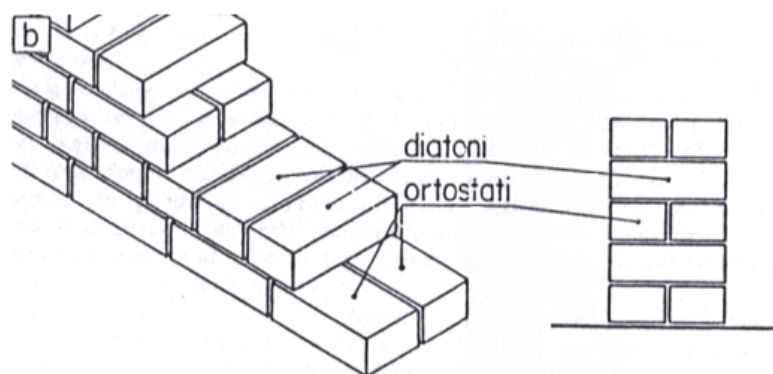


Figura 2.5 Disposizione delle pietre squadrate. (Giuffrè, 1990)

Secondo Giuffrè quindi la disposizione degli elementi resistenti, in particolare i diatoni, e la loro dimensione sono i fattori che influenzano il comportamento meccanico della muratura rendendola adatta o meno a sopportare carichi verticali ed orizzontali. La presenza o meno di questi elementi, oltre alla resistenza intrinseca dei materiali, la forma e dimensioni degli elementi resistenti costituiscono quindi le discriminanti per qualificare le murature.

2.3.2 Schede per la valutazione della vulnerabilità sismica delle murature

Il gruppo nazionale per la difesa dai terremoti (GNDT) ha realizzato la scheda di primo livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza sismica AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica) frutto delle esperienze effettuate sul campo, attraverso l'utilizzazione di schede a diversi livelli di dettaglio nei terremoti passati (Irpinia '80, Abruzzo '84, Basilicata '90, Reggio Emilia '96).

La scheda è finalizzata al rilevamento delle caratteristiche tipologiche, del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase di emergenza che segue il terremoto e consente di effettuare un rilievo speditivo insieme ad una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di dati tipologici e metrici degli edifici.

La terza sezione della scheda si propone come obiettivo principale quello di indirizzare il rilevatore verso una conoscenza approfondita del manufatto, all'interno di un percorso guidato di analisi in grado di orientare verso il giudizio finale di agibilità, evidenziando indicatori di vulnerabilità, che possono condizionare la risposta della struttura all'azione sismica (GNDT, AA. VV., 2000).

La scheda prevede una distinzione delle strutture in muratura in due classi in funzione della tessitura muraria, irregolare e regolare:

- Muratura di tipo I: a tessitura irregolare e di cattiva qualità;
- Muratura di tipo II: a tessitura regolare e di buona qualità.

L'attribuzione della categoria è aiutata con la consultazione di abachi, tabelle e fotografie, ma rimane tuttavia all'operatore il compito di assegnare alla muratura la tipologia di appartenenza fra le due. Un primo abaco (Tab. 1.1) propone una classificazione fondata sull'analisi del paramento esterno (1° livello di conoscenza).

Tab. 1.1: Abaco delle murature basato sul paramento esterno, 1° livello di conoscenza. (GNDT, AA. VV., 2000)

Tipo	Tipo di elementi	Codice Tipo	Codice Ricorsi	Assegnazione	Esempi di Tessitura
A	<i>Pietra arrotondata o ciottoli di fiume di piccole o medie dimensioni</i>	A1	SR (no)		
			CR (si)		
	<i>Pietra grezza o pietrame: scapoli di cava, scaglie, pietre di pezzature varia</i>	A2	SR (no)		
			CR (si)		
B	<i>Elementi lastriformi ("pietra a soletti")</i>	B1	SR (no)		
			CR (si)		
	<i>Elementi pseudo regolari sommariamente lavorati</i>	B2	SR (no)		
			CR (si)		
C	<i>Pietra naturale squadrata (tufo, calcare, arenaria, ecc.)</i>	C1	SR (no)		
			CR (si)		
	<i>Pietra artificiale (mattoni)</i>	C2			

Su tali basi la muratura è classificata in tre grandi famiglie:

- muratura irregolare (cod. A);
- muratura sbozzata (cod. B);
- muratura regolare (cod. C).

In tutti i casi, la tessitura può essere (codice CR) o non essere (codice SR) rinforzata con ricorsi di mattoni o pietre regolari con passo abbastanza costante (dello stesso ordine di grandezza dello spessore).

Dall'abaco è evidente la notevole incertezza nell'assegnazione del tipo di muratura, I o II, particolarmente per la muratura sbozzata (codice B). E' stata quindi prevista l'acquisizione di ulteriori informazioni (Figura 2.6) su:

- la qualità della malta (II° livello di conoscenza), valutata in situ attraverso un test di scalfittura, al fine di distinguere le malte di cattiva qualità molto friabili, che si sgretolano tra le mani (Mc), da quelle di buona qualità più resistenti (Mb: ad es. malte cementizie);
- la sezione muraria (III° livello di conoscenza), distinta nei due casi di muratura con paramenti ben collegati (Pc) e paramenti scollegati o mal collegati (Ps; è il caso di molte murature povere a sacco).

		I - II		I° livello di conoscenza	
Tipo di malta →		Mc	Mb		
		I	II	II° livello di conoscenza	
Tipo di sezione →		Ps	Pc	Ps	Pc
		I	I	I/II	II
		III° livello di conoscenza			

Figura 2.6 Esempio di attribuzione della classe di qualità della muratura in funzione del livello di conoscenza. (GNDT, AA. VV., 2000)

La classificazione tipologica delle murature, pertanto, allo scopo di determinarne la vulnerabilità sismica dell'edificio, si può definire in riferimento a Figura 2.7 e Figura 2.8. Alla verifica dei fatti, questo approccio ha denunciato importanti limiti, legati principalmente ai quattro fattori seguenti:

- impossibilità di prevedere nella scheda tutte le possibili tipologie di elementi costruttivi, pur operando in un ambito relativamente ristretto, quale quello regionale o nazionale;
- difficoltà di riconoscimento delle diverse tipologie;
- variabilità delle tipologie nell'ambito dello stesso edificio;
- variabilità del comportamento sismico di tipologie "esteticamente" simili, e dunque classificate come uguali.

A1: PIETRA ARROTONDATA			A2: PIETRA GREZZA																						
Descrizione: costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccoli e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura disordinata quanto ordinata			Descrizione: costituita prevalentemente da pietra grezza generalmente non lavorata o di difficile lavorazione; elementi di forma irregolare di varie dimensioni come scapoli di cava e spezzoni di pietre																						
Senza Ricorsi (S.R.)			Senza Ricorsi (S.R.)																						
	Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	I			Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I/II</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	I/II	
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	I																								
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	I/II																								
	Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	I			Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I/II</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	I/II	
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	I																								
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	I/II																								
Con Ricorsi (C.R.)			Con Ricorsi (C.R.)																						
	Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	I			Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I - II</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I/II</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I	I/II	Ps	Pc	I	II	
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	I																								
I - II																									
Mc	Mb																								
I	I/II																								
Ps	Pc																								
I	II																								
	Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">II</td></tr> </table>	I		Mc	Mb	I	I	Ps	Pc	I	II			Attribuzione <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">I - II</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Mc</td><td style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I/II</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I	I/II	Ps	Pc	I	II	
I																									
Mc	Mb																								
I	I																								
Ps	Pc																								
I	II																								
I - II																									
Mc	Mb																								
I	I/II																								
Ps	Pc																								
I	II																								

Figura 2.7 Abaco delle murature irregolari in pietra arrotondata (cod. A1) e pietra grezza (cod. A2). (GNDT, AA. VV., 2000)

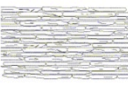

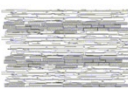



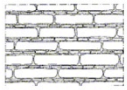



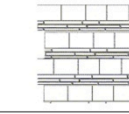

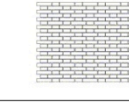

B1: PIETRA LASTRIFORME														
Descrizione: costituita generalmente da elementi semilavorati, lastriformi ("pietra a soletti") ottenuti da rocce di scarsa potenza che tendono a sfaldarsi lungo il loro piano orizzontale. La forma quasi regolare degli elementi esclude quasi sempre la tessitura disordinata.														
Senza Ricorsi (S.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">I - II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I III</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I III</td><td>I II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I III		Pa	Pc	Pd	Pe	I III	I II	 Nocera Umbra (PG)
I - II														
Mc	Mb													
I III														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I III	I II													
Con Ricorsi (C.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">I - II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I II</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I II</td><td>II II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I II		Pa	Pc	Pd	Pe	I II	II II	 San Leo (PS)
I - II														
Mc	Mb													
I II														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I II	II II													
B2: PIETRA PSEUDO REGOLARE														
Descrizione: Costituita da pietra semilavorata quasi regolare e di dimensioni maggiori rispetto alla precedente. La pseudo regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.														
Senza Ricorsi (S.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">I - II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I/II III</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I II</td><td>I II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I/II III		Pa	Pc	Pd	Pe	I II	I II	 Cerchiaro (CS): pietra calcarea semilavorata
I - II														
Mc	Mb													
I/II III														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I II	I II													
Con Ricorsi (C.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">I - II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I/II II</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I II</td><td>I II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I/II II		Pa	Pc	Pd	Pe	I II	I II	
I - II														
Mc	Mb													
I/II II														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I II	I II													
C1: PIETRA SQUADRATA														
Descrizione: costituita da pietre squadrate di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.														
Senza Ricorsi (S.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">I - II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I/II II</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I II</td><td>I/II II</td></tr> </table>	I - II		Mc	Mb	I/II II		Pa	Pc	Pd	Pe	I II	I/II II	 Benevento: tufo vulcanico
I - II														
Mc	Mb													
I/II II														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I II	I/II II													
 Favignana (TP)														
Con Ricorsi (C.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">I/II II</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I/II II</td><td>II II</td></tr> </table>	II		Mc	Mb	I/II II		Pa	Pc	Pd	Pe	I/II II	II II	 Napoli: tufo vulcanico e mattoni
II														
Mc	Mb													
I/II II														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I/II II	II II													
C2: MATTONI														
Descrizione: costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata.														
Senza Ricorsi (S.R.)														
Attribuzione 	<table border="1"> <tr><td colspan="2">II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td>Mb</td></tr> <tr><td colspan="2">II II</td></tr> <tr><td>Pa</td><td>Pc</td><td>Pd</td><td>Pe</td></tr> <tr><td>I/II II</td><td>II II</td></tr> </table>	II		Mc	Mb	II II		Pa	Pc	Pd	Pe	I/II II	II II	 Nocera Umbra (PG)
II														
Mc	Mb													
II II														
Pa	Pc	Pd	Pe											
I/II II	II II													

Figura 2.8 Abaco delle murature irregolari, pietra lastriforme (Cod. B1), pietra pseudo regolare (cod. B2), murature regolari in pietra squadrata (cod. 12) e mattoni (cod. C2). (GNDT, AA. VV., 2000)

Il superamento delle problematiche sopra esposte lo si è potuto trovare ribaltando l'approccio, ossia riportando la classificazione ad un'interpretazione del comportamento dei diversi elementi costruttivi sotto l'azione sismica e coinvolgendo nel giudizio lo stesso rilevatore. Si è perciò passati da un approccio descrittivo ad un approccio comportamentale. Conseguentemente, se si fa riferimento ai relativamente pochi comportamenti possibili, la scheda di rilievo si semplifica notevolmente. La semplificazione porta in generale ad una maggiore affidabilità del dato, a condizione che la decisione di sintesi richiesta all'operatore sia ben guidata (GNDT, AA. VV., 2000).

2.3.3 Scheda per il rilievo tipologico dei danni sismici agli edifici (POLIMI)

La scheda per il rilievo tipologico dei danni sismici agli edifici è la sintesi di numerose rilievi lavori in sito, ed è finalizzata alla valutazione del comportamento sismico di edifici esistenti e gli eventuali interventi di miglioramento da effettuare.

Il comportamento meccanico di una muratura dipende fortemente dalla sua tipologia che non è facilmente deducibile dalla sola osservazione del paramento. Dall'analisi delle murature è possibile ricavare delle molteplici informazioni utili per differenti finalità: individuare le diverse fasi di costruzione di un edificio, definire i criteri costruttivi propri di un periodo storico o di una determinata area geografica, favorire la comprensione della logica di cantiere e indirizzare gli interventi volti alla conservazione (Cardani, 2003).

I punti su cui occorre trarre informazioni sono:

- Il materiale da costruzione, perlopiù materiale lapideo a volte affiancato da laterizi con funzione di zeppe e il tipo di malta e di aggregati usati;
- La posa in opera, la tessitura muraria in funzione della disposizione delle pietre;
- Il tipo di sezione, con attenzione al numero di paramenti e ammorsamento.

La classificazione attraverso questi parametri base consente di raggruppare, all'interno della stessa tipologia, murature lievemente diverse ma sostanzialmente con lo stesso comportamento meccanico. In seguito, secondo una lettura scalare della muratura, dal generale al particolare, si aggiungono delle voci di approfondimento nel caso si voglia proseguire nella conoscenza del manufatto. Questi parametri sono definiti attraverso delle voci di approfondimento, riassunte in Tabella 2.6, Tabella 2.7 e Tabella 2.8.

Tabella 2.6 Parametri da determinare per la classificazione tipologica.

Parametri di base	Voci principali	Voci di approfondimento
Elementi lapidei	Forma elementi lapidei	Litotipo Provenienza Lavorazione Forma Dimensioni Stato di conservazione
Posa in opera	Tessitura dei paramenti	Apparecchiatura (Tabella 2.7) Ricorsi Orizzontamenti Zeppe
Tipo di sezione	Tipologia costruttiva: (Tabella 2.8) - paramento unico - due paramenti accostati - due paramenti ammorsati - tre paramenti	Ruolo strutturale Spessore dei paramenti Diatoni Piani di posa Zeppe Distribuzione dei vuoti Dimensione dei vuoti
Malta	Consistenza	Spessore dei giunti Colore della malta Diametro dell'aggregato Forma dell'aggregato Colore dell'aggregato

Tabella 2.7 Esempi di apparecchiature murarie

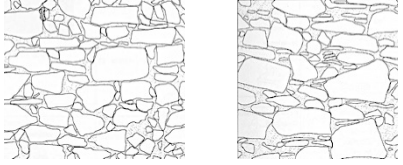
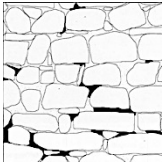
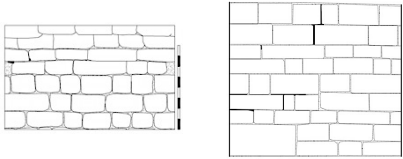







APPARECCHIATURA	Irregolare	
	Corsi sub-orizzontali	
	Corsi orizzontali	

Tabella 2.8 Esempi di tipologie costruttive

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	Paramento unico		
	Due paramenti accostati		
	Due paramenti ammorsati		
	Tre paramenti		

2.4 Metodi d'indagine

I metodi conoscitivi disponibili per indagare le strutture esistenti si possono dividere in base al grado d'invasività che hanno sulla struttura soggetta ad indagine.

Un obiettivo che si cerca di raggiungere è la conoscenza delle proprietà del materiale "muratura" necessario all'implementazione di modelli analitici o simulati che rappresentino il comportamento della struttura e la sua sicurezza nei confronti di azioni statiche o dinamiche. Alcune tecniche d'indagine, schematizzate nella Figura 2.9, sono realizzate in situ, a contatto o meno con la muratura, ed altre più invasive prevedono l'esecuzione di test in laboratorio prelevando materiale o porzioni di muratura.

Il parametro fondamentale, oltre alla validità dei risultati ottenuti, che rende più attendibile o utilizzabile una prova è il grado di invasività nella muratura.

In funzione di questo aspetto, le tecniche di indagine si possono suddividere in tre categorie:

- non distruttive,
- leggermente distruttive,
- distruttive.

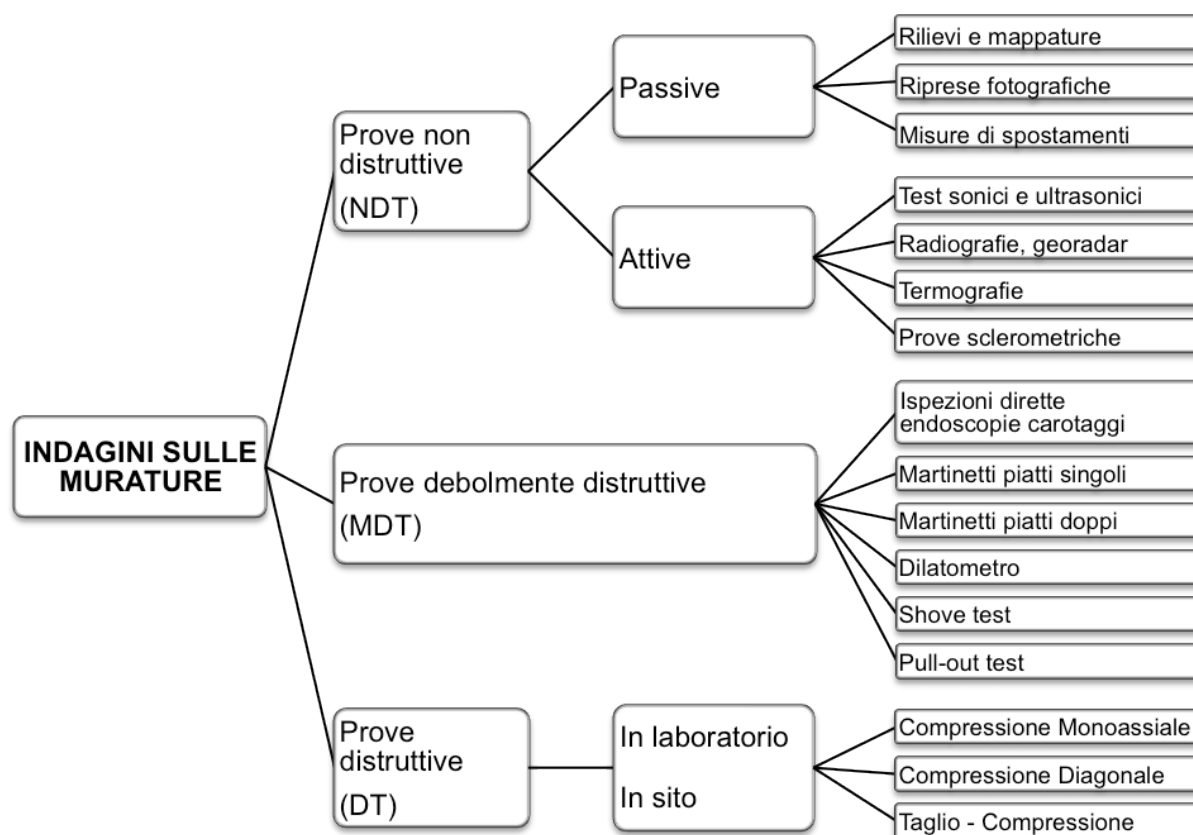


Figura 2.9 Metodi d'indagine.

2.4.1 Prove non distruttive (NDT)

Le tecniche d'indagine non distruttive si realizzano a contatto o meno con la muratura causando nessun danno o alterazione dei materiali, per contro i risultati sono prevalentemente di tipo qualitativo e richiedono l'interpretazione da parte di personale specializzato. Le prove non distruttive risultano un buon strumento per l'estensione di risultati ottenuti con tecniche più invasive su porzioni limitate a tutta la struttura.

2.4.1.1 Rilievo critico

La procedura che si deve eseguire per la diagnosi di un edificio o di una muratura prevede l'esecuzione, preliminarmente a tutte le altre, del rilievo geometrico ed il rilievo del quadro fessurativo. Questa prima operazione ha lo scopo di fornire dettagli strutturali, identificare elementi su cui intervenire con indagini più dettagliate, identificare l'assetto strutturale dell'edificio ed, a garanzia di questi, il rilievo deve essere accompagnato da un'analisi dell'evoluzione storica della struttura, che giustifichi le discontinuità, le disomogeneità ed i danneggiamenti osservati nelle murature (Binda et al., 1999d; Gardin, 2007).

Tale fase d'indagine è talmente importante e imprescindibile che, come si è visto, nel processo di raggiungimento di un certo livello di conoscenza è trattato, correttamente in maniera indipendente dalle verifiche ed indagini di tipo visivo e strumentale

2.4.1.2 Prove soniche

La prova si basa sulla trasmissione di onde elastiche. La generazione di impulsi sonici o ultrasonici avviene attraverso la percussione con appositi strumenti.

La prova trova dei riferimenti normativi nei seguenti standard:

- ASTM C597-83 "Standard test method for pulse velocity through concrete",
- RILEM Recommendation TC 127-MS, "MS.D.1 Measurement of mechanical pulse velocity for masonry", published in Materials and Structures, Vol. 29, October 1996 pp. 463-466,
- NORMAL 22/86, "Misura in laboratorio e in sito della velocità apparente (o virtuale) di propagazione del suono (onde longitudinali) nei materiali porosi da costruzione".

L'onda elastica si propaga nella struttura ed è raccolta solitamente da un accelerometro posizionato sul lato opposto della muratura. Dall'elaborazione dei dati raccolti si determina la velocità di propagazione del segnale sonico nella muratura.

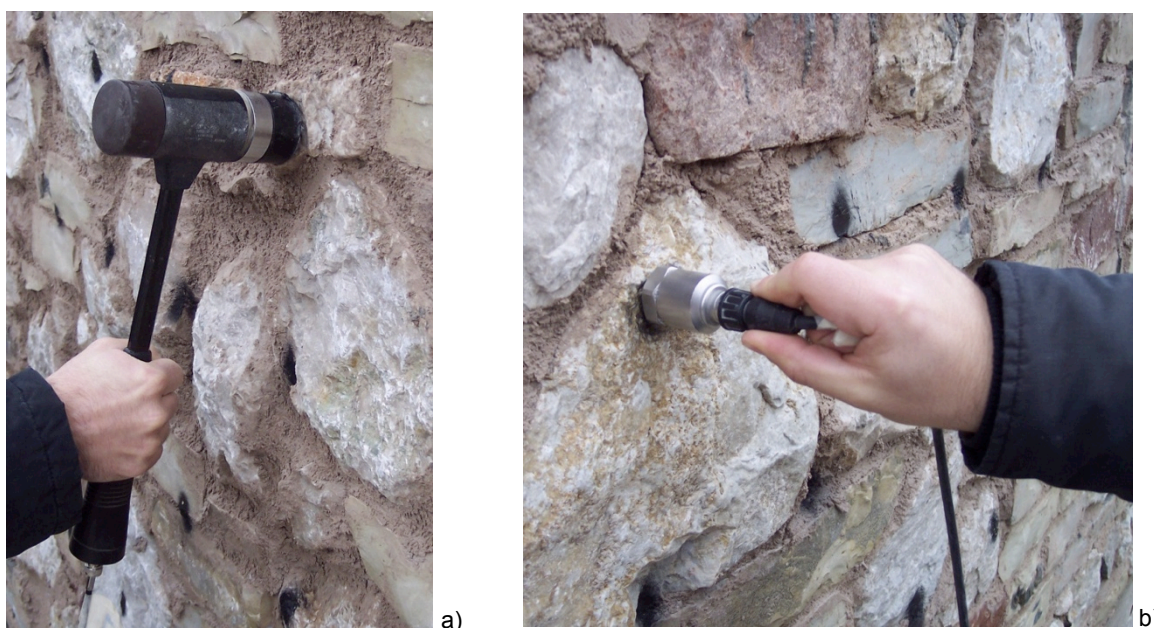


Figura 2.10 Martello che genera l'impulso (a) e l'accelerometro per la ricezione dell'impulso (b).

In un mezzo omogeneo e isotropo si propagano, per un impulso, tre tipi di onde:

- onde longitudinali: si generano per compressione e successiva dilatazione nella direzione di trasmissione dell'onda e sono generalmente le uniche registrate nei test;
- onde trasversali: hanno direzione ortogonale alle precedenti e velocità di propagazione inferiore;
- onde superficiali: sono onde a grande ampiezza con velocità di poco superiore alle onde longitudinali. Hanno ampiezza e frequenza molto influenzabili dallo stato di fessurazione e vengono facilmente riflesse dalle pareti dei vuoti. Esiste una tecnica specifica per la loro misura detta carotaggio sonico.

Le prove soniche sfruttano quindi la propagazione nel materiale di onde elastiche di compressione generate da un breve impatto elasto-meccanico sulla superficie, per indagare la condizione del materiale nel suo interno, ovvero per localizzare eventuali disomogeneità, vuoti e difettosità presenti nella sezione indagata.

Un martello strumentato (ossia dotato di una cella di carico nella testa d'impatto, e collegato ad un sistema di acquisizione che consente di registrare la funzione tempo-ampiezza della

forza esercitata all'impatto) è la fonte dell'onda acustica (generalmente di frequenza inferiore ai 10 KHz) che si genera dall'impatto della massa battente sulla superficie di prova. L'energia meccanica si trasforma in energia acustico-vibrazionale e l'onda si propaga nel mezzo.

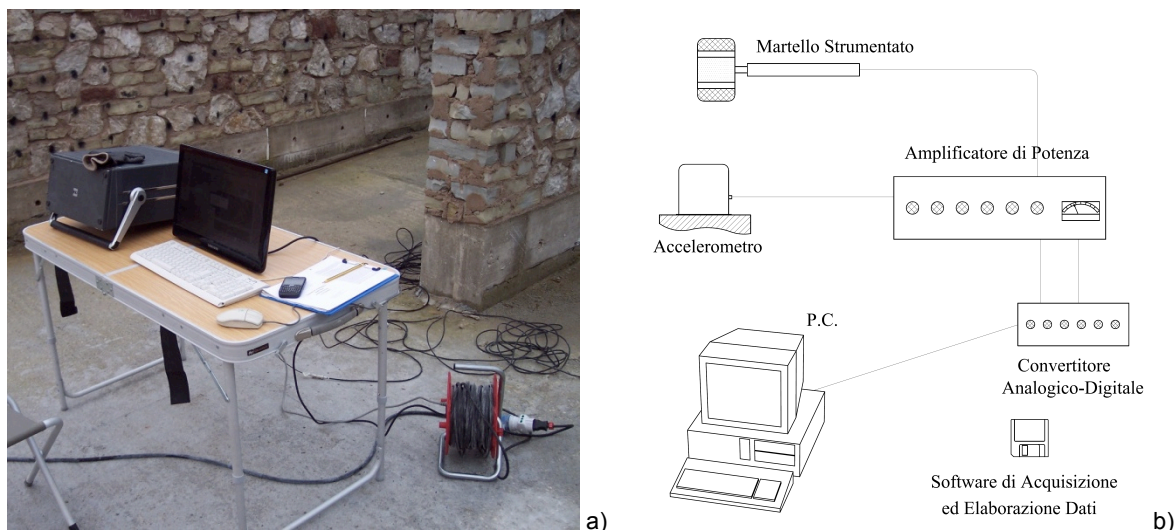


Figura 2.11 Attrezzatura per la prova sonica (a) e schema di acquisizione (b) (Monteforte, 1998).

Un sensore ricevente, comunemente un accelerometro, registra e trasmette al sistema di acquisizione la risposta del materiale alla propagazione del segnale nella sezione, risposta che verrà registrata come forma d'onda, che rappresenta le variazioni di ampiezza delle vibrazioni avvenute alla superficie in un breve lasso di tempo. La propagazione dell'onda nel materiale sarà infatti influenzata dalla geometria della sezione oltre che dalle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale o dei materiali attraversati. La misura puntuale della velocità risulta poco indicativa in presenza di materiali disomogenei come la muratura in pietra, per ovviare a tale problema solitamente vengono rilevate le velocità sui nodi di una griglia con maglia regolare, valutando poi l'omogeneità delle misure rilevate.

Le prove soniche vengono effettuate con vibrazioni elastiche di frequenze variabili tra i 16 e i 20000 Hz.

I parametri estratti da ciascuna coppia di forme d'onda registrate – quella prodotta dall'emittente e quella acquisita dal ricevitore – sono l'attenuazione subita dal segnale lungo il percorso di propagazione e il cosiddetto "tempo di volo", ossia il tempo intercorso tra l'inizio del segnale trasmesso e l'inizio del segnale ricevuto. I risultati ottenuti, in termini di tempi e velocità, espressi in forma tabellare, possono poi essere presentati in varie maniere grafiche, anche come mappe di velocità soniche.

In un materiale omogeneo isotropo il modulo elastico dinamico (E_d) può essere calcolato sulla base della velocità delle onde longitudinali (V_l) e trasversali (V_t) che in genere, per il bassissimo sforzo generato nel test, sovrastima del 10% circa il normale modulo elastico misurato su provini o carotaggi. Nota la densità ρ del materiale e fissato il modulo di Poisson ν si può ricavare dalla relazione (2.2) (Monteforte, 1998):

$$E_d = V_l^2 \cdot \frac{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (2.2)$$

$$\nu = \frac{\frac{r^2}{2} - 1}{r^2 - 1} \quad (2.3)$$

Con ρ = densità del materiale;

$$r = V_l/V_t$$

Tale trattazione risulta però poco affidabile se applicata alla muratura in pietra vista la disomogeneità del materiale.

I test sonici possono essere molto utili per definire il diverso stato della muratura; si sono potuti individuare, per esempio, tre diversi livelli delimitati dai campi di variazione della velocità per murature in mattoni, qui riportate in assenza di analoghi risultati sulle murature in pietra (Modena et al., 2000b):

- $V < 1000$ m/s: individua murature di scarsa qualità o fortemente danneggiate con presenza di grossi vuoti interni;
- $1000 \text{ m/s} < V < 2000$ m/s: rappresenta la maggioranza delle murature in mattoni esistenti;
- $V > 2000$ m/s: indica murature accuratamente costruite e conservate con buona resistenza a compressione.

Tuttavia ci sono altri elementi che influenzano la velocità sonica (Binda et al., 2005a):

- numero di giunti attraversati, la velocità tende a diminuire all'aumentare del numero di giunti di malta;
- caratteristiche del materiale superficiale, la presenza di intonaci filtra le componenti in alta frequenza del segnale, diminuendo la risoluzione della prova;
- presenza di fessure, assorbono le alte frequenze del segnale;
- frequenza di input, generata dalla strumentazione;
- l'umidità del materiale, che aumenta la velocità.

Dalla disposizione relativa tra trasmittente e ricevente si distinguono varie tecniche di conduzione delle prove soniche. Tra queste le principali sono:

- Diretta o per trasparenza;
- Indiretta o di superficie;
- Tomografia sonica

Soniche dirette o trasparenze

Le prove soniche dirette o trasparenze si effettuano disponendo martello e accelerometro su due lati opposti del muro. Al momento della prova è presente un solo accelerometro che riceve l'impulso generato dalla battuta del martello. Le prove soniche dirette forniscono dati significativi sulla consistenza della sezione muraria. Questa prova prevede l'accesso a entrambe le facce del muro e la conoscenza dello spessore del muro per l'elaborazione dei dati.

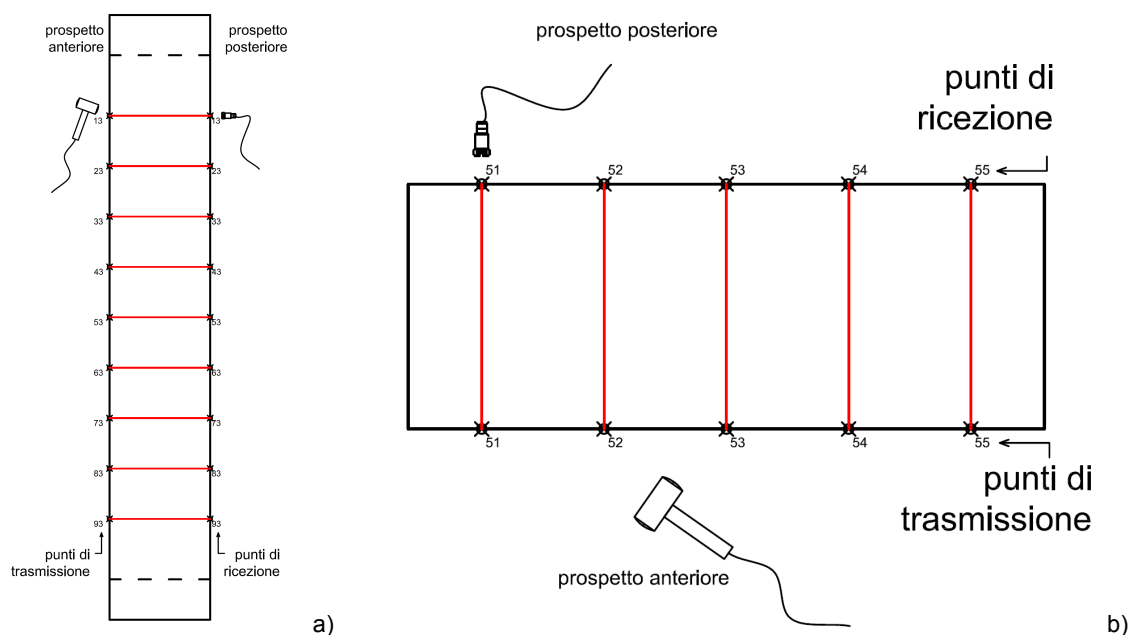


Figura 2.12 Schemi della prova sonica in trasparenza. a) Sezione verticale; b) Sezione orizzontale (Onsiteformasonry D11.1, 2004).

Durante la prova il martello e l'accelerometro devono essere disposti nello stesso punto ai lati opposti in modo da non commettere errori sulla misura della distanza tra i due punti.

Soniche indirette o di superficie

Le prove soniche indirette si effettuano disponendo il martello e gli accelerometri sullo stesso lato del muro. Gli accelerometri ricevono un'onda che attraversa solo lo strato esterno del muro (paramento esterno), per questa ragione i dati elaborati da questa prova non sono collegabili alle caratteristiche dell'intera sezione. Solitamente le prove indirette si eseguono sull'asse verticale e orizzontale.

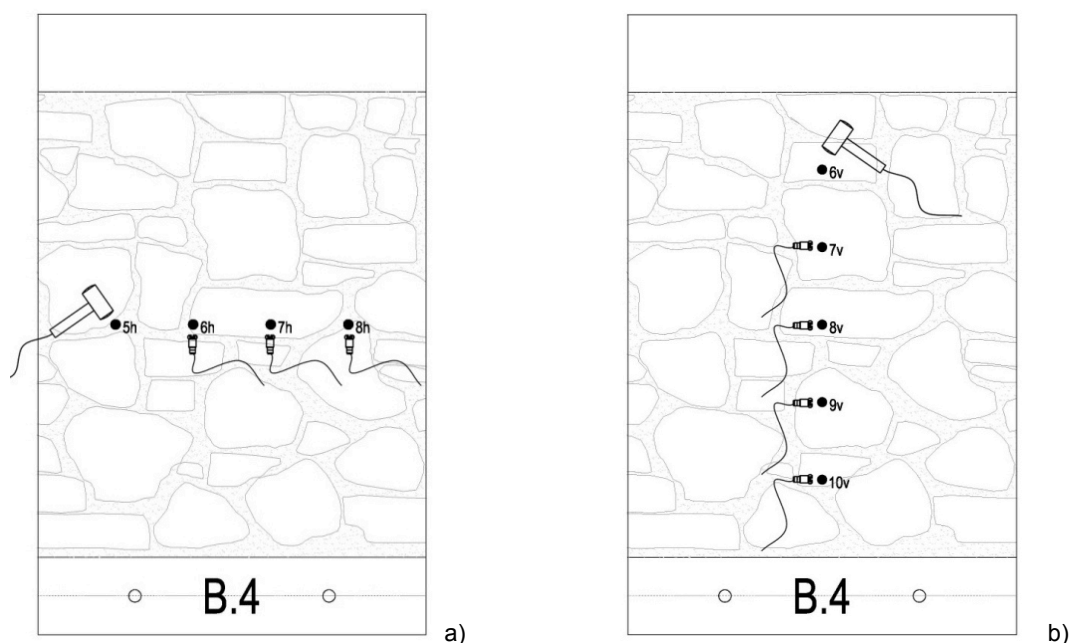


Figura 2.13 Schema della prova sonica indiretta orizzontale (a) e della prova sonica indiretta verticale (b).

Tomografie

Le prove tomografiche prevedono che il martello e gli accelerometri siano disposti ai lati dell'elemento murario da identificare, nel caso dei pilastri sono accessibili tutti lati è possibile ricostruire l'intera sezione. Nelle pareti abitualmente la tomografia viene eseguita effettuando le misure solo tra i lati liberi contrapposti. La tomografia prevede l'elaborazione di tutti dati dei diversi percorsi con un software dedicato, che consente di attribuire ad ogni porzione della sezione un valore tipico di velocità e consente di individuare le anomalie all'interno della sezione stessa.

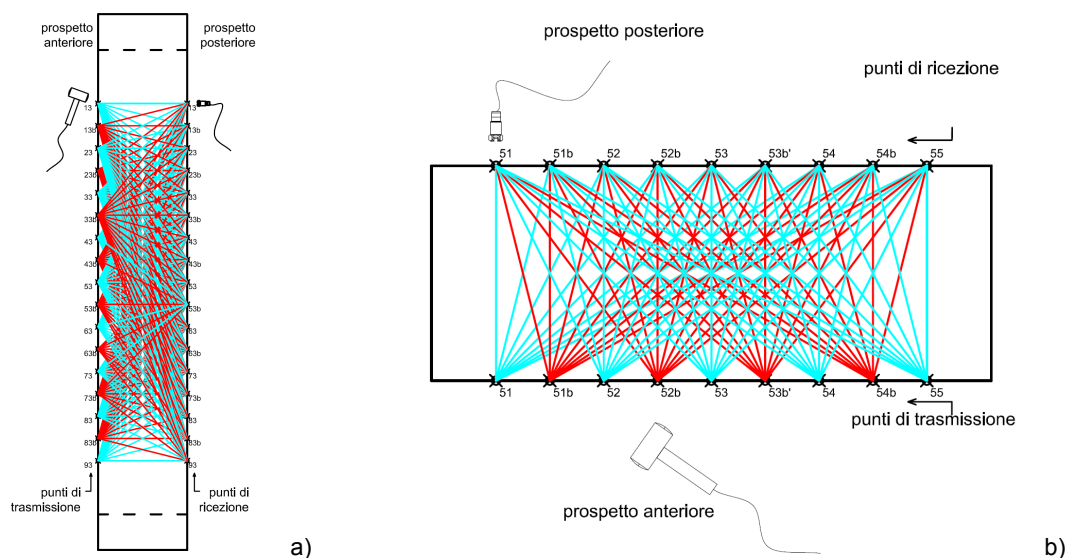


Figura 2.14 Schema di prova della tomografia verticale (a) e della tomografia orizzontale (b). (Onsiteformasonry D11.1, 2004).

2.4.1.3 L'indagine radar (GPR test)

La tecnica di indagine consiste nella emissione e ricezione di impulsi elettromagnetici a larga banda, brevi successioni di onde elettromagnetiche ad alta frequenza, da parte di un'antenna appoggiata alla struttura nel punto da esaminare. La prova è utilizzata per le seguenti finalità:

- ricerca di elementi strutturali nascosti,
- individuazione di tessiture murarie nascoste di materiali diversi,
- controllo dell'efficacia di iniezioni (Figura 2.15),
- individuazione di difetti, fessure e vuoti e inclusioni di materiali diversi,
- individuazione della morfologia delle sezioni di murature a più paramenti,
- rilievo della presenza di umidità.

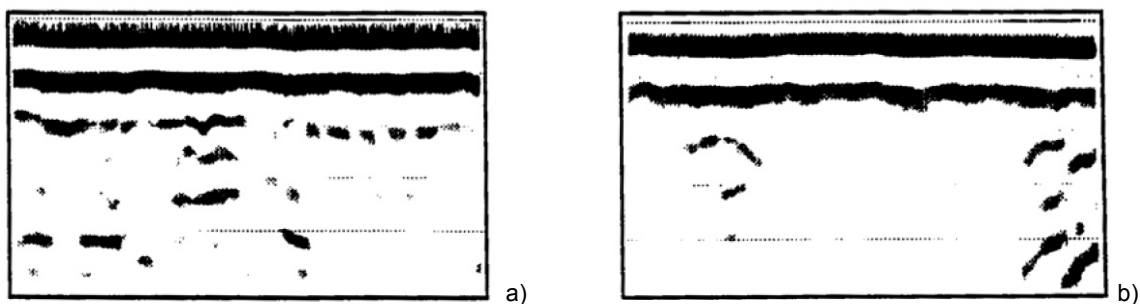


Figura 2.15 Rilevamento radar del muro prima (a) e dopo (b) un'iniezione di materiale consolidante. (Modena et al., 2000)

Il principio su cui si fonda la prova è l'alterazione del flusso di energia elettromagnetica ogniqualvolta incontra degli oggetti sul suo percorso e la rilevazione di tale riflessione attraverso gli echi di ritorno (Figura 2.16 a). Nelle murature, quindi, gli impulsi sono riflessi dalle interfacce dei materiali con diverse proprietà elettromagnetiche (costante dielettrica o conducibilità) (Figura 2.16 b).

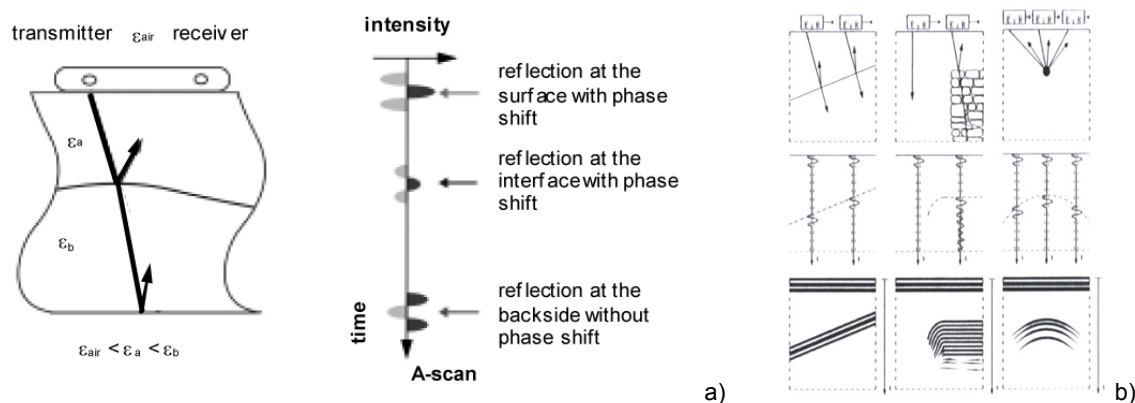


Figura 2.16 Principio di funzionamento della prova radar (a) (Onsiteformasonry, 2004), Schema di risultati di prove radar (b) (Kahle et al., 1990)

La strumentazione necessaria per l'esecuzione della prova sono un'antenna radar, un trasmettitore e un ricevitore affiancati. Muovendo l'antenna lungo la muratura si ottengono delle sezioni radar che esprimono l'andamento dei segnali ricevuti in funzione del tempo (Figura 2.17).

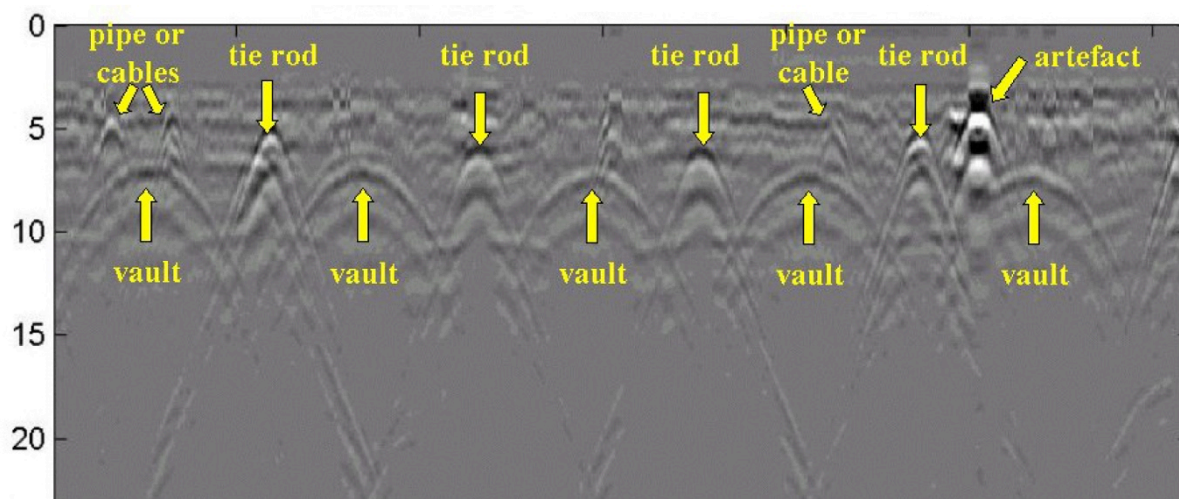


Figura 2.17 Esempio di profilo radar sopra cinque volte di un portico. (Binda et al., 2004a)

Le misure si ripetono ad intervalli regolari lungo un profilo per produrre immagini radar piane (2D) ed eseguendo più profili 2D paralleli è possibile elaborare i dati per produrre un'immagine 3D.

Le immagini (Figura 2.18) rappresentano l'intensità del segnale in scala di grigio o a colori, e con le coordinate, la posizione del punto di misura ed il tempo doppio (il tempo di andata e ritorno tra radar e trasmettitore).

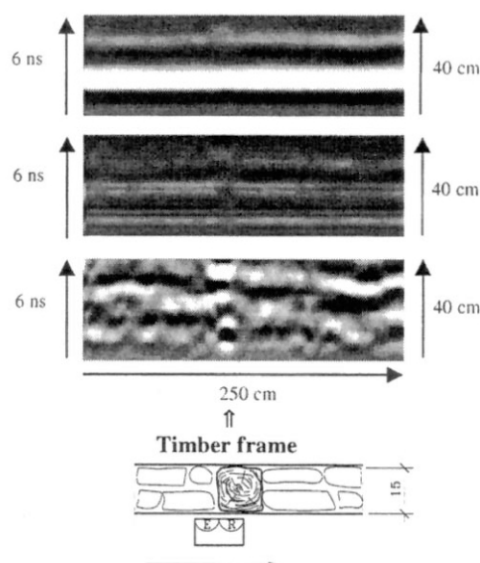


Figura 2.18 Localizzazione di un elemento ligneo in una muratura affrescata. (Lenzi et al., 1997)

Misurando il tempo necessario affinché gli impulsi attraversino tutta la sezione e siano captati dall'antenna ricevente come echi di ritorno, e conoscendo la velocità di propagazione del segnale nel mezzo, è possibile determinare la posizione dei singoli ostacoli. Nel caso in cui le onde siano trasmesse attraverso un mezzo disomogeneo, come la muratura, la velocità di propagazione cambia in funzione del mezzo attraversato, materiale, vuoto o per la presenza di umidità. L'umidità diminuisce la velocità e l'ampiezza dell'onda elettromagnetica. I problemi principali nell'interpretazione dei dati sono causati da disturbi del segnale dovuti a:

- effetti della prima componente, interessano la prima parte del segnale e sono causati dal disturbo tra parte ricevente e parte emittente nell'antenna stessa e dall'impatto dell'onda con la superficie muraria;
- echi multipli dovuti a cambi di materiale, numerosi soprattutto in murature disomogenee con materiali di piccole dimensioni;
- sovrapposizione di echi laterali.

Occorre pertanto personale esperto in grado di leggere i dati e le sezioni radar ottenute.

La prova radar necessita di una preliminare calibrazione per garantire una sufficiente potenza del segnale per attraversare tutta la sezione ed un'adeguata scelta della frequenza dell'antenna. Maggiore è la frequenza e minore sarà la penetrazione del segnale e viceversa.

Una tecnica di elaborazione dell'indagine radar è la tomografia radar che consiste in una ricostruzione della velocità e/o del coefficiente di assorbimento all'interno della sezione effettuando numerose misure radar in trasparenza con diverse angolazioni.

2.4.1.4 Termografie

Il principio della termografia si basa sulla diversa emissione di energia nel campo delle radiazioni infrarosse da parte di qualsiasi oggetto in funzione della sua temperatura, sotto forma di radiazioni elettromagnetiche. Il flusso di energia è regolato dalla legge di Stefan-Boltzmann:

$$E = e s T^4 \quad (2.4)$$

dove T è la temperatura assoluta (°K) della superficie da cui proviene il flusso energetico E (W/m^2), s è una costante che vale $5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2K^4$, ed e una costante adimensionale detta emissività che dipende dal materiale che costituisce la superficie. Immaginando che una struttura composita, come una muratura, sia esposta nelle stesse condizioni termiche (per esempio all'irraggiamento solare), i singoli elementi (pietra, malta, mattone, acciaio, ecc.) si porteranno ad una diversa temperatura in funzione delle loro proprietà termiche, ed in particolare del loro calore specifico e della loro conducibilità termica (Grinzato, 2004).

Ciascun elemento emetterà un flusso di energia in accordo con la legge di Stefan-Boltzmann, in funzione della temperatura raggiunta e della sua emissività. La termografia consiste nel registrare, mediante un rilevatore ad infrarosso, le temperature raggiunte dai vari elementi presenti in una struttura. Il rilevatore impiegato consente, in particolare, di misurare le radiazioni infrarosse (IR) comprese nell'intervallo di lunghezza d'onda tra 2 e 6 μm . Mediante un sistema ottico (costituito da varie lenti) ed elettrico (capace di tramutare in un segnale elettrico l'intensità della radiazione ricevuta) le differenze di temperature vengono registrate in un termogramma, consistente nella rappresentazione grafica di tonalità monocromatiche (varianti, per esempio, dal bianco al nero) proporzionali alle diverse temperature. (Figura 2.19).

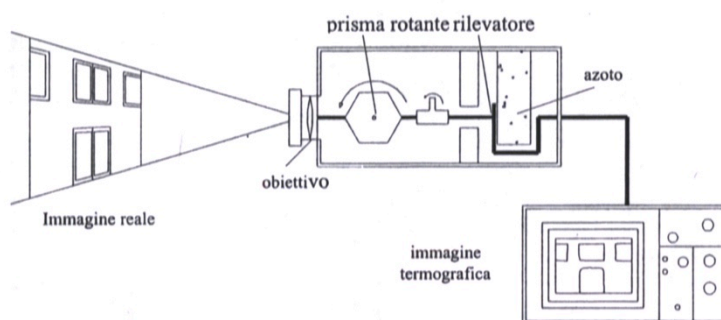


Figura 2.19 Schematizzazione della strumentazione per indagini termografiche. (Binda et al., 1999e)

Dalle temperature dei materiali si può quindi risalire alla loro densità o all'alterazione di elementi murari omogenei.

La tecnica risulta utile per rilievi diagnostici di anomalie costruttive e modifiche strutturali, soprattutto per lo studio della morfologia di murature intonacate, in cui lo strato superficiale può nascondere anomalie interne (Grinzato, 2004).

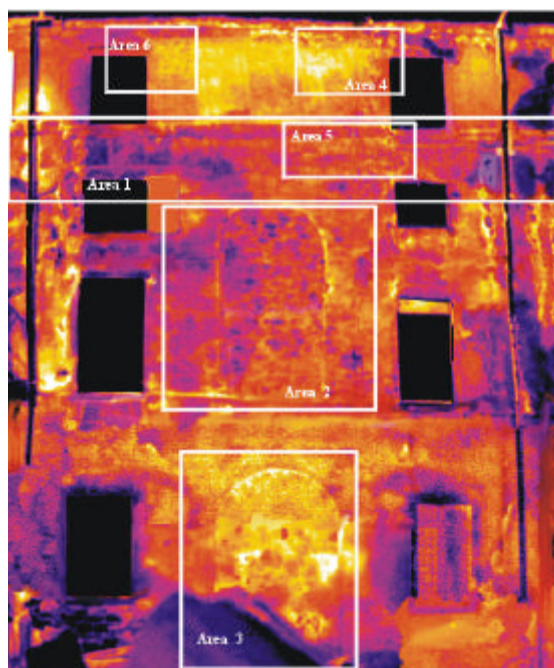


Figura 2.20 Risultato di un'indagine termografica su un edificio (Grinzato,2004).

Si può distinguere il metodo in analisi passiva e attiva. Nel primo caso (passivo) si analizza la radiazione emessa dall'elemento durante i cicli termici legati ai fenomeni naturali di irraggiamento e successivo raffreddamento; nell'analisi attiva invece le superfici analizzate vengono riscaldate con modalità artificiali, con lampade o altro. Una particolare applicazione di analisi termografica attiva consiste nel rilevare la distribuzione superficiale dell'umidità, la temperatura raggiunta in ogni elemento superficiale dipende fortemente dal contenuto di umidità localmente presente. l'aumento di temperatura nelle zone più umide sarà minore che in quelle più asciutte, e pertanto una registrazione termografica consente di ricavare una mappatura comparativa dell'umidità superficiale.

L'analisi termografica risulta comoda in caso di pareti intonacate o affrescate perché non prevede il contatto con la superficie muraria, come invece capita con molte altre tecniche, ma non può essere utilizzata per lo studio dell'intera sezione. I limiti del metodo sono legati

soprattutto alla scarsa penetrazione termica all'interno della struttura, essendo la profondità di penetrazione di soli pochi centimetri. Non è possibile ad esempio localizzare anomalie nascoste nella parte centrale della muratura. La termografia attiva può essere utilizzata per indagare strati collocati fino alla profondità di 10-20 cm, in funzione del materiale costituente, il mezzo da indagare e le condizioni al contorno. Inoltre, le discontinuità superficiali possono distorcere e filtrare la propagazione del calore verso le zone più profonde.

2.4.1.5 Prove sclerometriche

Le prove sclerometriche consentono di determinare la durezza superficiale mediante la misura del rimbalzo di una massa battente proiettata sulla superficie della struttura stessa. Tali prove, che rivestono notevole importanza soprattutto per l'applicazione su strutture in calcestruzzo, vengono utilizzate per la verifica della qualità dei giunti di malta. I limiti della tecnica sono legati alla strumentazione disponibile, calibrata per malte di cemento e, quindi, spesso inadatta per malte di calce, caratterizzate da una minore resistenza (Binda, et al., 1999d). Lo sclerometro a pendolo, nato per valutare la durezza su elementi in calcestruzzo, è stato modificato da Van Der Klugt per essere utilizzato sui giunti di malta delle murature in mattoni. Il principio di funzionamento e di lettura dei dati si basa sul rimbalzo della massa battente dopo l'urto con la superficie da esaminare.

Questa prova va compiuta più volte. Le indicazioni RILEM 127 M.S. D.7 consigliano nove misurazioni divise sull'area investigata su giunti orizzontali, verticali e in zone di confine della muratura.

La tecnica può essere utilizzata in sito sia al fine del controllo della qualità di alcune zone, sia come mezzo per evidenziare problemi locali. Il metodo d'interpretazione dovrà necessariamente poi tener conto del tipo (materiale e dimensione) dei giunti.



Figura 2.21 Misura della durezza superficiale con sclerometro a pendolo con modifiche di Van Der Klugt. (Rilem TC127.MS-D.7, 1997)

La tecnica non è adatta per:

- la misurazione di valori assoluti di resistenza;
- lo studio di giunti con rilevante presenza di sali solubili cristallizzati in superficie;
- lo studio di giunti di calce poco consistente, che darebbe risultati inferiori ai valori dell'intervallo ottimale di sensibilità dello strumento.

In realtà, la correlazione tra durezza superficiale e resistenza a compressione - e quindi la taratura dello strumento - dipende da alcuni parametri (come durezza dell'aggregato lapideo, finitura e compattazione dello strato corticale, presenza di intonaci, presenza di umidità, ecc.) che possono influenzare la correlazione stessa. Il miglior impiego della sclerometria, come avviene tipicamente per le prove non distruttive, è quello di individuare comparativamente zone relativamente più deboli e più forti (in termini di durezza superficiale e quindi di resistenza meccanica), in corrispondenza delle quali con poche e misurate prove distruttive si può determinare, in valore assoluto, la resistenza meccanica o il modulo elastico statico del materiale in sito.

2.4.2 Prove debolmente distruttive (MDT)

Le prove debolmente distruttive, realizzate essenzialmente in situ, causano danni limitati nelle murature o pressoché risanabili e ne interessano porzioni limitate.

Le principali tecniche di indagine sono:

- ispezioni, carotaggi e endoscopie,
- prova di penetrazione e pull-out (*screw pull-out test*);
- prove con i martinetti piatti singolo e doppio;
- prova con dilatometro
- prova di taglio diretto (*Shove test*)

Ispezioni, carotaggi e endoscopie

Le ispezioni visive della tessitura muraria e dei collegamenti tra muri e tra muri e solai comportano la rimozione di porzioni d'intonaco in funzione della dimensione degli elementi resistenti, indicativamente di 1,0x1,0 m, per cui l'indagine è parzialmente distruttiva. Per conoscere la composizione delle strutture è indispensabile eseguirle in numerosi punti di un edificio, specialmente in corrispondenza delle ammorsature (C8A.1.A.3, Circolare n.617 NTC 2008). La tecnica permette di individuare inoltre eventuali fori tamponati o la presenza di materiali diversi.

L'ispezione in situ è condotta con l'osservazione diretta anche attraverso limitati scassi, effettuando fotografie e rilievi della sezione (Figura 2.22) e della morfologia della muratura.

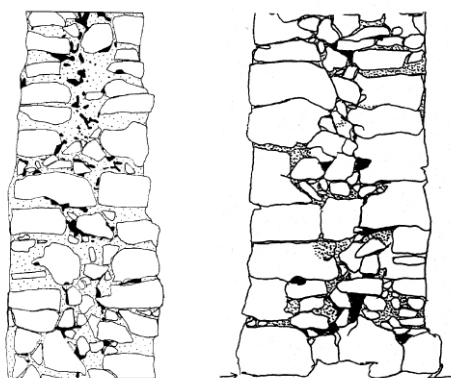


Figura 2.22 Rilievo di sezioni murarie in pietra a più paramenti. (Binda et al., 1999d; Penazzi et al., 2000)

Anche in questo caso, come per il rilievo, la procedura per il raggiungimento dei livelli di conoscenza non può prescindere dall'esecuzione di ispezioni dirette.

I carotaggi invece consentono di ricostruire la stratigrafia muraria (Figura 2.23), mettendo in luce un eventuale nucleo interno in caso di muratura a più paramenti. Le carote estratte molto spesso però non sono integre, ma si presentano disgregate a causa delle vibrazioni indotte nell'operazione di prelievo e la malta è dilavata dall'acqua utilizzata per il carotaggio (Binda et al., 2005a). Nel caso in cui si riescano ad estrarre porzioni di muratura non danneggiata e rappresentativa è possibile condurre sui cilindri prove di compressione e di trazione indiretta.

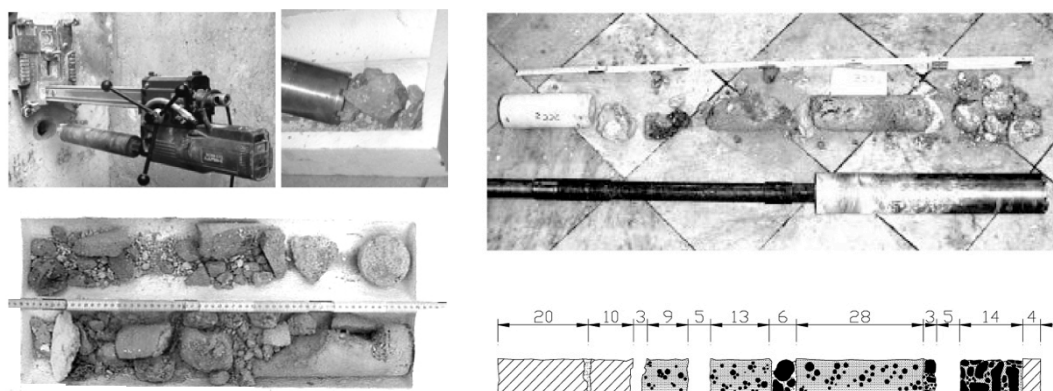


Figura 2.23 Rilievo di sezioni murarie in pietra a più paramenti. (Binda et al., 2005b)

Nei fori ottenuti dal carotatore è possibile introdurre endoscopi per visionare la sezione (Figura 2.24). Questa tecnica consente attraverso fotografie di ricostruire la stratigrafia o di individuare eventuali anomalie o vuoti.



Figura 2.24 Esempio di endoscopia. (Binda et al., 2001d)

2.4.2.1 Prova di penetrazione e *screw pull-out test*

Prova di penetrazione

La prova di penetrazione ha lo scopo di caratterizzare la qualità della malta in funzione dell'energia assorbita da un trapano appositamente strumentato (Figura 2.25) per realizzare un foro di 4 mm di diametro e profondo 5 mm. Tale procedura va calibrata su campioni realizzati ad hoc. Come per lo sclerometro anche questa prova risente dell'incertezza dei risultati legata al fatto che la procedura è tarata su malte non analoghe a quelle storiche.



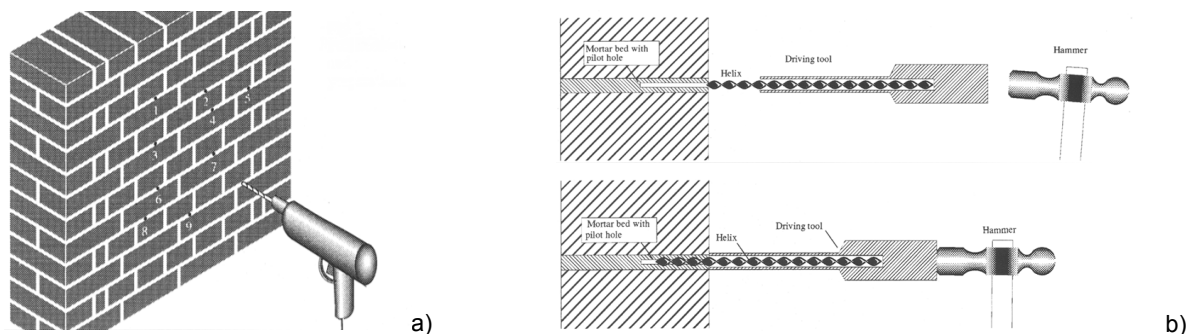
Figura 2.25 Drill energy test (RILEM TC 177-MDT.D.1)

Prova di Pull-out

La prova ha come scopo la determinazione della resistenza della malta e consiste nell'introdurre nel giunto una vite ad elica e nel misurare la forza necessaria per estrarla. L'inserimento dell'elica, che secondo le RILEM TC127 RM.D.9 dovrebbe avere diametro di 6 mm, nella malta avviene praticando un foro guida di diametro 4,5 mm con un trapano a cui segue l'introduzione dell'elica battendo colpi, con martello in modo non violento, su un attrezzo che fa da supporto all'elica stessa (Figura 2.26 a-b). La profondità dell'elica infissa dovrebbe essere di 35 mm per poter avere una prova secondo gli standard dettati dalle RILEM, anche se le stesse indicazioni consentono profondità differenti.

Infissa l'elica alla profondità desiderata il suo estremo libero viene bloccato da un attrezzo, come mostrato in Figura 2.26 c a cui si attacca l'apparecchiatura per la prova di carico (Figura 2.26 d). Il carico che provoca l'estrazione dell'elica viene registrato e può essere utilizzato per la determinazione della resistenza cubica, di quella a flessione ed a trazione attraverso curve di correlazione sperimentali.

Le RILEM 127 D.9 pongono attenzione verso un limite della prova; infatti il metodo è limitato dalla forza che può trasmettere la vite e che al massimo può arrivare a 8 N/mm^2 ; l'applicazione di forze maggiori, su eliche di diametro 6 mm, provoca lo snervamento dall'acciaio per cui il valore del test non è più proporzionale alla resistenza della malta. La prova pull-out su malta può essere usata solamente sul giunto di spessori consistenti (Binda et al., 2000).



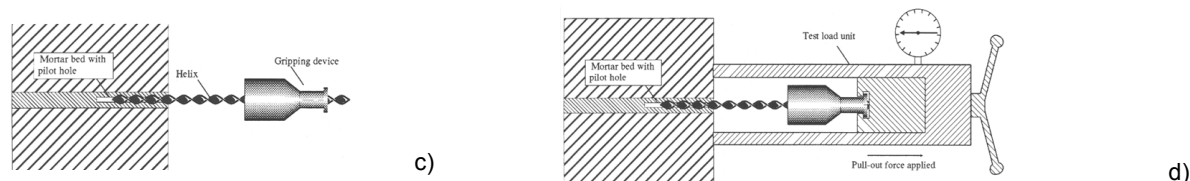


Figura 2.26 Fasi di esecuzione di Pull-out su giunto di malta, realizzazione del foro guida nei giunti (a), Introduzione dell'elica nel foro guida (b), Bloccaggio dell'elica tramite morsetto (c), applicazione del carico (d) (Rilem TC127 RM.D.9)

2.4.2.2 Prove con martinetti piatti

La tecnica è stata originariamente applicata per determinare in situ i livelli di sforzo nella roccia. Successivamente il metodo è stato calibrato per rilevare le caratteristiche di deformabilità della muratura stessa. Già dalle prime applicazioni su monumenti storici (Rossi, 1990), sono apparse chiaramente le notevoli potenzialità del metodo. Si tratta di una tecnica in grado di fornire informazioni attendibili in merito ai seguenti parametri:

- misura dello stato di sollecitazione esistente nelle strutture murarie;
- determinazione del modulo elastico in compressione;
- valutazione delle caratteristiche di resistenza a compressione.

Attualmente la prova ha come riferimenti normativi l'ASTM C1196-04 e le raccomandazioni RILEM MDT.D.4 per la determinazione dello stato di sollecitazione locale e l'ASTM C1197-04 e le raccomandazioni RILEM MDT. D.5 per la determinazione del modulo elastico a compressione.

La prova per la determinazione dello stato di sollecitazione è condotta introducendo un martinetto piatto in un taglio effettuato lungo un giunto di malta nel caso di murature regolari o attraverso alcune pietre nel caso di muratura irregolare. La prova risulta quindi leggermente distruttiva, anche se al termine della prova, lo strumento può essere facilmente rimosso e il giunto eventualmente risarcito. Lo stato di sforzo può essere determinato grazie al rilassamento causato dal taglio perpendicolare alla superficie muraria; il rilascio, infatti, determina una parziale chiusura del taglio. Si applicano sulla superficie della muratura tre o più coppie di punti di riferimento e si misura la distanza iniziale tra le coppie di punti. Viene quindi eseguito il taglio che provoca un rilascio delle tensioni e la sua conseguente chiusura parziale dei bordi. Ripetendo la misura tra le coppie di punti si misura l'entità di tale deformazione. Si inserisce quindi nella fessura praticata un martinetto idraulico piatto (vedi Figura 2.27 a), realizzato con sottili lamiere di acciaio saldate, e si aumenta gradualmente la pressione del martinetto fino ad annullare la deformazione generata in seguito al taglio; in queste condizioni la pressione all'interno del martinetto uguaglia la sollecitazione preesistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto, e quindi dalla sua lettura risulta immediata la conoscenza dello stato tensionale del muro. Il valore ottenuto deve essere corretto per mezzo di due opportuni coefficienti, secondo la seguente relazione di equilibrio che fornisce il valore dello stato di sollecitazione nel punto di prova:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a \quad (2.5)$$

dove:

p = pressione dell'olio all'interno del martinetto piatto,

$K_m = \frac{F_m}{F_j}$ rapporto tra la forza applicata e quella ideale ottenuta moltiplicando la pressione misurata per l'area del martinetto

$K_a = A_j / A_c$ rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio.

I martinetti hanno forme e dimensioni diverse per potersi adattare ad ogni tipo di muratura (Figura 2.27).

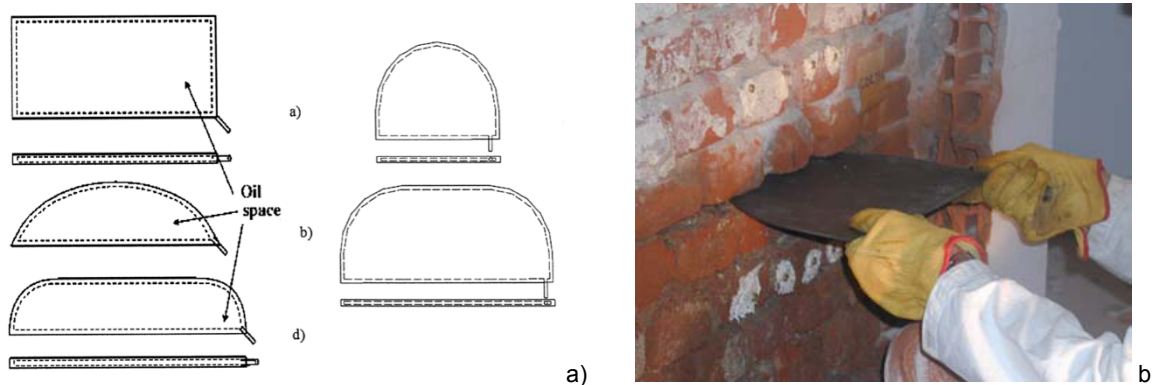


Figura 2.27 Forme tipiche di martinetti piatti (a), inserimento del martinetto piatto nel taglio eseguito nel muro (b) (Onsiteformasonry D11.1, 2004).

La parete interessata all'operazione viene strumentata con estensimetri meccanici rimovibili; in questo modo è possibile misurare con precisione gli spostamenti prodotti dal taglio e dal martinetto durante la prova.

Con l'uso di due martinetti è possibile come già si è detto misurare la deformabilità della muratura. A questo scopo viene inserito nella muratura un secondo martinetto piatto parallelo al primo alla distanza di circa 40-50 cm. I due martinetti delimitano così un campione di muratura non disturbata di dimensioni apprezzabili, su cui effettuare una vera e propria prova di compressione monoassiale. Con l'ausilio di trasduttori di spostamento si misurano le deformazioni verticali ed orizzontali durante tutta la prova. Il modulo elastico e la resistenza locale della muratura possono essere determinate durante la prova, condotta a controllo di carico (Figura 2.28).



Figura 2.28 Applicazione della prova di martinetto piatto doppio per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura (Onsiteformasonry D11.1, 2004).

Vengono eseguiti alcuni cicli di carico incrementando gradualmente il livello di sollecitazione allo scopo di determinare i moduli di deformabilità della muratura per diversi livelli di sollecitazione (Figura 2.29).

È interessante confrontare il livello massimo di sforzo raggiunto con il livello di sforzo agente ottenuto con il martinetto piatto singolo, ottenendo quindi un indice della capacità portante della muratura stessa. La prova con martinetto piatto doppio può essere utilizzata anche per valutare la resistenza compressione delle murature se le porzioni di muratura superiore ed inferiore garantiscono un contrasto alle delle forze applicate (Figura 2.30), tale valore ottenuto difficilmente può raggiungere i valori di resistenza a compressione della muratura determinata con la prova di compressione in laboratorio.

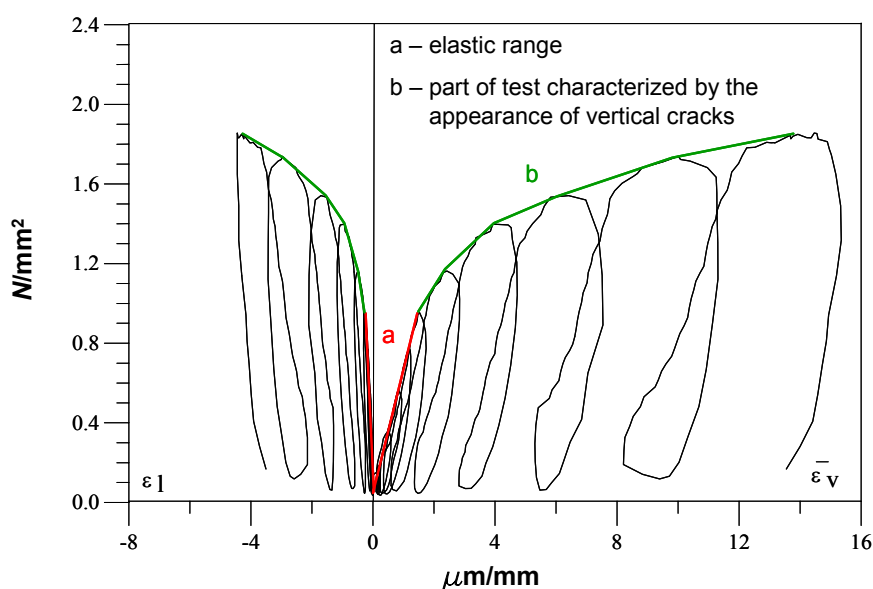


Figura 2.29 Diagramma tensioni-deformazioni risultante da una prova a martinetti piatti doppi. (Onsiteformasonry D11.1, 2004).

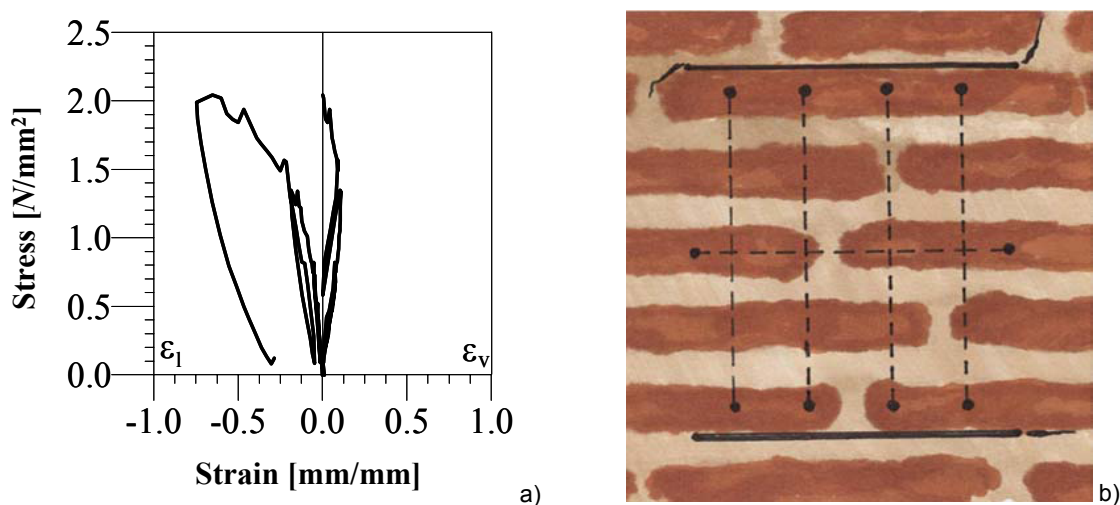


Figura 2.30 Risultati del martinetto piatto doppio in una muratura caratterizzata dalla mancanza di un adeguato contrasto superiore (a) Esempio di fessurazione (b) (Onsiteformasonry D11.1, 2004)

I valori degli spostamenti misurati nei punti di riferimento non sono costanti, ma tendono ad essere maggiori al centro del taglio a causa della nuova distribuzione di tensioni (Figura 2.31). Quindi si ha una concentrazione di sforzi di trazione nel centro del taglio (che può produrre fessure o moti rigidi se il materiale è fragile), mentre valori più alti di sforzi di compressione caratterizzano le parti esterne del taglio.

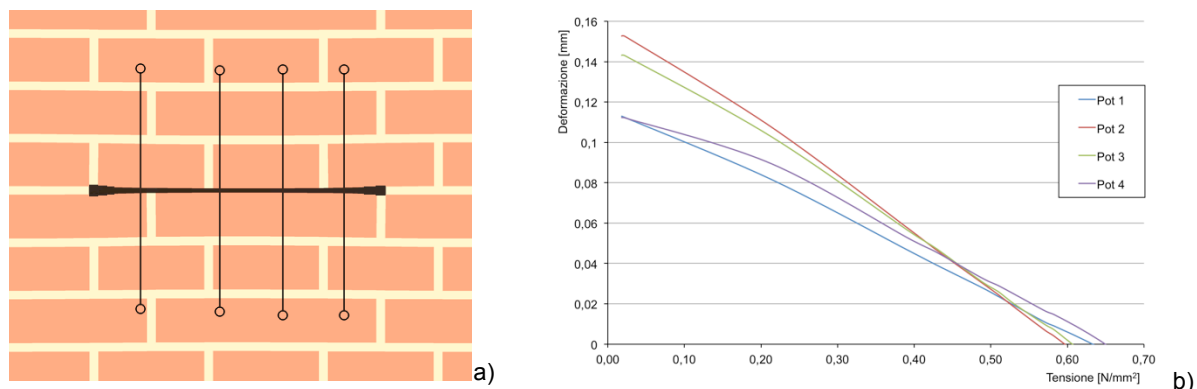


Figura 2.31 Situazione di deformazione dopo la fase di taglio (a) Variazione di distanza tra punti corrispondenti in funzione della pressione applicata col martinetto (b).

La scelta della localizzazione della prova è molto importante in presenza di muratura irregolare. In Figura 2.32 è mostrata una situazione in cui gli elementi lapidei non sono disposti in modo simmetrico e omogeneo: in questo caso durante la prova si presenta una distribuzione di tensioni non uniforme, con una concentrazione maggiore in corrispondenza della linea di misurazione n. 4. Ne risulta che le misure di deformazione lungo le coppie di punti n. 1 e n. 2 mostrano maggiore rigidità.

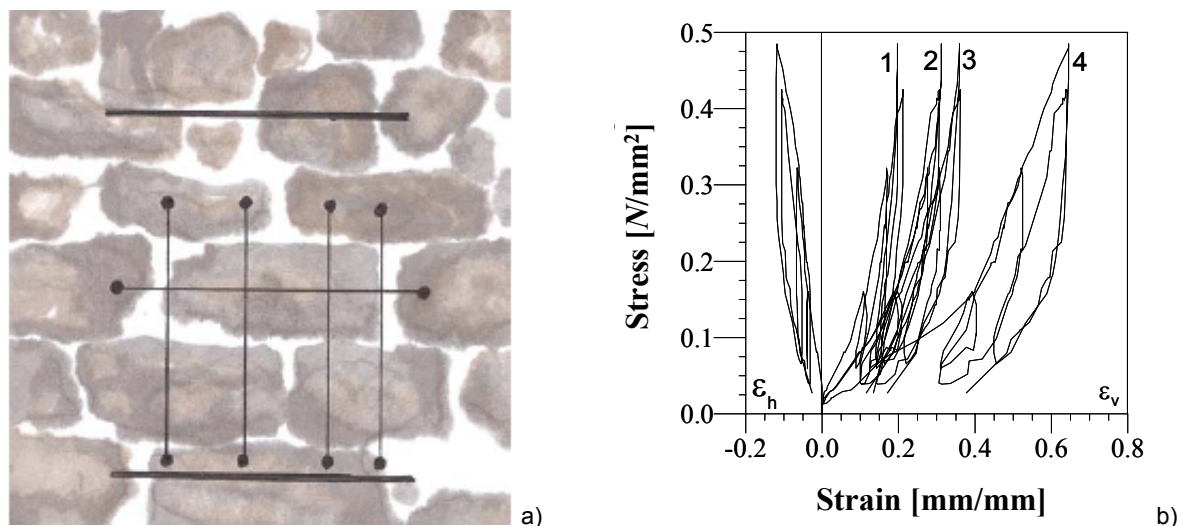


Figura 2.32 Schema di prova in presenza di muratura di pietre irregolari (a), diagramma tensioni-deformazioni ottenuto (b) (Onsietformasonry D11.1, 2004).

2.4.2.3 Prova con dilatometro

La prova dilatometrica fornisce informazioni sulla rigidità dei riempimenti di sezioni murarie di elevato spessore tipicamente realizzate a sacco. Si configura quindi come un test che

completa i risultati offerti dei martinetti piatti doppi che per la loro natura indagano solo lo strato superficiale della muratura. Una speciale sonda dilatometrica lunga 20 cm viene inserita in fori del diametro di 75 mm realizzati con un carotatore. La sonda è provvista di un'apparecchiatura per l'applicazione di una tensione sulla parete del foro e di una strumentazione per la misura delle deformazioni. La sonda calcola il modulo di elasticità misurando la deformazione dello strato di riempimento della muratura in seguito alla pressione idrostatica uniforme applicata dalla sonda stessa. Conoscendo i rapporti tra i moduli elastici corticali ed il nucleo della muratura si può stimare la distribuzione delle tensioni agenti.

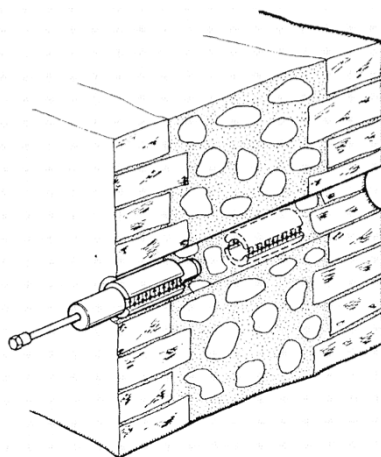


Figura 2.33 Schema della prova dilatometrica. (P.P. Rossi, 1993)

2.4.2.4 Prova di taglio diretto *Shove test*

La prova di taglio diretto è finalizzata alla determinazione del valore medio di resistenza a taglio in situ per muratura in mattoni pieni. Il test consiste nel far slittare orizzontalmente un elemento di laterizio opportunamente isolato lateralmente dal resto della muratura. La forza orizzontale viene trasmessa da martinetti opportunamente inseriti nella muratura. La resistenza a taglio viene quindi misurata per il letto di malta adiacente al mattone caricato e calcolata sulla base dell'area lorda della giuntura presupponendo che questa sia pienamente riempita. La prova può essere eseguita secondo due metodi, "A" e "B".

Il metodo "A" si avvale dell'utilizzo di due martinetti piatti, posti sopra e sotto la zona interessata dalla prova, per il controllo dello stato di compressione del campione durante lo svolgimento della prova (Figura 2.34 a). Nel metodo "B" la compressione del provino non viene controllata ma ne viene stimata l'entità (Figura 2.34b).

Le fasi operative consistono nell'estrazione di un mattone per fare posto al martinetto idraulico, viene rimosso un secondo mattone assieme ai relativi giunti dalla parte opposta dell'unità di prova; in questa zona vengono posizionati degli estensimetri per la valutazione degli spostamenti orizzontali durante la prova. La prova consiste nell'incrementare la pressione al martinetto orizzontale fino a quando il mattone si sposterà continuamente con carico orizzontale costante. Nel caso si operi con il metodo "A" la prova viene ripetuta con carichi verticali differenti seguendo la stessa procedura.

In entrambi i metodi la prova può essere eseguita asportando solo i giunti di testa adiacenti all'unità di prova; in questo caso viene utilizzato un piccolo martinetto piatto inserito nello spazio ricavato da un lato del mattone e dall'altro vengono messi gli estensimetri, come in Figura 2.34 c.

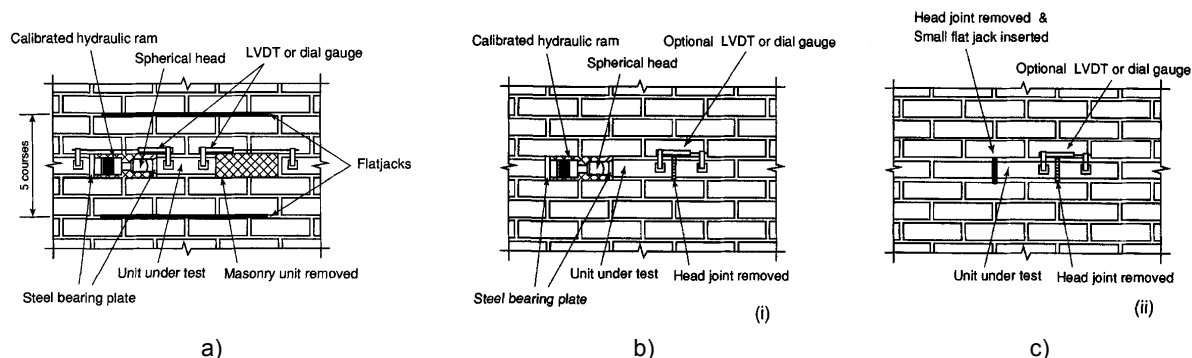


Figura 2.34 Prova di taglio diretto con metodo “A” (a), metodo “B” (b) e con l’utilizzo di un piccolo martinetto piatto. (RILEM TC127 MS-D.6, 1996)

2.4.3 Prove distruttive (DT)

Le indagini distruttive consentono misure dirette delle caratteristiche meccaniche delle murature, in particolare la resistenza a compressione e taglio e i moduli elastici.

Tali prove possono essere svolte in laboratorio o in sito, su provini di nuova costruzione o su murature esistenti.

Le prove in laboratorio difficilmente possono essere eseguite su campioni reali prelevati in sito in quanto la loro estrazione causa un rimaneggiamento che può ridurre le proprietà meccaniche. I campioni testati in laboratorio sono costruiti con materiali e tecniche simili a quelle che si riscontrano nel costruito storico. Risulta comunque difficile recuperare materiali nuovi le medesime proprietà meccaniche di quelli storici. Grazie all’ausilio di strumentazione più precisa e condizioni note è però possibile analizzare con maggior dettaglio il comportamento della muratura ed eseguire agevolmente prove cicliche.

Le prove in sito vengono realizzate isolando il campione con dei tagli verticali per eliminare il confinamento laterale ed applicando il carico attraverso una struttura di contrasto.

Questo tipo di prove fornisce valori dei parametri meccanici, validi su un dominio rappresentativo di un’intera porzione di muratura, a scapito del disfacimento del pannello murario testato; pertanto la prova può essere eseguita solo su parti di muratura da eliminare. È consentita l’estensione dei risultati alle restanti parti dell’edificio o ad edifici che presentino murature simili dal punto di vista della morfologia e della conservazione (Circolare n.617 NTC 2008).

2.4.3.1 Prova di compressione monoassiale

La prova di compressione semplice consiste nell’imprimere ad un pannello murario una sollecitazione di compressione monotona o ciclica tale che gli sforzi verticali siano distribuiti il più possibile in modo uniforme e la risultante delle compressioni sia centrata sulla sezione del provino. Al crescere del carico le deformazioni del provino vengono registrate mediante trasduttori di spostamento. La normativa di riferimento è la UNI EN 1052-1 del 2001 che stabilisce le dimensioni minime dei campioni in base alle dimensioni degli elementi resistenti, le modalità standard di applicazione del carico e l’elaborazione dei risultati.

Questa prova permette di ricavare caratteristiche meccaniche importanti al fine della conoscenza della muratura. In campo elastico è infatti possibile ricavare informazioni sulle caratteristiche di rigidità della muratura (E modulo di Young) e sul coefficiente di Poisson (ν) oltre che la resistenza a compressione (f_b). Spingendo il pannello a rottura è possibile,

inoltre, indagare parametri come la resistenza ultima e ottenere alcune indicazioni di massima riguardanti la capacità deformativa in compressione (Reluis 2009).

Per la prova in sito isolando il pannello verticalmente, si realizza con apposita attrezzatura una pressa equivalente inserendo martinetti idraulici e di travi di ripartizione in uno scasso aperto nella muratura esistente (Figura 2.35 a). Tale procedura di rapido apprestamento ha come limitazione il contrasto fornito dalla struttura esistente come accade per la prova di martinetto piatto doppio (vedi §2.4.2.2).

Utilizzando uno schema auto-contrastato (Figura 2.35 b) si risolve tale problematica garantendo il raggiungimento del collasso della muratura.

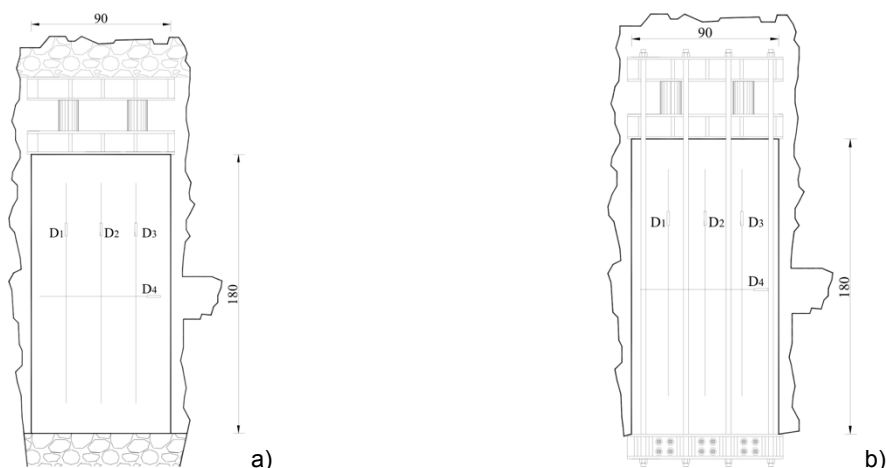


Figura 2.35 Schemi di compressione monoassiale in sito sfruttando il contrasto della struttura esistente (a), autocontrastata (b). (Reluis, 2009)

L'attrezzatura di prova in laboratorio è composta da una pressa idraulica di grandi dimensioni e da trasduttori di spostamento che registrano le deformazioni sul pannello (Figura 2.36).

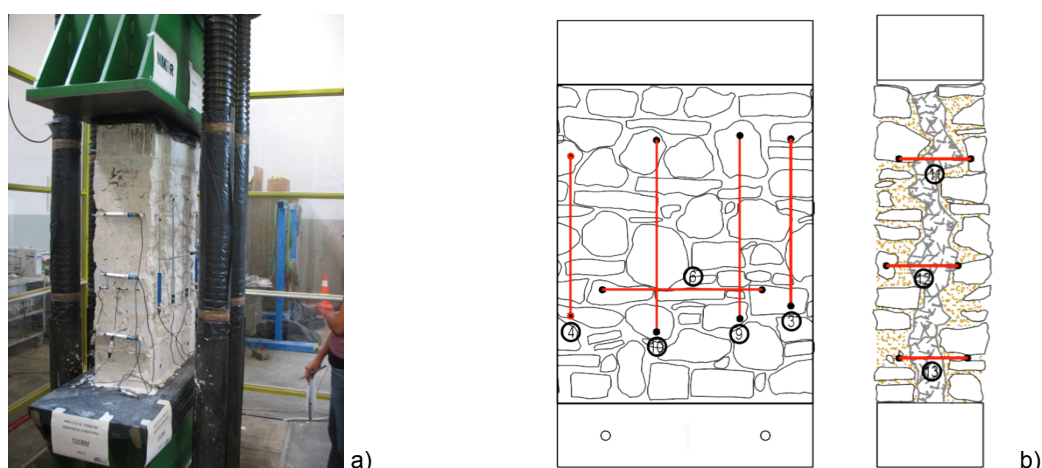


Figura 2.36 Configurazione di prova di compressione semplice in laboratorio (a) Disposizione dei trasduttori di spostamento (b).

2.4.3.2 Prove di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale permette di ricavare la resistenza a taglio della muratura (τ_0) e il modulo di taglio (G); venne introdotta nella normativa italiana con il D.M. 20/11/1987.

Le modalità di esecuzione della prova in laboratorio fanno riferimento alla normativa americana ASTM (E 519-02) e le raccomandazioni della RILEM (TC 76 LUM-B6, 1994), che propongono due diverse interpretazioni dei risultati (Tabella 2.9).

La prova in laboratorio viene svolta su un pannello quadrato di muratura con lato di circa 1,2 metri contenente un numero sufficiente di giunti e di blocchi, così da riprodurre il comportamento globale della muratura che si vuole studiare. Il pannello viene ruotato a 45° rendendo verticale la diagonale compressa, la forza viene applicata al pannello mediante due scarpe metalliche a forma di L che devono aderire perfettamente agli spigoli per ripartire la forza senza danneggiare gli spigoli del provino (Figura 2.37 a). Durante la prova le deformazioni vengono registrate da trasduttori di spostamento posizionati lungo le diagonali sulle due facce del pannello. (ASTM, 2002)

Tabella 2.9 Confronto tra l'interpretazione dei risultati della prova secondo ASTM e RILEM

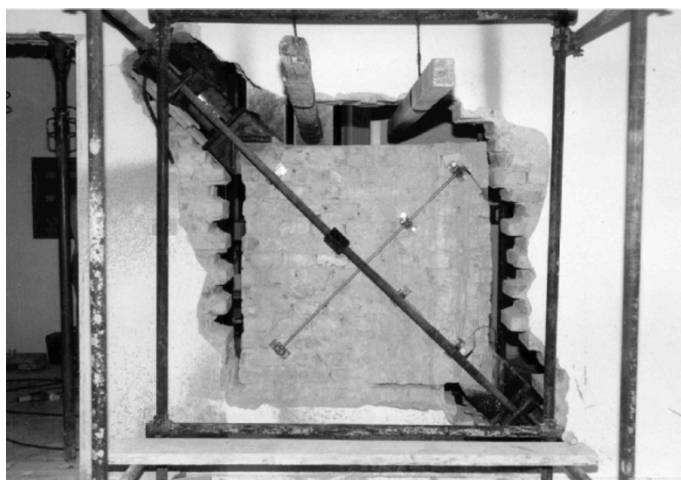
CARATTERISTICHE	ASTM	RILEM
Area netta pannello (A_n)	$\left(\frac{w+h}{2}\right)tn$	
Tensione principale di trazione (σ)	$0,707 \frac{P}{A_n}$	$0,5 \frac{P}{A_n}$
Tensione tangenziale di taglio (τ)		-
Deformazione angolare (γ)	$\frac{\Delta V + \Delta H}{g}$	-
Modulo di taglio (G)	$\frac{\tau}{\gamma}$	-

La prova in sito invece si esegue su un pannello ricavato mediante taglio con sega circolare da muratura esistente, su cui viene installata una attrezzatura capace di imprimere la forza diagonale inclinata a 45° rispetto l'orizzontale (Figura 2.37 b).

Per quanto riguarda l'interpretazione dei risultati le due norme differiscono poiché l'ASTM considera che nel pannello si produca uno stato di taglio puro, mentre il secondo individua uno stato di tensione principale di trazione al centro del pannello che lo porta a rottura con una lesione diagonale.



a)



b)

Figura 2.37 Schema di prova di compressione diagonale in laboratorio (a) (Vintzileou et al. 2007) e in sito (b) (Corradi et al., 2002).

2.4.3.3 Prova di taglio compressione

La prova viene effettuata in sito e in laboratorio e serve per la determinazione della resistenza a taglio, della resistenza a trazione e del modulo di taglio della muratura. Con questo test possono essere valutati parametri quali la duttilità, la capacità di dissipazione di energia ed il degrado della rigidezza. In questa prova il campione viene sottoposto ad un carico verticale costante (assiale), simulando l'effetto dei carichi gravitazionali che agiscono sulla parete di un edificio. Dopo questa fase viene applicato uno spostamento laterale monotono, o ciclico con ampiezza di spostamento crescente. A seconda dello scopo della sperimentazione si possono ottenere conclusioni sui parametri di base della resistenza sismica delle pareti in muratura, mediante l'applicazione di diverse procedure di carico (Figura 2.38).

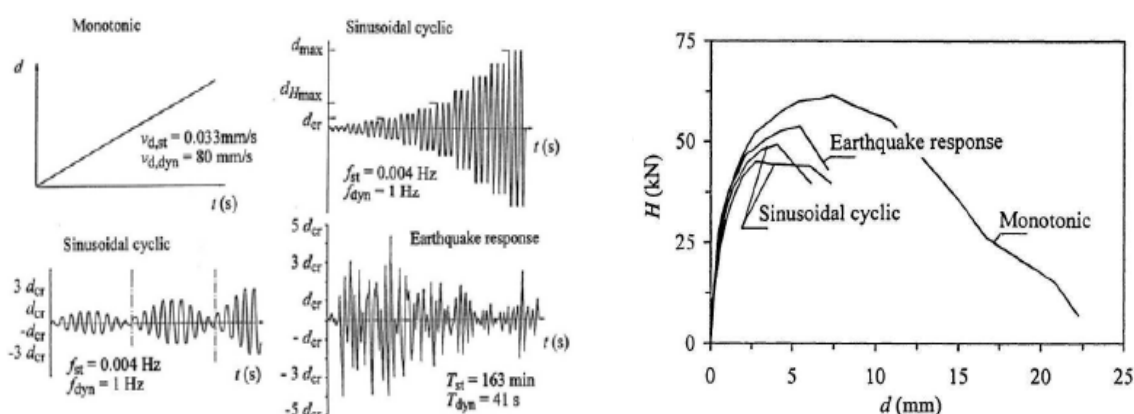


Figura 2.38 Spostamento laterale time-history (a), diversi modelli di carico (b). (Tomažević et al. 1996)

Poiché risulta difficile simulare il comportamento reale di una costruzione, la prova viene effettuata con condizioni al contorno semplificate e controllate. Le pareti possono essere testate come mensole incastrate alla base con applicazione del carico verticale centrato e costante o come se fossero incastrate a entrambe le estremità (Figura 2.39 a). La prova con il sistema a mensola prevede che il pannello venga fissato alla base, si procede poi imprimendo al campione una pre-compressione costante e applicandovi uno spostamento orizzontale in sommità (Figura 2.39 b). La configurazione del pannello murario con doppio incastro viene ottenuta per mezzo di vincoli cinematici o con un controllo elettronico che mantiene costante il carico verticale totale applicato mantenendo il parallelismo della estremità superiore con quella inferiore della parete.

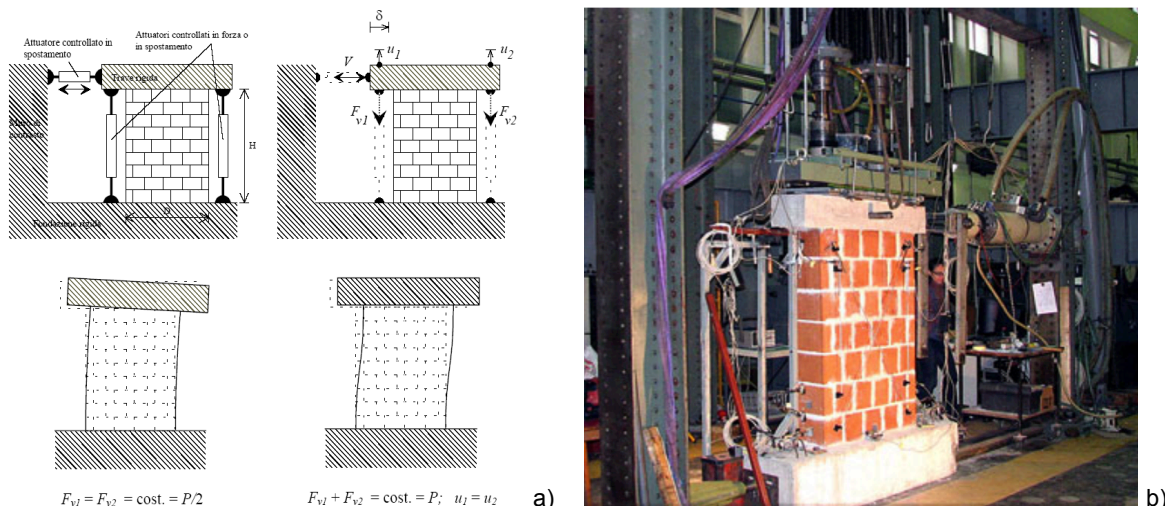


Figura 2.39 Schematizzazione delle due configurazioni tipiche per le prove di compressione di taglio (a) (Magenes, 2000), Apparato di prova in laboratorio (b) (Tomažević, 2010).

La rottura del pannello si può raggiungere per diverse modalità: scorrimento dei giunti, rocking, pressoflessione, taglio per fessurazione diagonale e taglio scorrimento, in base al livello di compressione verticale alla snellezza e alle proprietà dei materiali.

Se eseguita in sito su murature esistenti, in genere, questa prova è più invasiva delle due viste in precedenza perché il pannello utilizzato è di dimensioni maggiori, l'altezza può raggiungere anche il doppio della base e necessità di un contrasto orizzontale, in mancanza di questo per realizzare un sistema autocontrastato si rendono necessarie demolizioni più ampie sulla muratura.

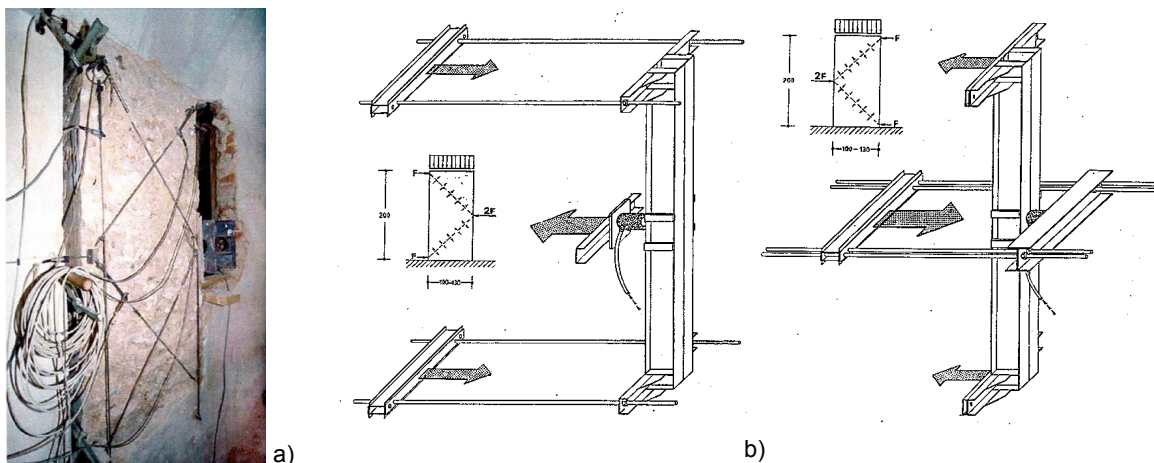


Figura 2.40 Schema di attrezzatura di prova a taglio-compressione utilizzata in sito (a) (Loeffelstiel, 2005), auto-contrastato con inversione di carico (b). (Dal Farra, 1992)

Data l'importanza nel proseguo della tesi della modalità di rottura per taglio e dei relativi criteri interpretativi se ne da in seguito una breve spiegazione.

Solitamente la modalità di rottura per fessurazione diagonale di rottura viene studiata valutando la tensione principale di trazione, quando raggiunge il valore critico ascrivibile alla resistenza a trazione della muratura (criterio di Turnšek-Čačovič). Un altro possibile meccanismo resistente per taglio-scorrimento segue una legge attrittiva alla Mohr-Coulomb, coinvolgendo la definizione di una coesione (c) e di un coefficiente d'attrito (μ).

Rottura per fessurazione diagonale secondo Turnšek e Čačovič

Nei primi anni Settanta Turnšek e Čačovič ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando la tensione principale di trazione raggiunge un valore critico assimilabile alla resistenza convenzionale a trazione della muratura (f_t).

La sperimentazione fu condotta essenzialmente su pannelli con la condizione di vincolo di doppio incastro (Figura 2.41) soggetti a differenti gradi di compressione verticale compresi tra il 6,7% e il 10% della resistenza a compressione massima della muratura esaminata.

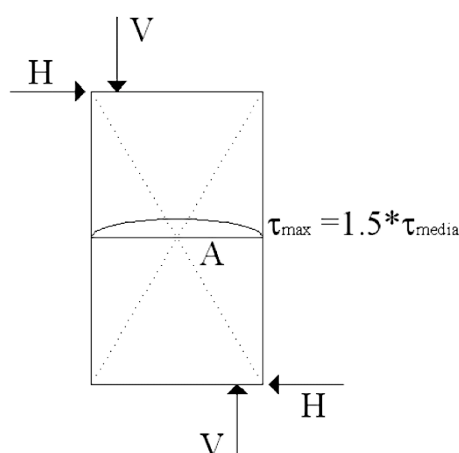


Figura 2.41 Configurazione di prova considerata nella trattazione di Turnšek-Čačovič con raffigurata la valutazione della tensione tangenziale massima al centro del pannello. (Frumento, 2007)

Nella loro teoria, Turnšek e Čačovič, assunsero implicitamente che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura potesse essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza corrispondente appunto alla resistenza a trazione (f_t), attraverso la tensione principale che si sviluppa nel punto A centrale del pannello. Supponendo in prima ipotesi che il pannello sia sufficientemente snello, tale quindi da essere considerato assimilabile ad un solido di De Saint Venant, e che le tensioni normali orizzontali siano nulle (σ_x nulle), il criterio si traduce nella seguente espressione che definisce la resistenza a taglio della muratura (Magenes et al., 2000):

$$\tau_k = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_y}{f_t}} \quad (2.6)$$

dove: il coefficiente b deriva dalla valutazione della tensione tangenziale media valutata sulla sezione rettangolare centrale del pannello, e vale 1,5, attraverso la teoria di Jourawsky; tale formulazione è ritenuta valida per pannelli murari che hanno un rapporto geometrico tra altezza e larghezza uguale o maggiore di 1,5.

Nell'equazione (2.6) la resistenza a taglio (τ_k) è espressa in funzione, oltre che del coefficiente di forma b , della resistenza a trazione della muratura (f_t) e della tensione di compressione media calcolata sull'intera sezione trasversale ($\sigma_y = \sigma_0$) (Figura 2.42).

È quindi possibile dedurre la resistenza a taglio, in assenza d'azioni di compressione assiale applicate, secondo la formulazione originaria di Turnšek-Čačovič (2.7):

$$\tau_k = \frac{f_t}{1,5} \quad (2.7)$$

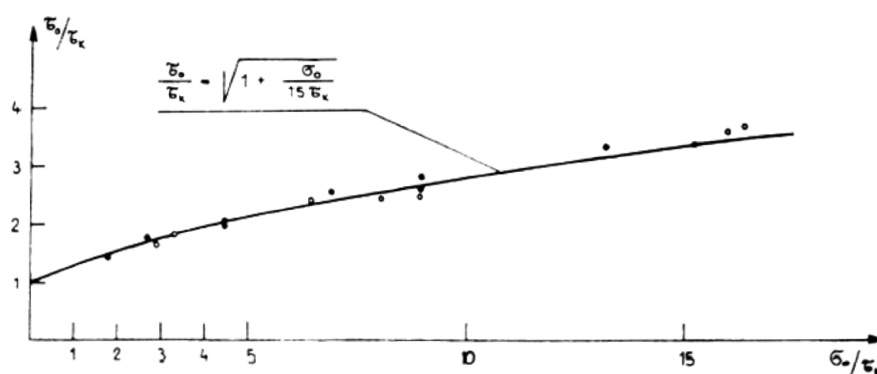


Figura 2.42 Confronto dei dati sperimentali con il criterio proposto da Turnšek e Čačovič (1971).

È importante osservare come il valore del taglio ultimo (τ moltiplicata per l'intera sezione trasversale A) derivando non da un metodo di verifica, ma da un criterio di resistenza, garantisca solo l'integrità della compagine muraria interna del pannello ma non il suo equilibrio (Augenti, 2004).

La semplicità del criterio di Turnšek-Čačovič, ma soprattutto il fatto che sia definibile attraverso un'unica grandezza meccanica (f_t), ha sicuramente favorito la sua applicazione soprattutto a livello normativo, sia nel D.M. del 2 Luglio 1981 sia nell'Ordinanza sismica 3274/03 e s.m.i., fino all'attuale Circolare n. 617 NTC 2008, relativamente agli edifici esistenti in alternativa a quello di taglio scorrimento previsto invece per le strutture murarie di nuova progettazione. Tale assunzione implica che questo criterio ben si presta alla determinazione della resistenza a taglio di pannelli murari appartenenti agli edifici storici, dove la qualità e la tessitura muraria è estremamente variegata.

Esistono tuttavia alcuni dubbi sulla validità al variare del rapporto di forma dei muri e delle condizioni di vincolo, soprattutto quando la muratura ha un carattere chiaramente anisotropo, come ad esempio nel caso di murature di mattoni in laterizio con malta relativamente debole (Magenes e Calvi, 1997; Magenes et al., 2000).

Il criterio di Turnšek-Čačovič è stato poi esteso anche ai pannelli tozzi proponendo di utilizzare valori di b variabili in funzione del rapporto di forma h/d del pannello (altezza rapportata alla larghezza del pannello), per tenere conto della diversa distribuzione di tensioni tangenziali che si può realizzare al centro del pannello.

Turnšek e Sheppard (1978) sulla base di una simulazione numerica agli elementi finiti, a seguito di un progetto sperimentale in collaborazione tra l'Università di Padova e l'Istituto ZRMK in Lubiana, proposero per pannelli aventi rapporto h/d uguale a 1 la seguente espressione (2.8) funzione dello stato di tensione del pannello.

$$b = 1,54 - 0,478 \frac{\tau}{\sigma_y} \quad (2.8)$$

Un successivo valore di b è stato proposto da Benedetti e Tomažević (1984) e può essere esplicitato attraverso le relazioni in (2.9).

$$b = \begin{cases} 1,5 \\ 1 \\ h/d \end{cases} \text{ per valori di } \begin{cases} \frac{h}{d} > 1,5 \\ \frac{h}{d} < 1 \\ 1 < \frac{h}{d} < 1,5 \end{cases} \quad (2.9)$$

Infine, occorre osservare che in alcuni casi un modesto incremento di forze è stato misurato dopo la comparsa della fessura diagonale, ma generalmente il carico corrispondente alla fessurazione diagonale è compreso tra l'85% ed il 100% della sollecitazione ultima a taglio esibita dal pannello murario (Magenes e Calvi, 1997). Per questo motivo è possibile collegare alla prima lesione diagonale (che si estende lungo la diagonale compressa del pannello murario) il raggiungimento del limite di resistenza a trazione della muratura (Augenti, 2004), quindi associare il raggiungimento locale della tensione principale al centro del pannello ad una condizione limite per la muratura nel suo complesso.

Rottura per scorrimento con attrito secondo Coulomb

Coulomb formulò un criterio di rottura che consiste nella valutazione di una tensione tangenziale critica derivante dalla somma di due termini: il primo rappresentato dalla coesione c e l'altro dato dal prodotto della tensione normale agente σ per il coefficiente di attrito μ (Magenes, 2000).

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (2.10)$$

Tramite il seguente approccio è possibile definire sia una modalità di danneggiamento per fessurazione diagonale, in particolare se sono coinvolti i giunti di malta, sia meccanismi per scorrimento che si realizzano nelle sezioni di estremità del pannello. Appare evidente che a seconda del meccanismo che si vuole interpretare, le grandezze meccaniche che permettono la definizione di tale criterio dovranno essere adottate in modo coerente con il danno osservato.

Il parametro coesione c assume il significato di resistenza a taglio in assenza di compressione, tradizionalmente è valutato attraverso prove di taglio diretto (tripletta UNI EN 1052-3, Atkinson et al., 1989) quando si stanno indagando murature aventi tessiture tendenzialmente ordinate e quindi quando la tipologia muraria si presta coerentemente al risultato ottenuto. Nel caso invece di murature a conci lapidei sbazzati diventa difficile a livello operativo stabilire tale parametro, che può rivelarsi non rappresentativo, ecco perché su murature di tipo storico sono più indicate prove di compressione diagonale (Frumento, 2007).

Il coefficiente d'attrito μ assume generalmente il significato di grandezza media e non locale dei giunti di malta, al fine di restituire una proprietà di resistenza rappresentativa per l'intera apparecchiatura muraria che si sta investigando. Nei testi di riferimento normativo nazionali ed internazionali tale coefficiente è stato assunto costante, indipendente quindi dalla tipologia muraria ed è pari a 0,4.

Il coefficiente d'attrito può essere distinto in quello apparente e quello effettivo: il primo corrisponde alla crisi del pannello per scorrimento orizzontale tra legante ed elementi lapidei, che secondo Hendry assume valore costante compreso tra 0,30 e 0,80 (Augenti, 2000).

Il coefficiente di attrito effettivo, corrisponde alla crisi del pannello per scorrimento diagonale, ed è definito dal rapporto tra la componente parallela e quella normale alla superficie di rottura; in tale caso il valore può essere espresso attraverso la relazione empirica (2.11).

$$\mu_a = \frac{0,17}{(\sigma_n/\sigma_k)^{2/3}} \quad (2.11)$$

L'equazione (2.11) tiene conto della progressiva diminuzione del coefficiente d'attrito all'aumentare della tensione normale di compressione e trova buona corrispondenza con alcune campagne sperimentali (Augenti, 2000).

L'impostazione corrente, adottata dalla maggior parte dei testi normativi è quella di ottenere il valore della resistenza ultima del pannello facendo riferimento esclusivamente all'area reagente della sezione esaminata, ovvero della zona compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione (Figura 2.43).

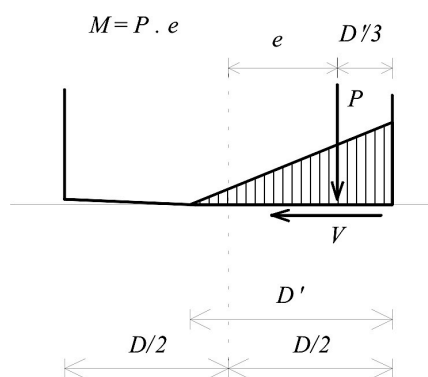


Figura 2.43 Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica (Magenes et al., 2000).

La relazione (2.10) sembra tuttavia più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che per fessurazione diagonale, in quanto prevede la rottura delle sole sezioni parzializzate.

2.5 Metodi di consolidamento delle murature

Esistono numerose tecniche d'intervento potenzialmente applicabili alle strutture murarie. Le tipologie disponibili si possono classificare in base all'uso di materiali e tecniche tradizionali o innovativi.

Assumendo garantite le condizioni di stabilità globale dell'edificio (interventi sulle fondazioni, collegamento tra gli elementi verticali e di questi con gli orizzontamenti), gli interventi destinati alle murature sono:

- *sostruzione*: attuata mediante sostituzione di elementi degradati e conseguente ricostruzione locale, è generalmente necessaria anche in preparazione dell'applicazione di un'ulteriore tecnica;
- *iniezione*: tecnica di grande diffusione realizzata mediante immissione di miscele fluide entro fori praticati nella muratura; di complessa definizione per i numerosi parametri in gioco, può avere diverse finalità (riempimento di vuoti, cucitura delle fessure, sigillatura superficiale di paramenti);
- *intonaci armati*: tecnica costituita da placcaggi mediante reti elettrosaldate spruzzate con betoncini cementizi, su uno od entrambi i lati della muratura collegati

trasversalmente; anch'essa di larga diffusione è destinata a murature fortemente degradate che non ammettono interventi alternativi di tipo passivo (iniezioni);

- *ristilatura dei giunti di malta*: consiste nella rimozione di malta degradata e sostituzione con materiali di migliori caratteristiche, ed è destinata ad incrementare le caratteristiche meccaniche e di durabilità;
- *tiranti trasversali*: tecnica rivolta al rafforzamento della connessione tra i paramenti in muri a più strati mediante inserimento ed ancoraggio di barre metalliche;
- *applicazione di fibre (FRP o SRG)*: tecnica di crescente interesse e diffusione, realizzata mediante applicazione di strisce di materiale fibroso (carbonio, vetro, acciaio, etc.) con collanti strutturali (resine) o malte sui paramenti.

2.5.1 Sostruzione muraria o scuci-cuci

Quest'intervento consiste nella sostituzione di alcune parti della muratura, quando il dissesto e il degrado della muratura sono imputabili sia agli elementi resistenti, lapidei o laterizi, sia alla malta. L'obiettivo primario della sostruzione muraria è il ripristino delle caratteristiche strutturali originarie delle pareti.

Questa tecnica può essere d'interesse localizzato, per risarcire una lesione presente sul paramento murario o più lesioni distanziate tra loro, oppure diffuso, nel caso di fessure estese e vicine. Le modalità d'esecuzione si differenziano anche a seconda che la lesione da ricucire interessi solo uno dei paramenti, nel qual caso si interviene solo sul lato fessurato, o che la lesione sia passante, cioè si manifesti su entrambi i paramenti. In questo caso si deve intervenire con la graduale sostituzione degli elementi resistenti intervenendo da un solo lato, se il muro è a due teste, oppure intervenendo sui due lati coordinatamente, in caso di maggiori spessori.

In genere nell'intervento di scuci-cuci si utilizzano mattoni pieni di buona qualità e malta, talvolta se la lesione interessa l'ammorsamento tra gli elementi ma questi si trovano ancora in buone condizioni, si usa direttamente il materiale originario (Figura 2.44).

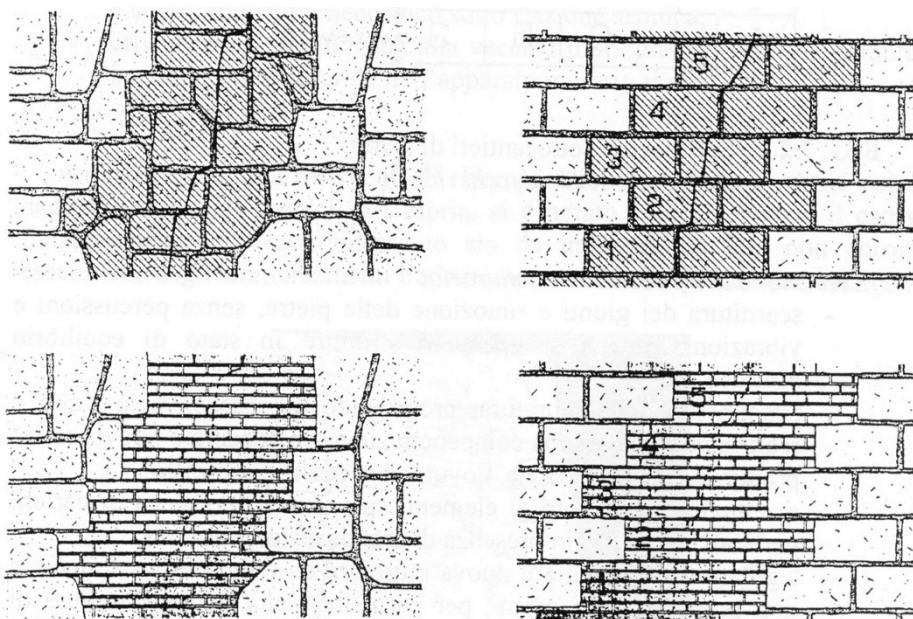


Figura 2.44 Interventi di sostruzione muraria nel caso di muri di pietrame irregolare e di muri in conci squadrati. (Disarò, 2000)

2.5.2 Iniezioni di miscele consolidanti

L'intervento consiste nel far penetrare miscele leganti di varia natura all'interno della muratura, con particolari tecniche, in modo tale da ripristinarne la continuità e migliorarne le caratteristiche meccaniche.

L'intervento di consolidamento mediante iniezione di miscele è da utilizzarsi:

- quando il degrado della muratura è imputabile al legante;
- quando all'interno della sezione muraria sono presenti dei vuoti, sufficientemente collegati tra loro, e tali da permettere alla miscela di penetrare e diffondersi nel muro;
- in presenza di lesioni diffuse e per murature in pietra, nelle quali in genere c'è una maggiore percentuale di vuoti interni rispetto a murature di altro tipo.

Le miscele possono essere composte in percentuali diverse dagli stessi materiali e con diversi tipi di additivi; queste si suddividono principalmente in due grandi classi:

- inorganiche, a base di acqua e cemento o di acqua e calce naturale, con eventuali aggiunte di additivi o di inerti granulometricamente più consistenti per murature mal eseguite e lesioni di grosse dimensioni;
- a base di resine sintetiche, che possono essere organiche (ad esempio, le resine epossidiche) per ottenere resistenze finali superiori o tempi di presa più rapidi, oppure reoplastiche (molto fluide e ad alto potere coesivo) o espansive, per ottenere buone proprietà antiritiro.

L'intervento di consolidamento mediante iniezione può essere suddiviso in funzione delle tecniche di esecuzione (Figura 2.45):

- iniezione per gravità;
- iniezione in pressione;
- iniezione per depressione.

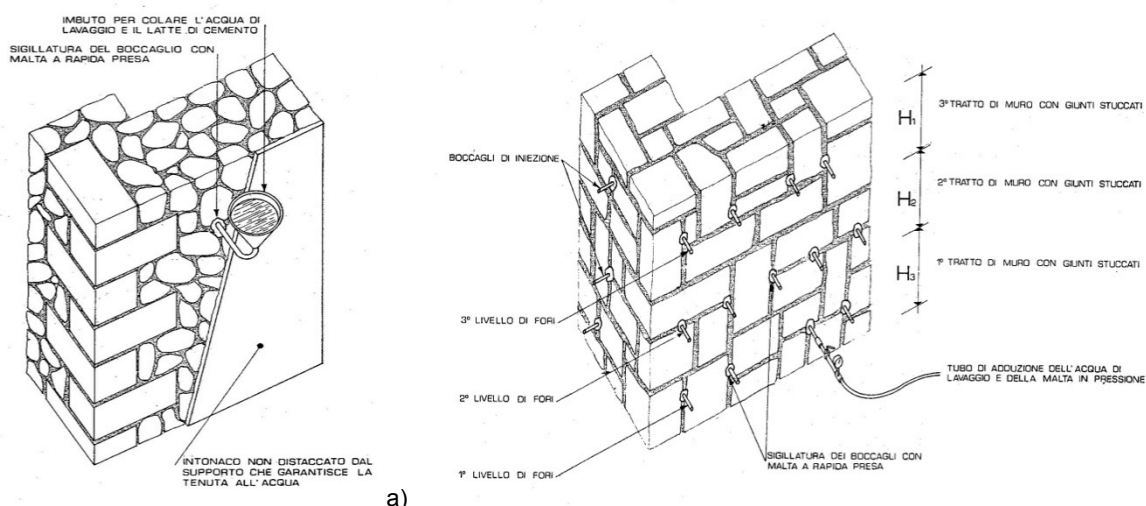


Figura 2.45 Schema di iniezione per gravità (a) e per pressione (b). (Valluzzi, 2003)

La scelta della miscela deve essere fatta in relazione alle caratteristiche migliori per il tipo di muratura sul quale si deve intervenire, ad esempio: la resistenza meccanica della miscela e

le sue caratteristiche di deformabilità (modulo elastico e il coefficiente di Poisson) devono essere simili a quelli del muro originario.

Nel caso di miscele a base di calce o cemento spesso vengono anche utilizzati degli additivi espansivi, acceleranti, ritardanti, fluidificanti o aeranti, e al legante vengono aggiunte piccole percentuali di materiali che funzionino da "cariche", come argilla, cocciopesto, fumi di silice, pozzolana, ed altri, per attivare alcune proprietà intrinseche della miscela.

L'intervento di consolidamento mediante iniezione è composto da varie fasi di lavoro:

- preparazione della parete;
- perforazione ed inserimento delle cannule;
- stuccatura dei giunti;
- lavaggio ed imbibizione della muratura;
- iniezione vera e propria.

2.5.3 Intonaci armati

L'intervento consiste nel realizzare, in aderenza alle superfici murarie, delle lastre cementizie armate con reti metalliche, adeguatamente ancorate tra loro e alla muratura esistente tramite tiranti passanti in acciaio.

Questo intervento di consolidamento è utile quando la muratura si trova in uno stato di degrado avanzato e presenta un quadro fessurativo così complesso ed esteso, da rendere inutile o impossibile qualsiasi altro genere d'intervento; la tecnica consente di avere miglioramenti delle caratteristiche di resistenza, grazie all'incremento della sezione resistente apportato dalle lastre e all'effetto di confinamento esercitato da esse sulla muratura.

L'applicazione di paretine armate non prevede alterazioni dello stato di sollecitazione della muratura durante la sua esecuzione, però modifica in modo sostanziale la rigidità delle pareti. Nel collocare le lastre d'intonaco cementizio armato, quindi, è meglio seguire criteri di simmetria e regolarità. Inoltre, a fronte dell'effetto di confinamento che si può ottenere, c'è da considerare l'impossibilità di applicare tale tecnica, così come la precedente, in caso di edifici d'interesse storico artistico, per la copertura che esso attua di eventuali decorazioni parietali o d'interessanti tessiture faccia a vista. Altri effetti collaterali dovuti all'utilizzo della tecnica delle paretine armate sono l'alterazione delle proprietà fisiche della parete, quali l'isolamento termico o la traspirabilità, e il possibile innescarsi di processi corrosivi dei connettori trasversali delle paretine.

I materiali necessari per l'esecuzione sono la miscela legante per la costituzione dell'intonaco e le reti elettrosaldate d'acciaio di armatura. La miscela può essere variamente composta, e a seconda delle diverse composizioni cambia anche la procedura d'esecuzione dell'intervento; in ogni caso è opportuno utilizzare nelle miscele prodotti antiritiro o espansivi per evitare fessurazioni indesiderate. I tipi di miscela comunemente utilizzati sono:

- mescola secca di sabbia e cemento in proporzione 4:1, proiettata sulla parete in pressione attraverso un ugello, all'interno del quale viene aggiunta acqua fino ad ottenere buone caratteristiche di fluidità (gunite);
- intonaco di malta cementizia ad elevato contenuto di cemento (betoncino);
- conglomerato cementizio.

L'esecuzione può avvenire con la costruzione di vere e proprie pareti di cemento armato, sistema che può essere adottato quando è necessario intervenire da un solo lato della

parete; con la formazione di lastre sottili di cemento (gunita) armate con reti di acciaio elettrosaldate, oppure con l'apposizione di un intonaco di spessore di almeno 3 cm di malta cementizia (betoncino) sempre armato (Figura 2.46).

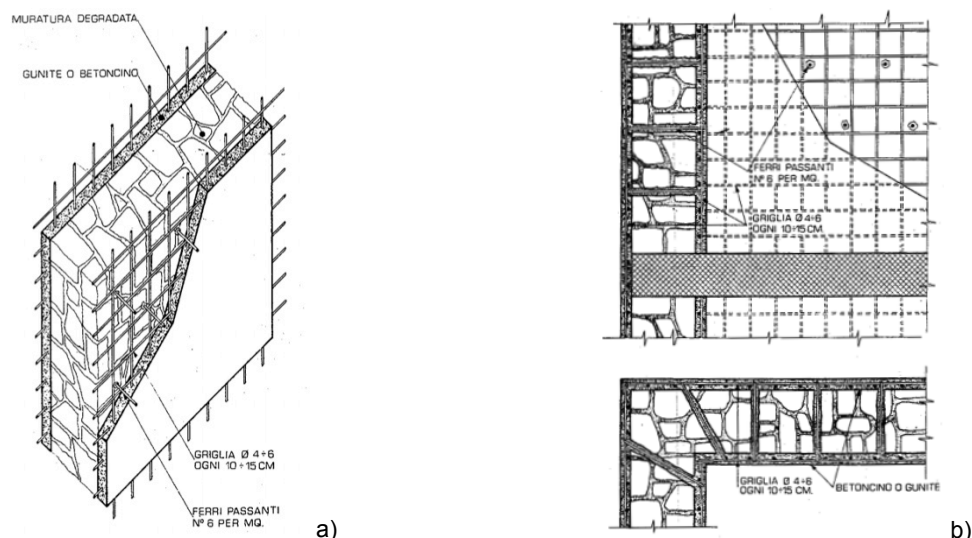


Figura 2.46 Consolidamento di muratura mediante lastre sottili armate con rete elettrosaldata in acciaio e collegate da ferri passanti. Vista assonometrica; sezioni orizzontale e verticale. (Disarò, 2000)

2.5.4 Ristilatura dei giunti di malta

Questo intervento consiste nella parziale sostituzione della malta di allettamento dei giunti con malta di migliore qualità, per il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura, ed è da applicarsi nel caso in cui il degrado sia localizzato nella sola malta.

Nel caso di consolidamento tramite ristilatura bisogna prevedere l'impossibilità di mantenere gli intonaci originari, quindi non si può utilizzare questo tipo d'intervento in presenza di intonaci pregiati o di affreschi, cioè in edifici di interesse storico artistico.

Una variante all'intervento classico di ristilatura dei giunti prevede l'inserimento di barre o di lamine di rinforzo all'interno del giunto, in acciaio o in fibre polimeriche rinforzate, disposte su uno o due lati della muratura, eventualmente anche collegate in direzione trasversale. Questo comporta un'ulteriore riduzione delle dilatazioni del muro e delle tensioni di trazione negli elementi resistenti, risultando anche utile per prevenire lo spanciamiento dei paramenti esterni nelle murature multistrato e per aumentare la duttilità e la capacità di dissipare energia della struttura.

Prima di procedere all'esecuzione dei lavori bisogna caratterizzare accuratamente la malta originaria da un punto di vista chimico, fisico e meccanico, per vedere di scegliere la malta da ristilatura più compatibile con quella preesistente. La malta di riempimento non deve essere eccessivamente rigida e resistente per non creare nella muratura delle zone a comportamento disomogeneo.

La tecnica della ristilatura armata non è però applicabile quando, per esempio, i giunti sono irregolari, come nel caso della maggior parte delle murature in pietra. Se quindi non si vuole o non si può inserire un'armatura sul fondo del giunto, si procede con una ristilatura tradizionale, riempiendo i giunti scarniti con malta.

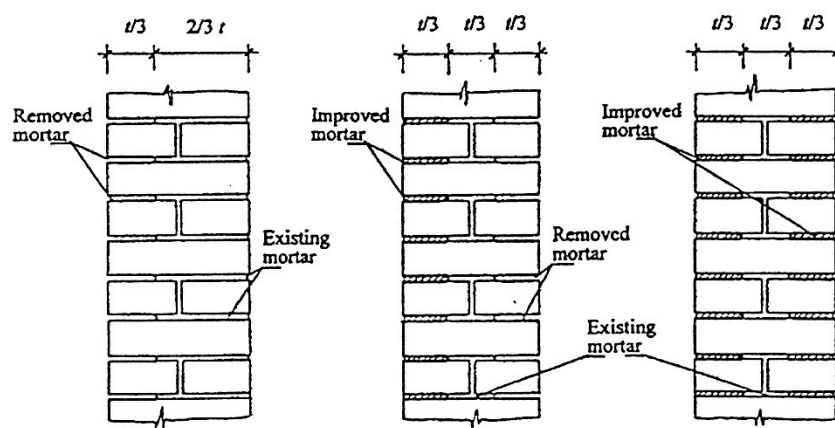


Figura 2.47 Fasi di lavorazione nel caso di ristilatura eseguita su entrambi i lati della muratura. (Disarò, 2000)

2.5.5 Tiranti trasversali

La tecnica d'inserimento di tirantini metallici trasversali nella muratura serve principalmente per limitare il distacco dei paramenti esterni causato dalla mancanza dei diatoni.

Si effettuano dei fori passanti in direzione ortogonale al paramento murario entro i quali s'inseriscono poi i tiranti, di diametro variabile tra i 4 e gli 8 mm, costituiti da barre di acciaio ad aderenza migliorata o da barre filettate che terminano con un bullone con testa e dado muniti di rondelle capochiave. E' possibile eventualmente inserire le barre anche per battitura, sfruttando le lesioni presenti nella muratura. Per migliorarne l'aderenza con la muratura e aumentare la protezione alla corrosione è possibile iniettare il foro una volta posizionato il tirantino.

In genere si nota un buon funzionamento del metodo appena esposto, a fronte anche di una notevole rapidità d'intervento e di bassi costi d'esecuzione.

Fondamentale è anche il fatto che questo genere d'intervento è removibile, se non accompagnato da iniezioni, nel caso in cui si trovi una migliore soluzione per il consolidamento della muratura in esame

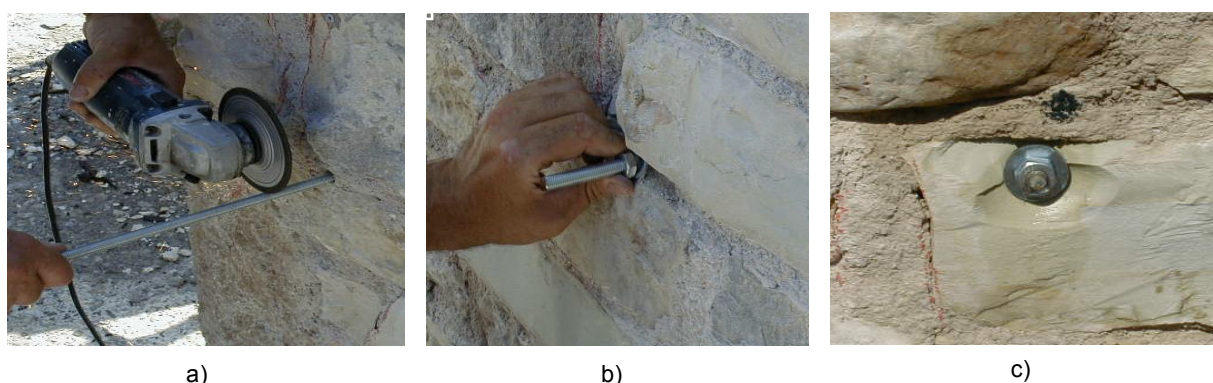


Figura 2.48 Tecnica d'intervento con l'installazione di tirantini antiespulsivi (Modena, 2009)

2.5.6 Applicazione di materiali compositi

Questa tecnica prevede l'applicazione sui paramenti esterni di fibre in materiale composito di varia natura o acciaio applicate con materiali organici (resine) o inorganici (malte).

L'intervento può essere eseguito per ottenere un effetto di confinamento su elementi con compressione elevata con fasciatura perimetrali o realizzando delle maglie ortogonali sui paramenti dei maschi murari, le maglie possono essere parallele e ortogonali all'asse verticale delle pareti oppure ruotate di 45° seguendo l'orientamento tipico delle lesioni a taglio della muratura sotto l'azione sismica. Nel caso di muratura irregolare in pietra l'incollaggio del tessuto o della lamina di rinforzo risulta il punto critico di questo intervento, è necessario infatti preparare il substrato realizzando delle zone spianate con malta su cui poi incollare le fibre. Rispetto alla parete armata con betoncino questa tecnica incrementa la duttilità senza aumentare la rigidità.

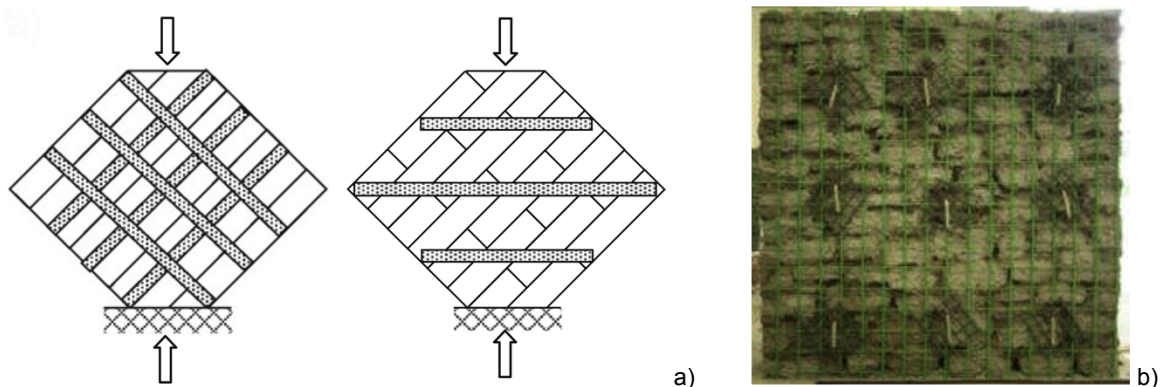


Figura 2.49 Applicazione di strisce di composito su muratura in blocchi (a) (Valluzzi, 2002), applicazione intonaco armato con rete in GFRP (b) (Gattesco, 2010)

2.6 Caratterizzazione in sito con prove non distruttive o debolmente distruttive

2.6.1 Le prove soniche

Nel seguito vengono presentati tredici casi studio riguardanti l'applicazione delle prove soniche per l'analisi della morfologia e dello stato di conservazione della muratura. Tutte le esperienze di cui si tratta sono state condotte nell'ambito di ricerche dell'università di Padova negli ultimi dieci anni. I casi studio sono raggruppati per le seguenti tipologie murarie:

- muratura in mattoni (7);
- muratura mista costituita da elementi laterizi e lapidei (6);
- muratura in pietra (7).

I numeri tra parentesi indicano il numero di casi studio per quella tipologia.

In Figura 2.50 si riportano a titolo di esempio i risultati ottenuti con le prove soniche dirette.

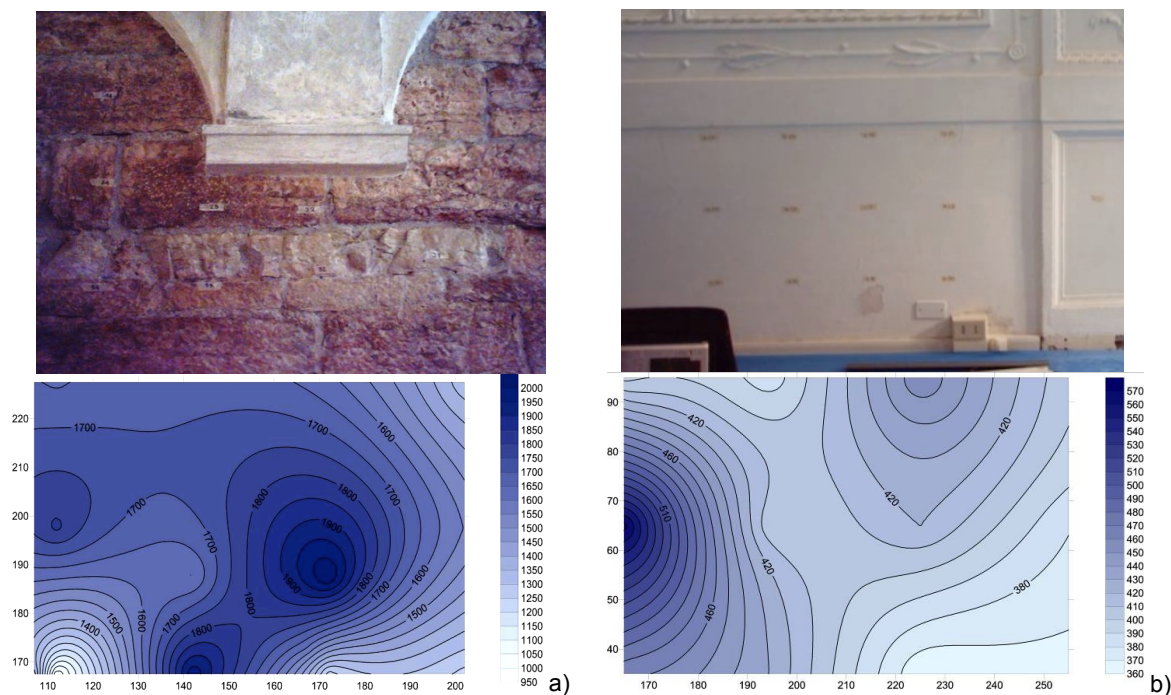


Figura 2.5 Risultati delle prove soniche alla Torre della Tromba (TN): Lato Nord piano terra (a), piano primo sala degli stucchi (b). (Scodeller, 2006).

In Tabella 2.10 si riportano i valori di velocità rilevati nei diversi siti di indagine raccolti per tipologia muraria. Si nota come globalmente le velocità medie delle 3 categorie murarie siano comprese tra i 1500 e 1900 m/s.

Tabella 2.10 Velocità medie nelle prove soniche dirette per tipologia muraria. (Bresolato, Pasin, 2008)

Tip. muraria	Spessore [m]	Intervallo di velocità [m/s]	Velocità medie $V \pm \sigma_v$ [m/s]	Sito	Riferimento
M A T T O N I	1,33	1647 ÷ 3847	2401 ± 515	Lato 1	(Biasiolo, 2001)
	1,29	1322 ÷ 4671	2379 ± 677	Lato 2	(Biasiolo, 2001)
	1,80	908 ÷ 1314	1090 ± 125	S4	(Semenzato, 2005)
	1,10	811 ÷ 1703	1097 ± 223	S5	(Semenzato, 2005)
	1,13	894 ÷ 2041	1563 ± 306	S6	(Semenzato, 2005)
	1,30	770 ÷ 1419	1105 ± 181	S7	(Semenzato, 2005)
	1,25	697 ÷ 1201	963 ± 184	S8	(Semenzato, 2005)
	1,25	1013 ÷ 1600	1326 ± 137	S9	(Semenzato, 2005)
	0,74	962 ÷ 2443	1583 ± 390	S10	(Semenzato, 2005)
	1,07	1097 ÷ 2686	1779 ± 426	S11	(Semenzato, 2005)
	-	1407 ÷ 1801	1603 ± 197	Postazione 4A	(Loeffelstiel, 2005)
	0,80	792 ÷ 1647	1359 ± 320	Postazione 4A	(Loeffelstiel, 2005)
-	1029 ÷ 1812	1440 ± 393	Postazione 4A	(Loeffelstiel, 2005)	
	1,00	400 ÷ 3000	1308 ± 1006	Sito1	(Modena et al., 2000b)
	0,79	692 ÷ 2418	1509 ± 476	Zona a, b-sponda	(Modena, et al., 1999)
Velocità media Mattoni			1500 m/s		
M	0,95	927 ÷ 2422	1714 ± 386	Zona a	(Levorato, 2002)
A	0,77	385 ÷ 1021	611 ± 161	G1 (terra)	(Oliosio, 2004)
T	1,08	356 ÷ 922	651 ± 166	B2-b3 (interr)	(Oliosio, 2004)
T	0,64	475 ÷ 1402	793 ± 180	G7 (terra)	(Oliosio, 2004)
O	1,09	611 ÷ 2408	1286 ± 542	B4 (interr)	(Oliosio, 2004)

Tip. muraria	Spessore [m]	Intervallo di velocità [m/s]	Velocità medie $V \pm \sigma_v$ [m/s]	Sito	Riferimento
N	0,85	1009 ÷ 2034	1658 ± 326	So-2	(Panizzo, 2005)
I	1,45	753 ÷ 2315	1424 ± 338	So-7	(Panizzo, 2005)
-	0,58	759 ÷ 3306	1722 ± 882	So-5	(Panizzo, 2005)
P	2,20	687 ÷ 1785	969 ± 221	N-e (cinta)	(da Porto, 1999)
I	1,00	500 ÷ 3000	1417 ± 735	Sito1	(Modena, et al., 2000b)
E	1,00	306 ÷ 1404	673 ± 388	Parete a-fond.	(Modena, et al., 1999)
T	0,83	341 ÷ 3500	1949 ± 1459	Parete b-fond.	(Modena, et al., 1999)
R	Velocità media mattoni e pietra		1239 m/s		
E	1,36	361 ÷ 574	420 ± 58	Nord (primo)	(Scodeller, 2006)
	1,30	952 ÷ 2051	1536 ± 356	Nord (terra)	(Scodeller, 2006)
	1,31	697 ÷ 2179	1325 ± 412	Nord (sottotetto)	(Scodeller, 2006)
	1,37	852 ÷ 2909	1837 ± 568	S1	(Semenzato, 2005)
	0,89	1069 ÷ 2392	1695 ± 402	S2	(Semenzato, 2005)
	0,81	1887 ÷ 2843	2462 ± 202	S3	(Semenzato, 2005)
	1,71	1627 ÷ 2591	2155 ± 232	Zona 1 posizione6	(Mondin, 2004)
P	1,30	1022 ÷ 2440	1823 ± 407	Zona 2 posizione6	(Mondin, 2004)
I	1,00	600 ÷ 3000	1653 ± 772	Sito1	(Modena, et al., 2000b)
E	0,50	1067 ÷ 3000	2660 ± 641	1	(da Porto, 1999)
T	0,50	868 ÷ 3000	2289 ± 732	3	(da Porto, 1999)
R	0,50	348 ÷ 1904	859 ± 538	4	(da Porto, 1999)
A	0,50	269 ÷ 3000	1068 ± 765	5	(da Porto, 1999)
	0,50	467 ÷ 3000	1883 ± 887	6	(da Porto, 1999)
	0,50	962 ÷ 3000	2616 ± 658	8	(da Porto, 1999)
	0,50	895 ÷ 3000	2689 ± 669	13	(da Porto, 1999)
	0,50	1669 ÷ 3000	2806 ± 431	14	(da Porto, 1999)
	0,50	2170 ÷ 3000	2866 ± 266	15	(da Porto, 1999)
	0,50	450 ÷ 3000	2063 ± 868	16	(da Porto, 1999)
	Velocità media pietra		1932 m/s		

In Tabella 2.11 sono invece riportate le velocità medie prima e dopo gli interventi di consolidamento per le murature iniettate. Dalle medie per tipologia muraria si può notare come la velocità subisca incrementi dopo gli interventi di consolidamento, parametro che evidenzia la buona riuscita dell'intervento. La tipologia delle murature in pietra è quella che più di tutte fa registrare velocità elevate che arrivano al limite strumentale dei 3000 m/s.

Tabella 2.11 Velocità medie nelle prove soniche dirette prima e dopo l'intervento di consolidamento. (Bresolato, Pasin, 2008)

Tip. muraria	Spessore [m]	Velocità media pre consolidamento [m/s]	Velocità media post consolidamento [m/s]	Vel. post Vel. pre	Sito	Riferimento
M	1,00	1308 ± 1006	3000 ± 0	2,29	Sito1	(Modena, et al., 2000b)
A	0,79	1509 ± 476	2065 ± 883	1,37	Zona a, B-sponda	(Modena, et al., 1999)
T	media	1409	2533	1,80		
O						
N						
I						
M	2,20	969 ± 221	1331 ± 165	1,37	N-e (cinta)	(da Porto, 1999)
A						

Tip. muraria	Spessore [m]	Velocità media pre consolidamento [m/s]	Velocità media post consolidamento [m/s]	$\frac{Vel. \text{ post}}{Vel. \text{ pre}}$	Sito	Riferimento
T T / P I E T R E	1,00	1417 ± 735	2025 ± 940	1,43	Sito 1	(Modena, et al., 2000b)
	1,00	673 ± 388	952 ± 763	1,41	Parete a Fondazione	(Modena, et al., 1999)
	media	1019	1436	1,41		
P I E T R A	1,00	1653 ± 772	1021 ± 678	0,62	Sito 1	(Modena, et al., 2000b)
	0,50	1244 ± 977	3000 ± 0	2,41	1	(da Porto, 1999)
	0,50	986 ± 843	891 ± 798	0,90	3	(da Porto, 1999)
	0,50	880 ± 729	3000 ± 0	3,41	5	(da Porto, 1999)
	0,50	934 ± 818	3000 ± 0	3,21	6	(da Porto, 1999)
	0,50	850 ± 709	3000 ± 0	3,53	8	(da Porto, 1999)
	0,50	2689 ± 669	3000 ± 0	1,12	13	(da Porto, 1999)
	0,50	2806 ± 431	3000 ± 0	1,07	14	(da Porto, 1999)
	0,50	2866 ± 266	1132 ± 709	0,39	15	(da Porto, 1999)
	0,50	2063 ± 868	3000 ± 0	1,45	16	(da Porto, 1999)
media	1697	2404	1,42			

2.6.2 Evoluzione della prova con i martinetti piatti

L'utilizzo della prova con i martinetti piatti, in quasi trent'anni dal primo utilizzo (Rossi, 1980) in strutture edilizie, ha subito un notevole sviluppo grazie al consenso dato dagli operatori che ne hanno sostenuto i vantaggi rispetto alle altre tecniche di indagine e le qualità dei risultati ottenuti.

2.6.2.1 La prima sperimentazione sulle murature. (Rossi, 1982-1986)

L'istituto sperimentale per i modelli e le strutture (ISMES, Bergamo) ha intrapreso la prima sperimentazione delle prove con i martinetti piatti in laboratorio sulle murature (Rossi, 1982). La prima sperimentazione realizzata consiste nella calibrazione del test in un pannello murario realizzato in laboratorio di dimensione 140x140x60 cm caricato con una pressa a una tensione di compressione di 1,0 N/mm². Su questo pannello è stato eseguito un test di martinetto piatto singolo ed uno di martinetto piatto doppio.

La muratura utilizzata per i test è in mattoni pieni posati con una malta con basse caratteristiche meccaniche e giunti di levato spessore (25 mm).

Il test di calibrazione consiste nell'applicare uno stato di tensione, che si conosce (σ_m), al muro e confrontarlo con il valore determinato al centro del pannello con il martinetto piatto. Lo stato di tensione (σ_a) applicato su tre pannelli è pari a 1,0 N/mm²

I risultati ottenuti dalle due prove riportati in Tabella 2.12 evidenziano un valore di stato di tensione leggermente più alto di quello imposto sul modello. Questo è dovuto probabilmente alla non omogenea distribuzione delle tensioni causata dalla notevole durezza superficiale della malta sintomo anche di una maggiore rigidità.

Il valore del modulo elastico determinato con i martinetti piatti risulta corretto per livelli, di tensione inferiori a $0,5 \text{ N/mm}^2$. Per tensioni superiori risulta evidente l'effetto di confinamento sulla porzione compresa tra i due martinetti. Per l'intervallo $0,5 \div 1,0 \text{ N/mm}^2$, il valore calcolato è maggiore del 10% di quello misurato globalmente sul pannello con strumentazione convenzionale.

Tabella 2.12 Confronto tra le reali caratteristiche della muratura e quelle determinate dal test con i martinetti piatti. (Rossi, 1982)

Prova	valore pressa [N/mm^2]	valore martinetto [N/mm^2]	Errore [%]
Tensione martinetto singolo	1,00	1,15	+15%
Modulo elastico martinetto doppio			
$\Delta\sigma = 0,0-0,5 \text{ N/mm}^2$	2450	2400	-2%
$\Delta\sigma = 0,5-1,0 \text{ N/mm}^2$	3400	3750	+10%

La sperimentazione successiva (Rossi, 1986) è realizzata su quattro pannelli di muratura in mattoni con le medesime caratteristiche impiegate nella prima, utilizzando due diverse tipologie di martinetti piatti, $40 \times 20 \text{ cm}$ e $24 \times 12 \text{ cm}$. In questa seconda esperienza per la calibrazione dei martinetti piatti singoli i pannelli sono stati compressi a $0,75$, $1,5$ e $2,25 \text{ N/mm}^2$.

Le tensioni determinate riportate in Tabella 2.13 si differenziano da quelle imposte del $3 \div 4\%$ per livelli di tensione tra $1,50$ e $2,25 \text{ N/mm}^2$ e del 10% per tensioni più basse, nella prova 4 realizzata con il martinetto di piccole dimensioni nonostante la tensione di $1,50 \text{ N/mm}^2$ è affetta da un errore elevato del $7,7\%$.

Tabella 2.13 Confronto tra lo stato di tensione applicato e quello misurato (martinetto piatto $40 \times 20 \text{ cm}$). (Rossi, 1986)

Prova	Tipo martinetto	σ_a [N/mm^2]	σ_m [N/mm^2]	$\frac{\sigma_m - \sigma_a}{\sigma_a}$ [%]
1	40×20	$0,75$	$0,66$	-12%
2	40×20	$1,50$	$1,55$	+3,3%
3	40×20	$2,25$	$2,16$	-4%
4	24×12	$1,50$	$1,61$	+7,3%

La Figura 3.1 rappresenta le deformazioni attorno al martinetto piatto durante la terza prova (tensione applicata dai martinetti pari a $2,16 \text{ N/mm}^2$) evidenziando la permanenza dell'andamento del grafico anche in fase di scarico.

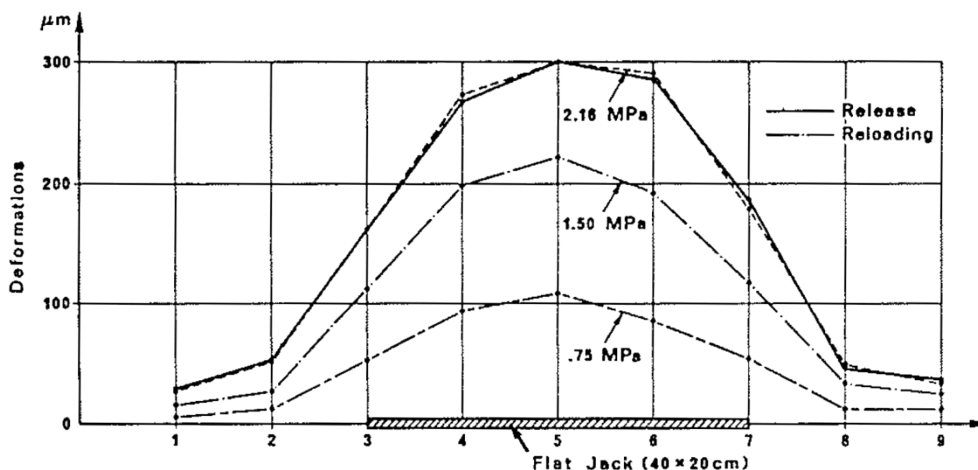


Fig. 3.1: Confronto tra le deformazioni nelle fasi di carico e quelle in fase di scarico (la tensione applicata è pari a 2.25 N/mm²). (Rossi, 1986)

La prova con due martinetti piatti ha imposto una tensione massima sulla muratura superiore a 2,0 N/mm² (Figura 2.51). I risultati ottenuti con l'utilizzo dei due tipi di martinetti (Tabella 2.14) hanno dimostrato l'inefficienza di quello di 24x12 cm con errori nettamente superiori rispetto a quelli del modello da 40x20 cm che nel caso sfavorevole ammette un errore del 9%. Questo si può ritenere dovuto all'interposizione tra i due martinetti piatti di una porzione di muratura caratterizzata da solo alcuni giunti di malta e non rappresentativa del comportamento dell'intero pannello.

Tabella 2.14 Confronto tra i moduli elastici della prova con martinetto piatto doppio da 40x20 cm (E') e 24x12 (E''). (Rossi, 1986)

$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	E_a [N/mm ²]	E' [N/mm ²]	E'' [N/mm ²]	$\frac{E' - E_a}{E_a}$ [N/mm ²]	$\frac{E'' - E_a}{E_a}$ [N/mm ²]
0,0 ÷ 0,5	1800	1750	3900	-2,8%	+116%
0,5 ÷ 1,0	2200	2400	3900	+9,1%	+77%
1,0 ÷ 1,5	2800	3000	4300	+7,1%	+53%
1,5 ÷ 2,0	3100	3300	4500	+6,5%	+45%

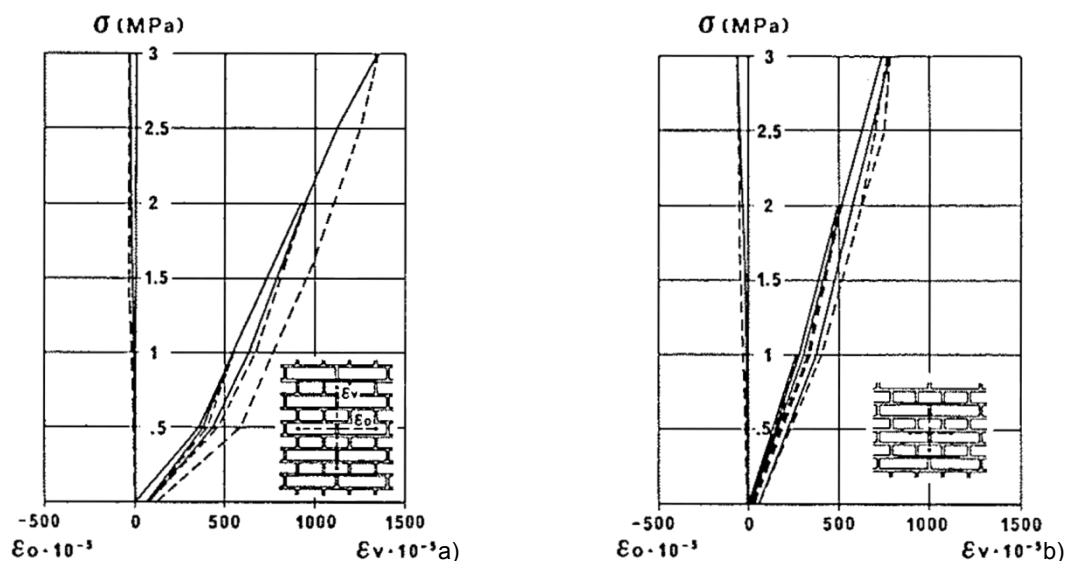


Figura 2.51 Calibrazione della prova di martinetto piatto doppio per la determinazione del modulo elastico, martinetti piatti 40x20 cm (a) e 24x12 cm (b). (Rossi, 1986)

In conclusione, si può dire che, mentre il martinetto piatto 40x20 cm permette di ottenere ottimi risultati in entrambe le prove, quello 24x12 cm si deve limitare all'uso nella sola prova di determinazione delle tensioni nella muratura.

Un'ulteriore sperimentazione venne condotta applicando le due prove su murature in mattoni ed in pietra ponendo l'attenzione sui test di calibrazione per accertare l'affidabilità della tecnica d'indagine in differenti condizioni di prova.

Nel modello in mattoni è stato utilizzato un martinetto piatto di forma rettangolare (40x20 cm) mentre per il pannello di pietra è stato usato un martinetto semicircolare (320x120x4 mm) delle stesse dimensioni del taglio realizzato da una sega circolare.

Il primo passo per l'esecuzione delle prove è la determinazione della costante di calibrazione K_m dei martinetti piatti utilizzati. La Figura 2.52 riporta il valore della costante in funzione della pressione dell'olio nei martinetti.

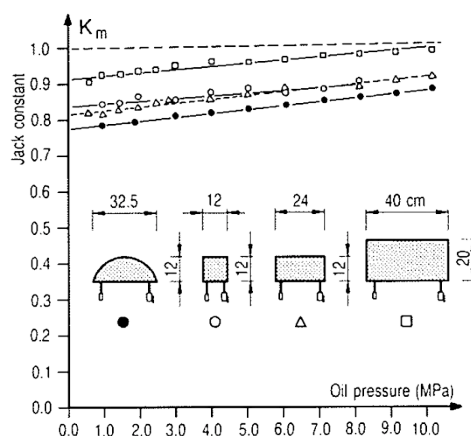


Figura 2.52 Curve di calibrazione di differenti tipi di martinetti piatti. (Rossi, 1987)

Il campione di muratura ha dimensione 150x150x50 cm, mattoni 12x25x6,5 cm e giunto di malta, composta da sabbia silicea, pozzolana, calce aerea e acqua, di spessore 1,5 cm.

Anche in questo caso l'obiettivo è la calibrazione della prova con il martinetto singolo, prima sulla muratura soggetta a carico uniformemente distribuito e poi su quella soggetta a carico eccentrico.

I parametri da confrontare sono la pressione determinata dalla prova e lo stato di tensione agente sul modello. Dalla Figura 2.53 a) è evidente la coincidenza della linea teorica con quella d'interpolazione che definisce l'alta affidabilità del modello rettangolare di martinetto piatto (40x20 cm) per le misure dello stato di tensione, e il buon risultato ottenuto con quelli di dimensione più piccola.

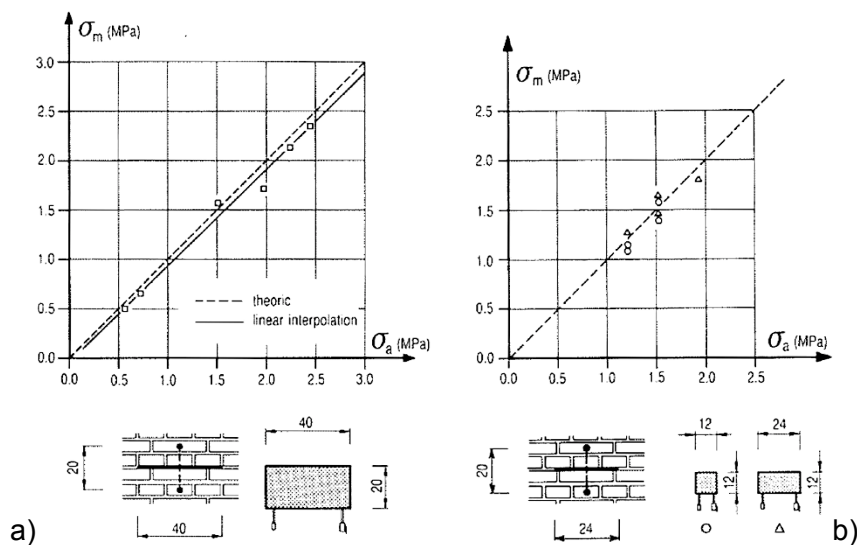


Figura 2.53 Risultati del test di calibrazione con martinetti 40x20 cm, 24x12 cm e 12x12 cm. (Rossi, 1987)

Il test sulla muratura con carico eccentrico è stato utilizzato per controllare eventuali eccentricità di carico in pilastri o murature. La prova è stata realizzata con i martinetti rettangolari 40x20 cm eseguendo la prova prima su di un lato e successivamente al ripristino del campione sul lato opposto. Le tensioni ottenute estendendo i risultati dei martinetti sulle due superfici esterne (Figura 2.54 b) sono molto vicine a quelle applicate realmente e calcolate analiticamente (Figura 2.54 a).

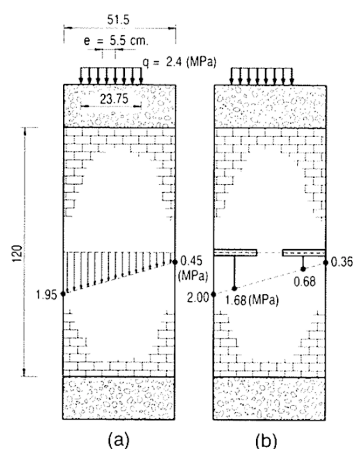


Figura 2.54 Risultati del test di calibrazione con carico eccentrico su murature in mattoni, analisi teorica (a), misura con martinetti piatti (b). (Rossi, 1987)

I campioni utilizzati per calibrare i martinetti semicircolari sono realizzati in muratura in blocchi di pietra calcarea squadrata (40x40x20 cm) con giunti sottili di 5 mm, hanno dimensioni di 60x40x40 cm. In Figura 2.55 è evidenziata la bontà della scelta delle dimensioni del martinetto piatto semicircolare in quanto la retta d'interpolazione è molto vicina alla linea teorica.

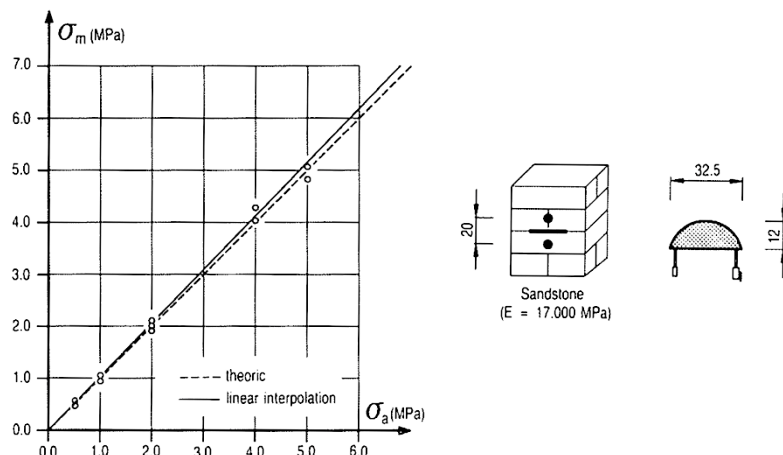


Figura 2.55 Risultati dei test di calibrazione su murature in pietra. (Rossi, 1987)

Rianalizzando i risultati ottenuti dai test per la valutazione delle caratteristiche di deformabilità con martinetti piatto doppio su muratura in mattoni si osserva in Figura 2.56 come il valore del rapporto tra il modulo elastico determinato con i martinetti piatti (E_m) e quello determinato dal test convenzionale di compressione (E_c) sia nell'intorno dell'unità. L'effetto del confinamento della muratura dai tre lati è quindi insignificante. In questo senso, i martinetti piatti possono essere considerati come una convenzionale prova di compressione. (Rossi, 1987)

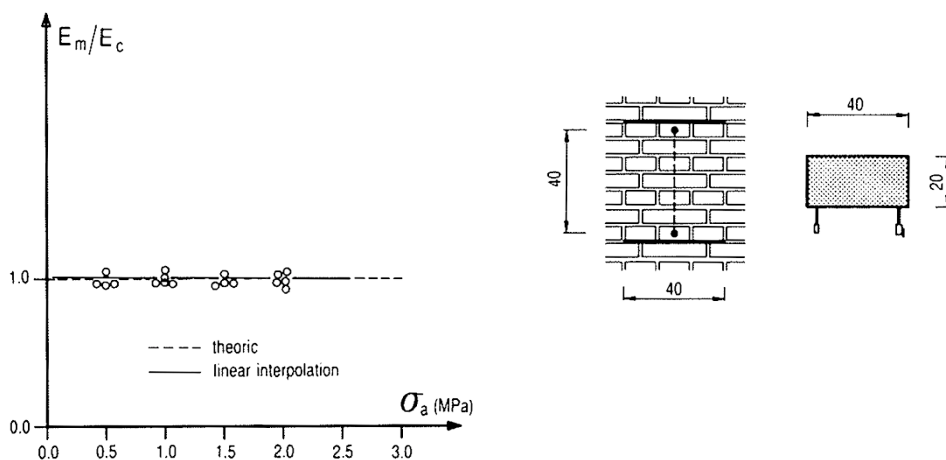


Figura 2.56 Comparazione tra il modulo elastico ottenuto dalla prova con i martinetti piatti (E_m) e quello dalla prova di compressione (E_c). (Rossi, 1987)

Ultimo parametro che si è cercato di indagare con i martinetti piatti doppi è la valutazione della resistenza a compressione della muratura. È stato scelto di valutare questo parametro confrontando le curve sforzo-deformazione ottenute dalla prova con martinetto con quelle ottenute dalla prova di compressione monoassiale di campioni con dimensioni 50x50x25 cm (Figura 2.57) ponendo come discriminante per la definizione della resistenza massima la formazione delle prime fessure. Confrontando i diagrammi si nota come l'andamento sia simile, ma dopo una prima fase elastica, la curva ottenuta dalla prova con i martinetti piatti risulta il 10÷15% più alta di quella determinata dalla prova di compressione. “Questo risultato è stato confermato da altri due test dimostra chiaramente che la prova con i martinetti piatti

possa essere utilizzata per stimare la resistenza ultima a compressione della muratura” (Rossi, 1987).

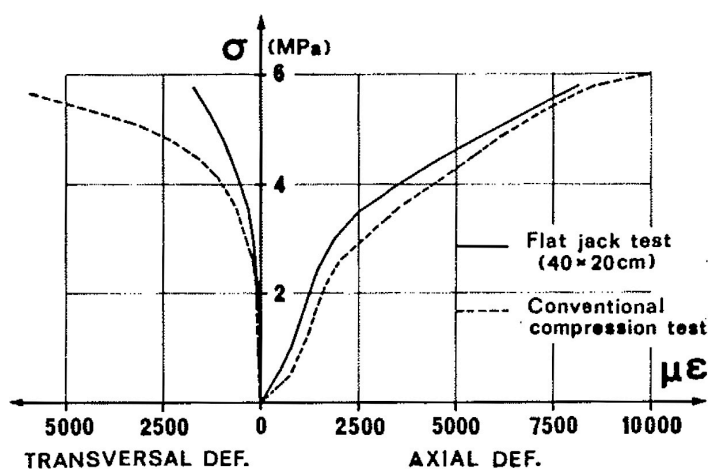


Figura 2.57 Determinazione della resistenza a compressione della muratura per comparazione tra la prova con i martinetti piatti e dalla prova di compressione monoassiale. (Rossi, 1987)

2.6.2.2 Determinazione dello stato di tensione e del modulo elastico. (Abrams, 1989)

L'obiettivo di questo studio è determinare l'efficacia delle due prove con i martinetti piatti su pannelli di muratura di mattoni, ricavati dalla demolizione di un edificio (Fig. 3.26).

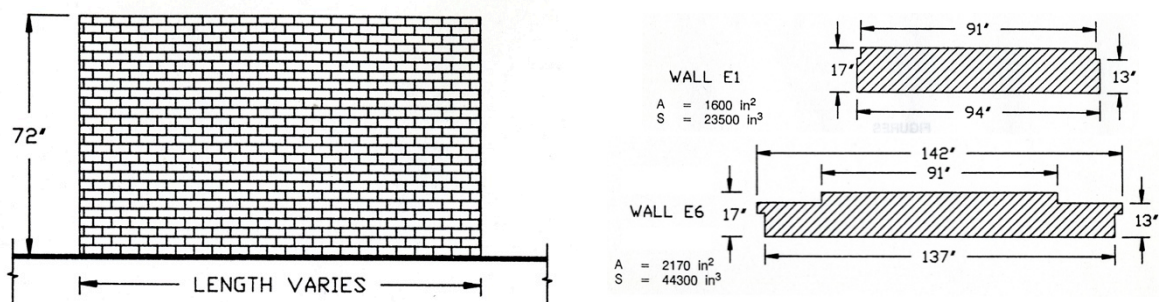


Figura 2.58 Dimensioni dei pannelli murari di prova. (Abram et al., 1989)

Con le prove di martinetto eseguite in laboratorio è stata determinata la tensione agente nella muratura e confrontata con quella applicata. I test sono proseguiti con il martinetto piatto doppio ed il calcolo del modulo elastico per poi confrontarlo con quello determinato dai test di compressione (Abram et al., 1989; Bettio et al., 1993; Modena et al., 2000). Il martinetto utilizzato ha forma semicircolare allungata per adattarsi al taglio eseguito con sega circolare con dimensioni di 523x102x2,5 mm (Figura 2.59).

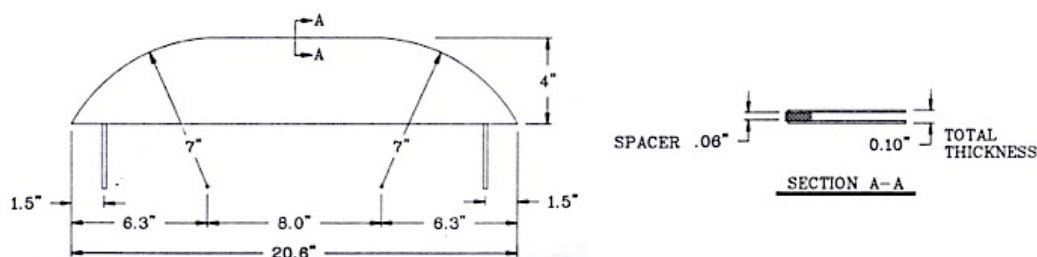


Figura 2.59 Dimensioni del martinetto piatto. (Abram et al., 1989)

Per la prova con un martinetto piatto, la configurazione utilizzata prevede il posizionamento di otto trasduttori di lunghezza 76,2 mm (Figura 2.60).

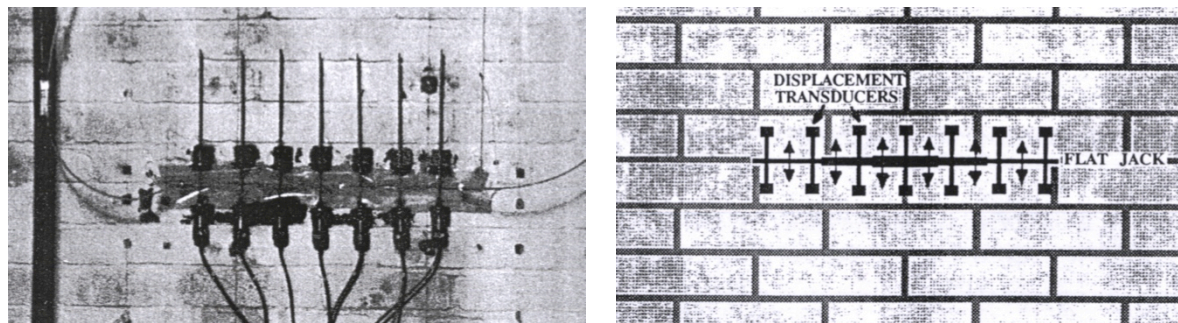


Figura 2.60 Configurazione della prova con martinetto singolo in laboratorio. (Abram et al., 1989)

Contrariamente dalla procedura seguita all'ISMES in questa sperimentazione Abrams inserisce il martinetto muro prima di precaricare la parete non simulando a pieno un caso reale (Figura 2.61).

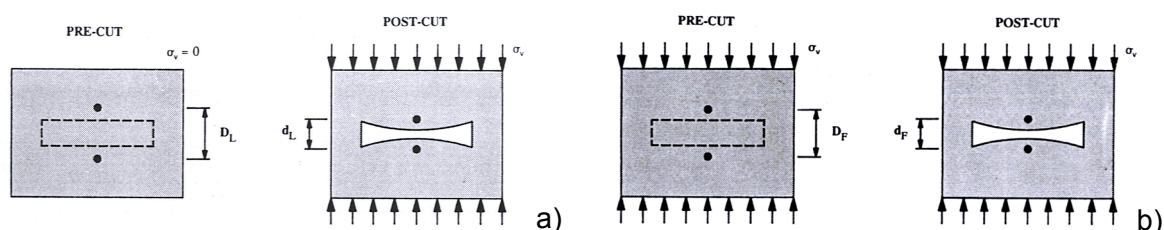


Figura 2.61 Differenza di misura delle deformazioni tra l'esecuzione della prova in laboratorio (a) o in situ (b). (Abrams et al., 1989)

In Tabella 2.15 sono riportati i risultati dei test effettuati per la calibrazione del martinetto piatto singolo con i seguenti parametri, la tensione applicata al campione (σ_v), la tensione rilevata dal martinetto compensando la lettura della base centrale di misura (σ_1) o mediando su tre basi di misura (σ_2).

Dal confronto delle tensioni determinate con la prova e quelle realmente applicate alla muratura (Fig. 3.34), si evidenzia una variazione che sovrastima la tensione del 30% e la sottostima del 23%, con un range di variazione minore del 5%.

Il coefficiente di conversione assegnato al martinetto piatto è di 0,93.

Tabella 2.15 Risultati della prova con il martinetto piatto singolo. Confronto con la tensione realmente applicata nel pannello murario. (Abrams et al., 1989)

Test	σ_v [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\frac{\sigma_1 - \sigma_v}{\sigma_v}$ [%]	σ_2 [N/mm ²]	$\frac{\sigma_2 - \sigma_v}{\sigma_v}$ [%]
E1-1	0,29	0,17	-43	0,23	-21
E1-2	0,57	0,42	-26	0,52	-9
E1-3	0,87	0,69	-21	0,85	-2
E1-4	0,28	0,38	+38	0,34	+25
E1-5	0,57	0,76	+34	0,74	+30
E1-6	0,88	1,05	+20	1,01	+15

Test	σ_v [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\frac{\sigma_1 - \sigma_v}{\sigma_v}$ [%]	σ_2 [N/mm ²]	$\frac{\sigma_2 - \sigma_v}{\sigma_v}$ [%]
E1-7A	0,28	0,30	+10	0,32	+18
E1-7B	0,57	0,59	+4	0,62	+10
E1-7C	0,89	0,93	+5	0,99	+11
E1-8	0,27	0,32	+21	0,29	+8
E1-9	0,56	0,67	+20	0,61	+10
E1-10	0,88	0,92	+6	0,86	-2
E1-11	0,27	0,30	+13	0,26	-3
Media			+2		
Dev. Standard			23		

Per la prova di martinetto piatto doppio la tensione applicata ai martinetti è stata limitata ad un quarto della resistenza a compressione della muratura determinato con un prisma della medesima muratura.

I trasduttori di deformazione hanno base di misura di 254 mm e sono stati disposti ad un interasse di 137 mm l'uno dall'altro (Figura 2.62).

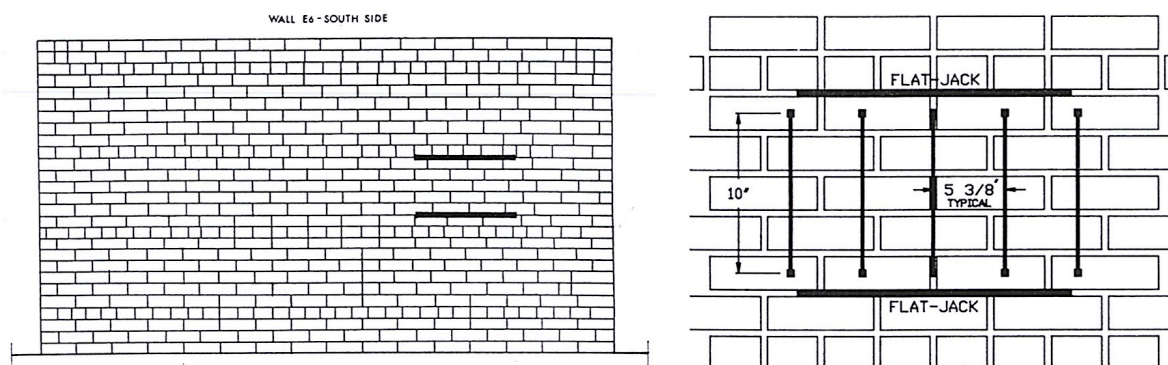


Figura 2.62 Configurazione della prova con i martinetti piatti doppi. (Abrams et al., 1989)

La prova è stata eseguita incrementando la pressione in modo tale da produrre nella muratura una tensione di 0,28, 0,55 e 0,83 N/mm² (equivalenti a 40, 80 e 120 psi). Un esempio di curva sforzo-deformazione misurata al centro del martinetto piatto è riportata in Figura 2.63.

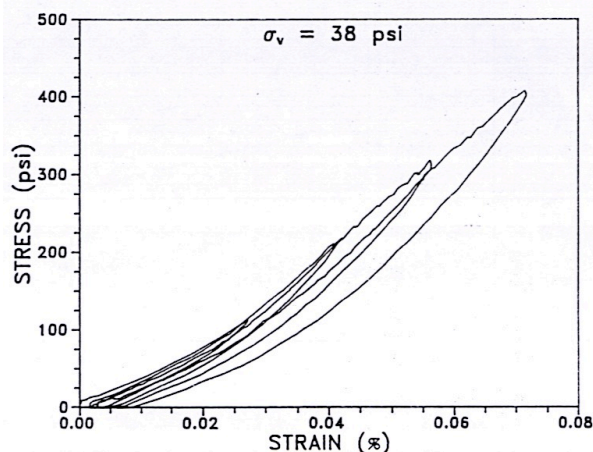


Figura 2.63 Tipica curva sforzo-deformazione ottenuta con la prova coi martinetti doppi. (Abrams et al., 1989)

L'andamento del diagramma tensioni deformazioni è lievemente incrudente. In Tabella 2.16 sono riportati i valori dei moduli di elasticità (E_f) determinati come la tangente alla curva tensione deformazione a vari livelli di tensione. Confrontato con quello determinato dalla compressione di un prisma realizzato con la stessa muratura ($E_p = 3485 \text{ N/mm}^2$), il rapporto tra le due misure è massimo (1,6) alla tensione di $0,8 \text{ N/mm}^2$. Confrontandolo invece con quello determinato dalla compressione monoassiale dello stesso campione il rapporto è massimo (1,7) al livello di tensione nullo e minimo (0,9) a $0,8 \text{ N/mm}^2$.

Tabella 2.16 Confronto del modulo di elasticità determinato con martinetti piatti doppi e compressione monoassiale. (Abrams et al., 1989)

$\sigma_v [\text{N/mm}^2]$	$E_f [\text{N/mm}^2]$	E_f / E_p	$E_m [\text{N/mm}^2]$	E_m / E_p
0,00	3570	1,00	2140	1,70
0,26	4600	1,30	3440	1,30
0,00	3650	1,00	2140	1,70
0,53	5280	1,50	4780	1,10
0,79	5590	1,60	6080	0,90

L'aumento di E_f rispetto ad E_m è attribuibile all'effetto di confinamento che aumenta al crescere della tensione applicata al muro, pertanto si può ritenere che la porzione compresa tra i due martinetti piatti non è completamente isolata ma risente delle condizioni di contorno. Le conclusioni basate sulla investigazione in laboratorio sono (Abrams et al., 1989):

- la differenza tra la stima delle tensioni verticali, utilizzando la prova con un martinetto piatto, e quelle realmente imposte, è del 5%;
- per ottenere una buona stima delle tensioni si devono utilizzare almeno tre coppie di punti di misurazione e non soltanto una;
- la deformazione della muratura attorno al martinetto piatto può sensibilmente variare influenzando la determinazione della pressione di ripristino della situazione iniziale.
- l'esistenza di una buona correlazione tra il modulo elastico determinato con la prova coi martinetti piatti doppi e quello determinato dalla compressione di un prisma (Bettio et al., 1993; Modena et al., 2000);

- il modulo apparente di elasticità determinato con la prova coi martinetti piatti doppi incrementa all'aumento della compressione imposta sulla muratura. Questo si può attribuire all'aumento dell'effetto di confinamento causato dalla muratura adiacente alla porzione di prova.

2.6.2.3 Verifica dell'efficacia degli interventi di consolidamento. (da Porto, 2000)

Nell'ambito della sperimentazione per la valutazione del comportamento meccanico di muri in pietra multistrato consolidati con diverse tecniche d'intervento (da Porto, 2000), due dei diciassette campioni realizzati, dopo un primo test di compressione limitata all'apertura delle prime lesioni, sono stati utilizzati per la verifica della prova di martinetto piatto doppio in laboratorio prima e dopo gli interventi di consolidamento (per maggiori informazioni sulla sperimentazione vedi §2.7.9)

I pannelli murari hanno dimensioni di 140x80x50 cm e sono dotati di cordolo superiormente ed inferiormente per la movimentazione e l'aggancio delle strumentazioni di prova (Figura 2.64 a). La sezione muraria è caratterizzata da tre paramenti di dimensione 18 cm quelli esterni e 14 cm il nucleo interno.

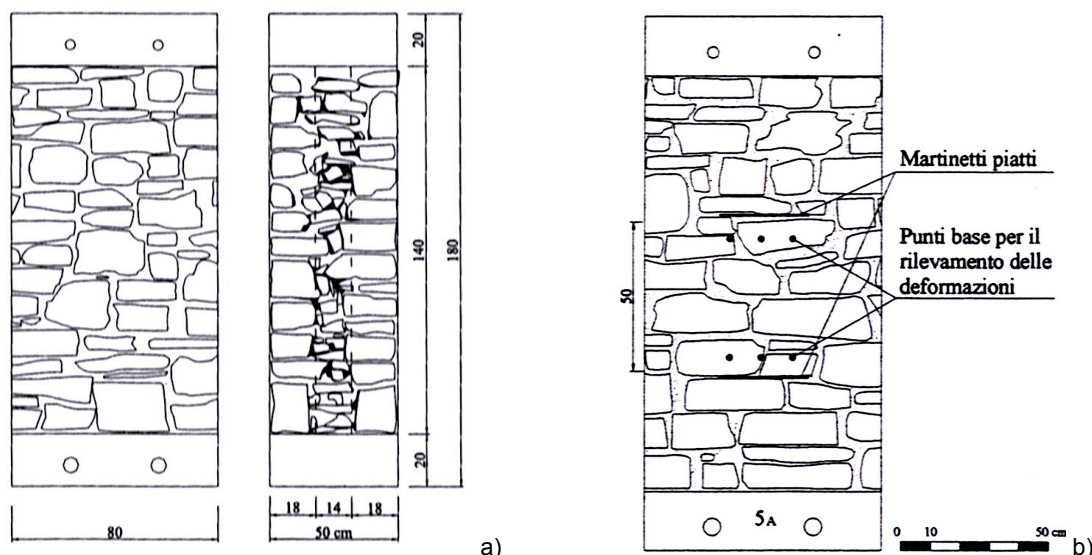


Figura 2.64 Dimensione dei pannelli murari di prova (a), disposizione strumentazione (b). (da Porto, 2000)

Si riportano in questo paragrafo soltanto il giudizio sulla validità della prova con i martinetti piatti come tecnica di indagine per valutare l'efficacia dell'intervento di consolidamento. I martinetti piatti utilizzati sono semicircolari e di dimensione 35x26 cm. Sono disposti sulla muratura ad una distanza di 50 cm tra loro isolando in questo modo un volume di muratura centrale (Figura 2.64 b).

Superati i primi problemi legati al portale di contrasto la prova si è realizzata eseguendo i tagli nella muratura con una sega circolare, inserendo i martinetti piatti e collocando il pannello sotto una pressa. Successivamente quindi si è proceduto a caricare il muro $5/1m$ sino ad un carico di 29 t ($0,7 \text{ N/mm}^2$) che si è mantenuto costante durante l'esecuzione della prova.

Nell'intervallo $0,2-0,5 \text{ N/mm}^2$, il modulo elastico calcolato è 1700 N/mm^2 , molto vicino a quello determinato dalla prova di compressione con lo stesso intervallo di tensione.

La tensione massima rilevata dai martinetti piatti è $0,9 \text{ N/mm}^2$, mentre quella della prova di compressione, interrotta alla prima fessura, è di $0,8 \text{ N/mm}^2$.

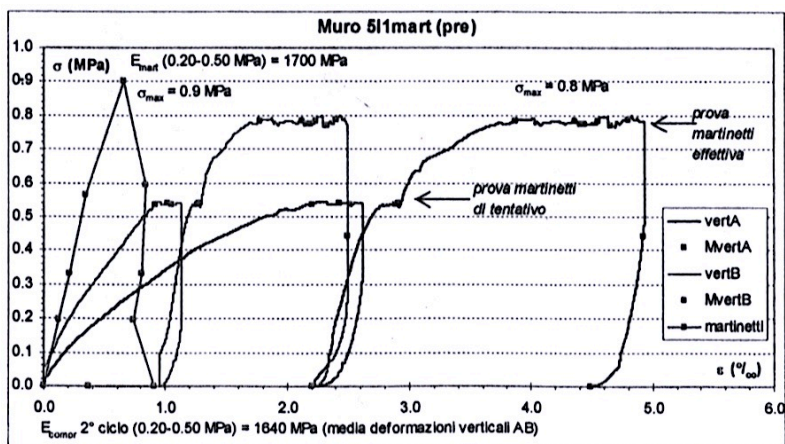


Figura 2.65. Prova con i martinetti piatti doppi confrontata con la prova di compressione diretta. (da Porto, 2000)

La prova sul secondo pannello murario *3Rm* è stata eseguita ad una tensione inferiore pari a $0,2 \text{ N/mm}^2$ a causa delle condizioni già precarie del muro. La pressione nei martinetti è stata aumentata ad intervalli di 2 bar fino ai 12 bar e scaricata a intervalli di 4 bar rilevando le deformazioni su tre coppie di punti fissi.

I risultati di questa prova evidenziano un comportamento anomalo del pannello che invece di comprimere la porzione compresa tra i due martinetti per tensioni superiori a $0,5 \text{ N/mm}^2$ ottenendo un allungamento. Le pessime condizioni del campione hanno generato una distribuzione asimmetrica del carico con spanciamento del paramento in pietra verso l'esterno. Il modulo elastico valutato tra $0,2 \div 0,5 \text{ N/mm}^2$ è di 7900 N/mm^2 , valore sicuramente non attendibile e viziato dallo stato del campione eccessivamente deteriorato.

I test su entrambi i pannelli sono stati ripetuti dopo gli interventi di consolidamento con iniezioni, caricando il *3Rm* a $0,50 \text{ N/mm}^2$ ed il *511m* fino a $0,74 \text{ N/mm}^2$. Per il primo, che già presentava un quadro fessurativo molto evidente, si è arrivati fino a 8 bar interrompendo successivamente la prova a causa dell'instabilità del muro. Non avendo ottenuto dati attendibili dalla prova prima del consolidamento non è possibile valutare l'efficacia del consolidamento stesso con i martinetti piatti cosa invece ottenuta nel secondo test.

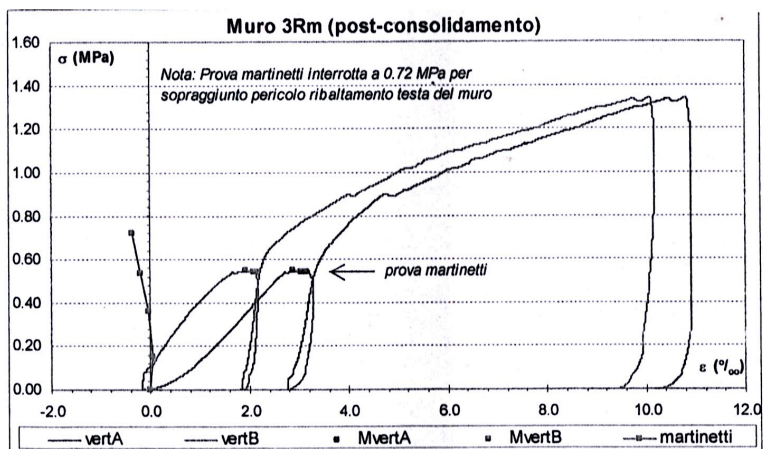


Figura 2.66. Risultati della prova del pannello 3Rm dopo il consolidamento. (da Porto, 2000)

Per il muro *511m* le misure di deformazione sono state eseguite per pressioni nel martinetto comprese tra $0 \div 20$ bar con incrementi di 2 bar, ed in fase di scarico con incrementi di 4 bar.

Il modulo elastico calcolato, tra il 30% ed il 60% della tensione di rottura della muratura ($1,8 \text{ N/mm}^2$), è pari a 2985 N/mm^2 mentre quello determinato, nello stesso intervallo di tensione, dalla prova di compressione diretta è pari a 2600 N/mm^2 .

La tensione massima raggiunta nella prova di compressione è $2,49 \text{ N/mm}^2$ molto lontana da quella calcolata con la prova con martinetti piatti doppi, pari a $1,8 \text{ N/mm}^2$. Questa differenza può essere dovuta agli effetti locali legati alla disposizione delle pietre.

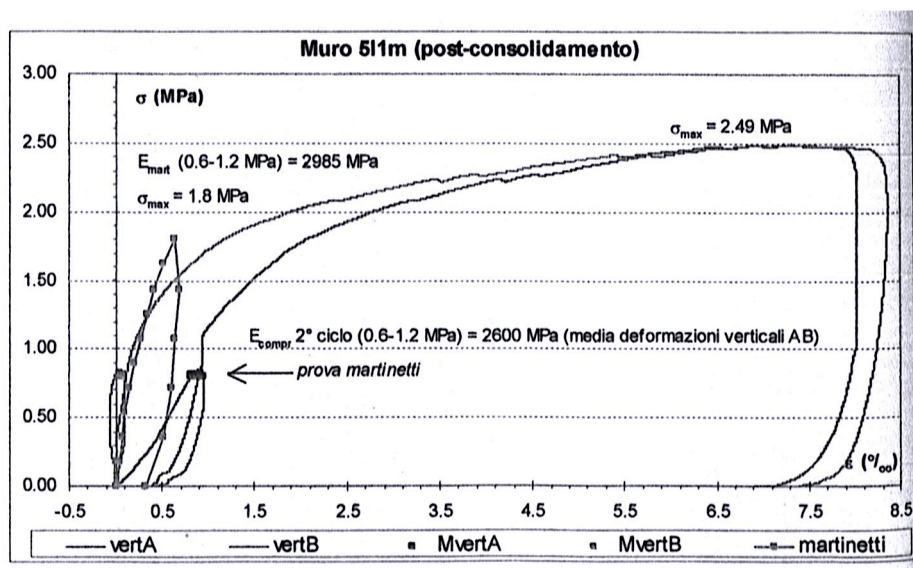


Figura 2.67. Risultati della prova con i martinetti piatti doppi. (da Porto, 2000)

Le prove con i martinetti piatti doppi hanno fornito misure di parametri meccanici confrontabili con quelli ottenuti dalle prove distruttive di compressione, tuttavia deve essere posta molta attenzione nella scelta della posizione della strumentazione affinché i risultati ottenuti possano essere effettivamente rappresentativi della muratura indagata (Valluzzi, 2003).

Infatti, eventuali anomalie locali del paramento o condizioni particolari del pannello murario, come eccentricità e spanciamento dei paramenti, possono portare a misurare valori di resistenza e di rigidezza condizionati da tali anomalie o arrivare a falsare l'intera prova.

2.6.2.4 Un'analisi sui martinetti Piatti (Gregorczyk P., Lourenço P. B., 2000)

Nel presente lavoro oltre a riportare lo stato dell'arte delle prove di martinetto piatto sono riportati tre test di martinetto piatto singolo eseguiti su muratura realizzata con blocchi pieni rettificati di calcestruzzo areato autoclavato posati con giunto sottile. La muratura indagata risulta molto omogenea e isotropa, non risente quindi delle incertezze tipiche della prova eseguita su muratura storica in pietra. Sono stati utilizzati martinetti piatti rettangolari con dimensioni $406 \times 102 \times 4,2 \text{ mm}$, sono state utilizzate due diverse tecniche per la rimozione del giunto di malta dove inserire il martinetto (Figura 2.68), una con l'utilizzo di un trapano eseguendo dei fori ravvicinati e negli altri due test l'altra con mola a disco angolare.

Entrambi i pannelli sono stati caricati con una tensione di compressione di $0,50 \text{ N/mm}^2$. I risultati dei test mostrano come il primo sistema di rimozione del giunto porti ad dei risultati inadeguati per il pessimo contatto tra martinetto e la sede realizzata. Negli altri due test le tensioni di ripristino sono state rispettivamente di $0,42$ e $0,40 \text{ N/mm}^2$ con un errore rispettivamente di -18% e -22% rispetto alla tensione applicata.

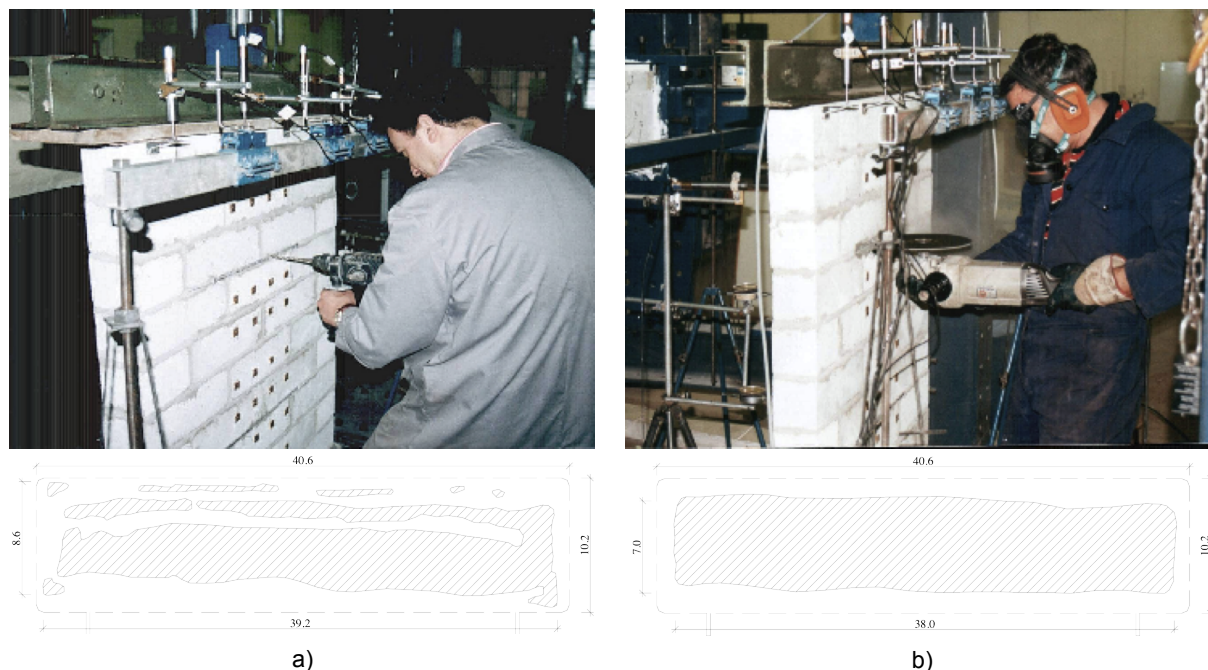


Figura 2.68 Rimozione del giunto e superfici di contatto tra martinetto e muratura con l'uso del trapano (a) e mola a disco angolare (b)

2.6.2.5 Campagna di prove condotta dall'università di Padova (Riva et al., 2003)

Questo studio ha l'obiettivo di analizzare i dati raccolti da una campagna sperimentale condotta in situ con prove non distruttive e debolmente distruttive su murature portanti di pietra naturale, scelte tra esempi di edilizia della fascia pedemontana delle Tre Venezie. Sono stati considerati dieci interni murari in pietra o mista in pietra e laterizio, di spessore variabile tra 50 e 90 cm, quelli appartenenti a pareti, e tra 100 e 120 cm quelli appartenenti a strutture di fondazione (Tabella 2.17).

Tabella 2.17 Caratteristiche dei dieci interni murari in pietra. (Riva et al., 2003)

Manufatto di appartenenza	Datazione indicativa	Denominazione dell'intorno murario	Classe elemento tecnico	Spessore della parete cm
Residenza a Mattarello (TN)	metà XIX sec.	A	parete perim. vert. nord	50,0
Residenza a Fraveggio (TN)	metà XIX sec.	B1	parete perim. vert. est	67,0
Residenza a Fraveggio (TN)	metà XIX sec.	B2	parete perim. vert. nord	60,0
Palazzo Fogazzaro a Schio (VI)	1805-1809	C1	parete int. vert.	82,0
Palazzo Fogazzaro a Schio (VI)	1805-1809	C2	struttura di fondaz. nord-ovest	100,0+120,0
Palazzo Fogazzaro a Schio (VI)	1805-1809	C3	parete int. vert.	67,0
Castello di Sopra a Spilimbergo (PN)	XVII sec.	D	parete int. vert.	55,0
Palazzi Scaligeri (VR)	XIV sec.	E	parete int. vert.	80,0
Chiesa di Badia Calavena (VR)	XV sec.	F1	parete perim. vert. sud	66,0
Campanile di Badia Calavena (VR)	XV sec.	F2	parete perim. vert. ovest	91,0

Le tipologie riscontrate sono varie, data la eterogeneità dei materiali, blocchi di pietra squadrati, sbozzati, ciottoli di fiume, laterizio, la situazione di degrado, decoesioni, discontinuità interne, fessurazioni e la tessitura muraria (Figura 2.69).

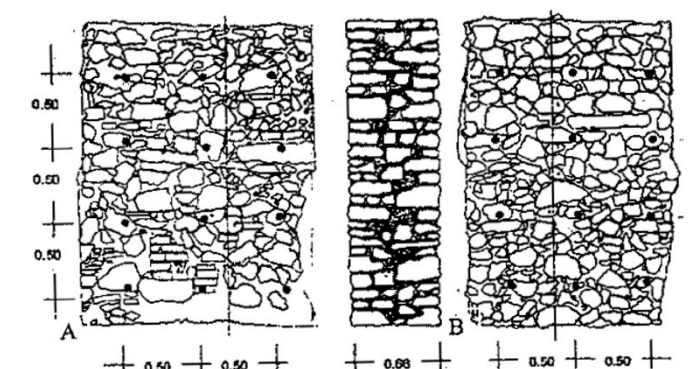


Figura 2.69 Esempio di intorno murario oggetto di prova. (Riva et al., 2003)

Le tecniche d'indagine utilizzate sono la prova sonica e la prova con i martinetti piatti doppi. Tali prove si sono anche eseguite dopo un intervento di iniezione effettuato per consolidare due intorni murari che presentavano caratteristiche tali da permetterne l'esecuzione. Con l'obiettivo di mettere a confronto i risultati ottenuti dalle due prove, sono stati testati dieci intorni con la prova sonica e sette con la prova con i martinetti piatti doppi. Dall'elaborazione dei dati raccolti dalla prima si è potuto assegnare ad ogni intorno murario un valore medio delle letture della velocità sonica, rilevata per trasparenza, mentre dalla seconda si sono determinati i moduli elastici nell'intervallo di tensione compreso tra il 20% e il 50% della tensione di rottura. I risultati della campagna di prova sono riportati in Tabella 2.18.

È stato così possibile confrontare i risultati ottenuti dalle due metodologie di prova, debolmente distruttiva e non distruttiva, nei medesimi intorni, per verificare l'attendibilità della prova sonica nel registrare un miglioramento delle condizioni fisico-meccaniche della muratura.

Tabella 2.18 Risultati ottenuti in condizioni originarie e dopo il consolidamento con prove soniche dirette e martinetti piatti doppi. (Riva et al., 2003)

Pannello	Prove soniche		Martinetti Piatti			
	Velocità media [m/s]		Tensioni di rottura σ_r [N/mm ²]		Modulo elastico E [N/mm ²]	
	Pre	Post	Pre	Post	Pre	Post
B1	640	2460	0,90	1,54 (+71%)	335	940 (+181%)
B2	880	1730	1,20	1,55 (+29%)	510	695 (+26%)
C1	1230		1,40		700	
C2	1380		1,58		5450	
C3	2040	2180	1,20	1,40 (+17%)	790	910 (+15%)
D		1490	-	1,47	-	635
E	570		0,88		475	
F1	810	1560	0,70	0,90 (+29%)	400	1090(+173%)
F2	1600		1,71		1480	

I risultati delle prove di resistenza alla compressione, ottenuti con l'esecuzione della prova con i martinetti doppi, dimostrano un aumento fino al 71% dopo l'esecuzione dell'intervento di consolidamento. Un incremento compreso tra 15÷181%, è stato rilevato anche dal valore del modulo elastico calcolato tra il 20÷50% della tensione di rottura.

2.6.2.6 Risultati delle campagne di prove condotte dal Politecnico di Milano. (Binda, 1997-2004)

Il vasto lavoro d'indagine in situ sull'edilizia storica esistente effettuata dal Politecnico di Milano (POLIMI) ha permesso la raccolta di un numero elevato di dati ottenuti con la metodologia dei martinetti piatti.

Dal confronto tra i moduli elastici (Figura 2.70), determinati su murature in conci di pietra regolare con giunti sottili, su murature in mattoni e su murature in pietra irregolare risulta che per quest'ultime i valori sono inferiori ed è inoltre possibile un ulteriore studio suddividendo le murature in sottoclassi. Infatti, in funzione della tipologia edilizia, rurale, civile e monumentale, edifici più importanti (chiese, monasteri, ecc.), il modulo elastico misurato varia dentro a determinati intervalli (Figura 2.71).

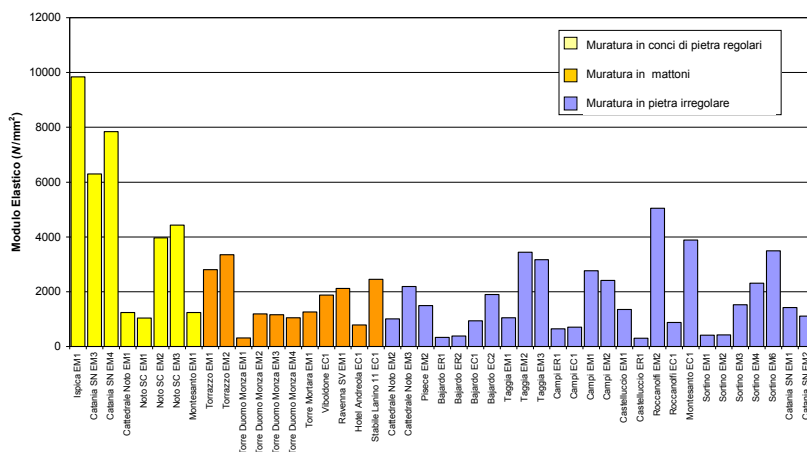


Figura 2.70 Confronto del modulo elastico determinato con la prova dei martinetti piatti in base alla tipologia muraria. (Binda et al., 2004a)

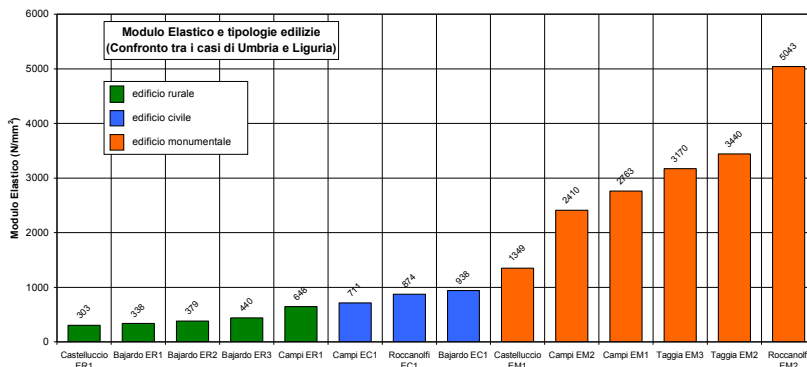


Figura 2.71 Confronto tra il modulo elastico e la tipologia edilizia per edifici in pietra irregolari. Campagne in centri storici in Umbria e Liguria. (Binda et al., 2004a)

Un confronto è stato poi realizzato mettendo tra lo stato di sforzo locale e la tensione al limite elastico per tipologie murarie indagate (Figura 2.72).

Lo stato di tensione locale è quello rilevato dalla prova con il martinetto piatto singolo e lo stato di tensione di limite elastico è quello, determinato con la prova del martinetto piatto doppio, che comporta la formazione nella muratura delle prime fessure.

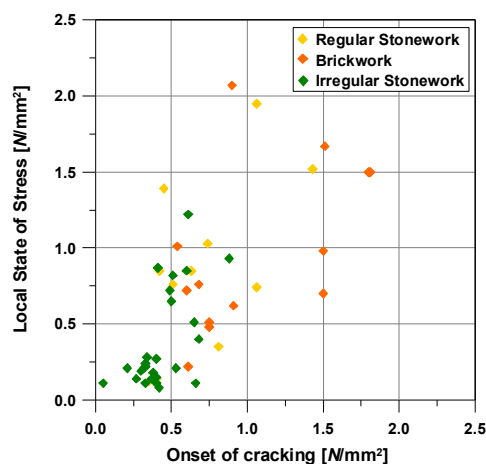


Figura 2.72 Confronto tra la tensione locale e la tensione al limite elastico della muratura rilevate con le prove con i martinetti piatti in diverse tipologie murarie. (Binda et al., 2004a)

Dalla Figura 2.72 si può osservare che nella maggior parte delle strutture lo stato di tensione locale è minore del limite elastico della muratura. I casi eccezionali riguardano strutture massive visibilmente danneggiate, come le torri (campanile del Duomo di Monza) (Binda et al., 2004a).

2.7 Caratterizzazione con prove distruttive di murature allo stato originario e consolidato

Vengono ora presentate varie sperimentazioni eseguite in sito o in laboratorio per la valutazione delle caratteristiche della muratura e dell'efficacia degli interventi di consolidamento.

2.7.1 Prove a taglio-compressione in sito e in laboratorio in Slovenia (M. Tomažević, 1992-1993)

La sperimentazione del 1992 mira ad indagare gli effetti del consolidamento tramite iniezioni delle murature con miscela a base di cemento Portland. Questa prima ricerca è stata condotta su muri a due paramenti realizzati in pietra e in pietra mista a mattoni, frantumati a riempimento del nucleo del muro e non utilizzati come ricorsi. I paramenti esterni sono generalmente di pietrame irregolare e disordinato con una distribuzione uniforme di vuoti all'interno del loro volume. Sono stati testati sia campioni in sito presso una località in Slovenia, che provini costruiti in laboratorio, prima e dopo l'intervento di iniezione.

Le iniezioni sono state eseguite in fori fondi almeno la metà dello spessore del muro, praticati uniformemente a distanze di 50÷100 cm sulla superficie muraria all'interno dei giunti tra le pietre, e dotati di cannule plastiche di adduzione lunghe circa 10 cm e fissate con malta di ristilatura. I muri sono stati preventivamente iniettati con acqua. In Tabella 2.19 si riportano i risultati delle prove in sito e in laboratorio.

Tabella 2.19 Caratteristiche meccaniche dei muri prima e dopo l'intervento di iniezione. (Tomažević, 1992)

Qualificazione di murature storiche

Tipologia muraria	Tipo di test e n. campioni	Resistenza a comp. miscela [N/mm ²]	Resistenza a comp. muro [N/mm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a Taglio G [N/mm ²]
Pietra a 2 paramenti con malta di calce e sabbia argillosa	Laboratorio 1 campione	-	0,50	197	0,02	70
		33	1,00	825	0,12	100
Pietra a 2 paramenti con malta di calce e sabbia di fiume	Laboratorio 6 campioni	-	0,77	390	0,10	87
		33	2,14	2744	0,25	145
Pietra a 2 paramenti con malta di calce e sabbia di fiume	In situ 1 campione	-	-	-	0,10	-
		31	-	-	0,14	100
Pietra e mattoni a 2 paramenti con malta di calce e sabbia di fiume	In situ 3 campioni	-	-	-	0,14	40
		24	-	-	0,19	450

Le differenti resistenze a compressione delle miscele non influenzano la resistenza laterale dei muri consolidati. Il riempimento dei vuoti con la miscela previene la separazione dei paramenti, la fessurazione e l'inflessione dei paramenti, migliorando la connessione tra le pietre ed attivando l'intera capacità portante del muro. Si può riscontrare anche una maggiore rigidità dei muri iniettati con cemento puro, nonostante la sostanziale invarianza del fattore di duttilità.

La seconda sperimentazione del 1993 conta dieci campioni, realizzati utilizzando il materiale originale e malta di calce con rapporto 1:2 tra legante e sabbia, e con una piccola aggiunta di cemento per accelerare i tempi di maturazione. La tipologia muraria è a due paramenti con pietrame irregolare in corsi sub orizzontali e mattoni frantumati, con distribuzione uniforme di pietre di legamento sul volume dei muri. Hanno dimensioni di 100x50x100 cm i muri A, B, C, D. Le miscele di iniezione impiegate sono state cinque, tutte a base di cemento Portland, di pozzolana e additivate con tre diversi prodotti in diverse proporzioni. Le iniezioni sono state eseguite in fori fondi circa 10 cm, praticati uniformemente a distanze di 30÷40 cm tra i giunti delle pietre su entrambe le superfici murarie. Nella Tabella 2.20 si possono leggere le proprietà meccaniche dei muri iniettati e delle relative miscele di iniezione.

Tabella 2.20 Proprietà meccaniche dei muri iniettati e delle miscele relative (Tomažević, 1993)

Muro	Resistenza Compress. miscela [N/mm ²]	Resistenza Flessione miscela [N/mm ²]	Rigidezza Effettiva k_e [N/mm ²]	Fattore di duttilità μ	Resistenza a Taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a Taglio G [N/mm ²]
A1	32.5	1,90	64,69	2,60	0,30	160
A2	32.5	1,90	83,85	3,44	0,30	200
B1	19.7	1,60	48,85	2,20	0,36	117
B2	19.7	1,60	52,31	2,41	0,37	122
C1	6.8	0,60	53,85	2,58	0,20	137
C2	6.8	0,60	57,98	2,52	0,42	142
D1	12.8	1,70	57,25	3,13	0,33	148
D2	12.8	1,70	60,89	3,13	0,39	148

Le proprietà meccaniche risultanti sono abbastanza omogenee nonostante l'utilizzo di miscele diverse e il taglio dei pannelli ha dimostrato un completo riempimento dei vuoti da parte delle miscele di consolidamento.

2.7.2 Prove di compressione monoassiale e di taglio compressione e martinetti piatti a Trento e Belluno (Modena et al., 1993)

Gli studi effettuati riguardano l'analisi dell'effetto delle diverse tecniche di consolidamento sulle murature in pietra. La ricerca si riferisce a diversi casi studio presso Trento e Belluno.

Trento

Le tipologie murarie testate nel Trentino sono tutte a due paramenti scarsamente connessi, presentano caratteristiche e tessiture diverse: pietra listata a Rovereto, ciottoli arrotondati con malta di pessima qualità a Calliano, murature stratificate con pietra listata ai piani inferiori e ciottoli a quelli superiori, presso Mezzolombardo e San Michele Mezzocorona.

I pannelli oggetto dell'indagine hanno larghezza superiore a tre volte la massima dimensione delle pietre, con rapporto di snellezza (altezza/base) di 1,5. Sono stati analizzati due metodi di consolidamento, il betoncino armato e l'iniezione con miscele.

Per il consolidamento con betoncino le due pareti sono state collegate con tondini in acciaio ad aderenza migliorata di 6 mm di diametro inseriti nella muratura, fissati alle due reti elettrosaldate sulle due facce. È stato poi applicato il betoncino in due strati sovrapposti di spessore di 2,5 cm l'uno.

Per quanto concerne il consolidamento tramite iniezioni, per le murature di Calliano è stata scelta una miscela composta al 40% da calce idraulica pozzolanica premiscelata e al 60% da calce aerea spenta satura d'acqua. Per le murature di Rovereto, si è scelta una miscela a base di cemento Portland. I fori sono stati fatti su un solo lato del muro, con distribuzione pari a 10 fori/m² circa. In Tabella 2.21 e Tabella 2.22 sono riportati rispettivamente i risultati delle prove di martinetto piatto e compressione monoassiale e delle prove di taglio compressione. Comparando i risultati ottenuti sui campioni C5 e R2 nella condizione non consolidata da prove sia di martinetto piatto che di compressione monoassiale si nota la buona corrispondenza sia per quanto riguarda la tensione massima sia per i moduli elastici.

Tabella 2.21 Risultati delle prove di compressione monoassiale. (Modena, 1993)

Pannello	Stato	Martinetto piatto doppio		Compressione monoassiale	
		Resistenza a compress. σ [N/mm ²]	Modulo elastico $E_{1/3}$ [N/mm ²]	Resistenza a compress. σ [N/mm ²]	Modulo elastico $E_{1/3}$ [N/mm ²]
C1 - ciottoli	Iniezioni			1,50	195
C2 - ciottoli	Iniezioni			1,46	500
C3 - ciottoli	Iniezioni			1,71	635
C4 - ciottoli	Non consolidato		360	0,70	360
	Iniezioni		-	1,15	480
C5 - ciottoli	Beton. arm. su un lato	1,00	500	0,75	550
C6 - ciottoli	Non consolidato			0,60	200
	Betoncino armato			1,85	10400
C7 - ciottoli	Betoncino armato			1,60	9300
R1 - pietra listata	Non consolidato			0,90	130
	Iniezioni			1,00	3400

Pannello	Stato	Martinetto piatto doppio		Compressione monoassiale	
		Resistenza a compress. σ [N/mm ²]	Modulo elastico $E_{1/3}$ [N/mm ²]	Resistenza a compress. σ [N/mm ²]	Modulo elastico $E_{1/3}$ [N/mm ²]
R2 – pietra listata	Non consolidato	0,80	210	0,60	240
	Betoncino armato	-	-	-	5300

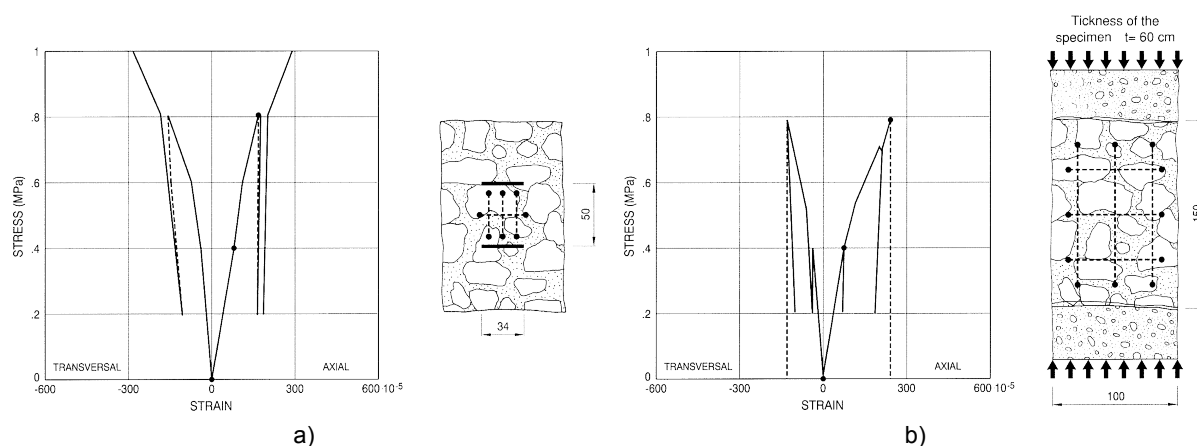


Figura 2.73 Risultati della prova sul pannello C5 con martinetto piatto doppio (a) e compressione monoassiale (b).

Tabella 2.22 Risultati delle prove di taglio-compressione (Dal Farra, 1992)

Pannello	Luogo	Stato	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a taglio G [N/mm ²]	Mod. elastico E [N/mm ²]
1	Rovereto	Non consolidato	0,063	78	466
2	Calliano	Non consolidato	0,080	84	505
3	Calliano	Non consolidato	0,081	89	537

I risultati denotano un miglioramento delle resistenze a compressione con incrementi superiori 1,5 volte. Il modulo di elasticità risulta notevolmente incrementato nel caso di intervento con pareti armate, mentre ha valori compatibili a quelli iniziali nel caso di iniezioni. Nelle iniezioni fatte a Rovereto l'utilizzo di una miscela a base cementizia incrementa notevolmente il modulo di elasticità.

Belluno

Nel secondo caso studio sono state indagate delle murature presso Belluno, a Villabruna. Lo spessore dei muri è compreso tra a 45 e 50 cm, la muratura presenta i paramenti esterni di ciottoli e pietrame erratico, disposti a corsi sub-orizzontali con spessi giunti di malta di calce aerea, e zeppe in laterizio. Il nucleo è invece costituito da scampoli di pietra alla rinfusa e materiale incoerente disposti in strati, con presenza di vuoti di dimensioni comprese tra i 2 e i 3 cm.

Tutti e sei i pannelli sono stati consolidati mediante iniezioni di calce idrata con cocchio pesto. I fori sono stati praticati inclinati a 45° in misura di 10 fori/m². Due muri prima dell'iniezione con la miscela sono stati idratati con acqua attraverso le cannule. Tutti i pannelli ricavati sono stati testati a compressione e taglio. In Tabella 2.23 sono riportati i risultati delle prove in sito.

I valori di resistenza a taglio sono stati determinati attraverso la formulazione proposta da Turnšek-Čačovič già illustrata in §2.4.3.3.

I moduli elastici sono stati ricavati mediante le relazioni fornite in Appendice alla Legge 14/05/1981 "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma":

$$G = 1100 \cdot \tau_k \quad (2.12)$$

$$E = 6 \cdot E \quad (2.13)$$

Tabella 2.23 Risultati delle prove di taglio-compressione (Dal Farra, 1992)

Pannello	Luogo	Stato	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Mod. taglio G [N/mm ²]	Mod. elastico E [N/mm ²]
1	Villabruna	Non consolidato	0,043	43	259
		Iniettato	0,054	56	336
2	Villabruna	Non consolidato	0,047	45	272
		Iniettato	0,050	49	291
3	Villabruna	Non consolidato	0,026	25	149
		Iniettato	0,039	38	226
4	Villabruna	lavato e Iniettato	0,071	71	426
5	Villabruna	Non consolidato	0,031	30	181
		lavato e Iniettato	0,049	46	278
6	Villabruna	Iniettato	0,064	57	343
7	Belluno	Non consolidato	0,034	33	201

Dopo l'esecuzione delle prove è stata eseguita una parziale demolizione di alcuni pannelli rilevando una disomogeneità nella distribuzione della miscela e una sua scarsa aderenza agli elementi lapidei nonostante l'elevata densità dei fori, difetti notevolmente attenuati nei pannelli lavati con acqua prima dell'iniezione della miscela.

2.7.3 Consolidamento di muratura a tre paramenti con iniezioni a base di miscele cementizie (Vintzileou et al., 1995)

Un'altra campagna di indagine su muratura in pietra consolidata con intervento di iniezione è stata compiuta da Vintzileou e Tassios in Grecia nel 1995. Anche questo progetto sperimentale aveva l'obiettivo di valutare il miglioramento della muratura in tre paramenti con le iniezioni di miscele cementizie.

I materiali adottati per la costruzione dei muri sono stati reperiti in loco (calcere dell'Attica con resistenza a compressione intorno a 100 N/mm² e malta di scarsa qualità per simulare una malta degradata dal tempo con resistenza a compressione dopo 28 giorni di 1,7 N/mm²). Il paramento interno presentava una percentuale di vuoti stimata intorno al 35%. Per le prove di compressione monoassiale sono stati costruiti otto pannelli 60x120 cm, spessore 40 cm (Figura 2.74 a), due di questi sui lati minori presentano il paramento lapideo con diatoni che realizzano connessioni trasversali (Figura 2.74 b). Per le prove di compressione diagonale sono stati realizzati due pannelli quadrati di lato 80 cm, e spessore 40 cm. In tutti i campioni i paramenti esterni avevano spessore 13 cm e il nucleo di 14 cm.

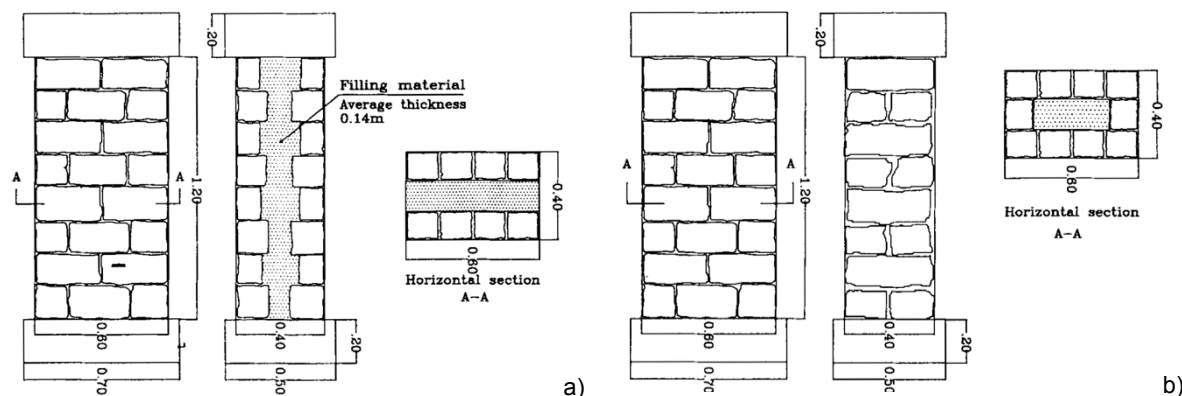


Figura 2.74 Modelli fisici di muri in pietra a tre paramenti nelle due tipologie senza collegamenti trasversali (a), con diatoni (b). (Vintzileou at al., 1995)

Degli otto muri da testare a compressione verticale, sei sono stati testati, riparati, e quindi portati a rottura in una seconda fase di prova. Gli altri due, invece, insieme ai muri da testare a compressione diagonale, sono stati prima consolidati mediante iniezioni, poi testati fino a rottura.

Le miscele cementizie impiegate nelle iniezioni erano due ma entrambe a base di cemento Portland normale e fluidificante con aggiunta di additivi e di materiali extrafini (Tabella 2.24).

Tabella 2.24 Dati riassuntivi delle miscele iniettate (Vintzileou at al., 1995).

Miscela	Cemento (kg)	Fumi di silice (kg)	Calce (kg)	Fluidificante (kg)	Acqua (l)	Muri n°	Rc (Mpa)
A	75	25,0	0,0	1,33	90	1, 3, 5, 7, 9, 10	30
B	60	22,5	27,5	1,66	100	6, 8	13

In Tabella 2.25 sono riassunti i risultati della sperimentazione con indicate le quantità di miscela iniettata nei campioni, la resistenza a compressione pre-consolidamento (0) e dopo le iniezioni (s), l'incremento di resistenza e i moduli elastici prima e dopo il consolidamento.

Tabella 2.25 Dati riassuntivi delle prove di compressione monoassiale. (Vintzileou at al., 1995)

Muro n°	Test		Miscela	Volume miscela iniettata(l)	$F_{wc,0}$ [N/mm ²]	$F_{wc,s}$ [N/mm ²]	$F_{wc,s}/F_{wc,0}$	$E_{wc,0}$ [N/mm ²]	$E_{wc,s}$ [N/mm ²]
	pre	post							
1	sì	sì	A	25	2,10	3,10	1,48	7000	6250
2*	sì	no	-	-	1,30	-	-	2706	-
3	sì	sì	A	35	2,40	4,30	1,79	5000	5971
4**	sì	no	A	32	1,60	-	-	4442	-
5	sì	sì	A	35	1,70	4,20	2,47	5670	7778
6	sì	sì	B	30	1,35	4,05	3,00	5625	8438
7	no	sì	A	30	-	3,70	-	-	15413
8	no	sì	B	30	-	3,00	-	-	3333

*il campione ha raggiunto il collasso durante il primo test

**il campione è andato distrutto durante la movimentazione post iniezione

La resistenza a compressione dei muri prima del consolidamento è stata in media di $1,75 \text{ N/mm}^2$, tensione per la quale sono comparse fessure verticali su entrambi i lati. Le deformazioni prevalenti erano quelle trasversali dovute alla separazione netta dei paramenti. Il distacco dei paramenti esterni dal nucleo è stato meno netto nel muro dotato di diatoni. Il modulo di elasticità secante, calcolato ad $1/3$ della resistenza a compressione, è pari in media a 5500 N/mm^2 ; uno dei muri ha esibito un comportamento decisamente più scarso degli altri, con un prematuro distacco dei paramenti esterni da quello interno che ha portato il campione al collasso ancora in fase di carico iniziale. Dopo l'intervento di iniezione è stata osservata una sostanziale diminuzione del fenomeno di separazione dei paramenti, che si è comunque verificato ma solo per un carico molto vicino al valore di rottura. Il consolidamento ha reso i muri più compatti e il loro comportamento è stato simile a quello di un unico blocco, unendo i tre paramenti. (Vintzileou et al., 1995).

2.7.4 Consolidamento di muratura a tre paramenti con iniezioni a base di miscele (Toumbakari e van Gemert, 1997)

Questa sperimentazione è stata realizzata su quattro pannelli in muratura a più paramenti. I campioni realizzati e poi testati in laboratorio hanno dimensioni di $60 \times 120 \text{ cm}$ e spessore 40 cm . I paramenti esterni sono stati realizzati in pietra calcarea mentre il nucleo interno in frammenti incoerenti. I campioni sono stati consolidati con tre diverse tipologie di miscele a bassa pressione con fori di iniezione ogni $20 \div 25 \text{ cm}$. È stata studiata anche l'influenza di tirantini di collegamento trasversale (campione 3) con $4 \div 5 \text{ barre/m}^2$. La percentuale di vuoti interna rilevata è pari al 15% . I campioni sono stati prima testati nel loro stato originario e successivamente consolidati. In Tabella 2.26 sono riportati i risultati delle prove eseguite. Si può notare come la resistenza della miscela non influenzi le proprietà dei pannelli consolidati. La presenza dei tirantini nel campione 3 non sembra incrementare rispetto agli altri campioni.

Tabella 2.26 Risultati delle prove di compressione monoassiale (Toumbakari e van Gemert, 1997)

Muro n°	F_{gr} [N/mm ²]	$F_{wc,0}$ [N/mm ²]	$F_{wc,s}$ [N/mm ²]	$E_{wc,0}$ [N/mm ²]	$E_{wc,s}$ [N/mm ²]
1	6,4	2,0	-	3670	-
2	14,6	2,1	3,3	4400	4500
3	5,2	2,6	3,5	5900	4000
4	5,2	2,7	3,3	5200	1900

2.7.5 Prove cicliche di compressione diagonale in sito in Umbria (Beolchini et al., 1997)

La sperimentazione è stata condotta dall'Università de L'Aquila nell'ambito di una ricerca condotta sulle murature di pietrame umbre, pre e post intervento di consolidamento, per capirne le proprietà meccaniche. Presso San Sisto (PG) sono stati isolati quattro pannelli murari delle dimensioni di circa $100 \times 100 \times 50 \text{ cm}$. I campioni disponibili sono stati testati in varie condizioni come riportato in Tabella 2.27. I consolidamenti con iniezioni sono stati realizzati con malta cementizia. Un'altra tecnica di consolidamento testata è stata realizzata con barre $\varnothing 16 \text{ mm}$ ad aderenza migliorata, inserite orizzontalmente e parallelamente al

piano della muratura in fori di diametro $\varnothing 25$ mm, rese solidali alla muratura mediante iniezione in pressione della stessa miscela usata nel primo intervento.

I pannelli allo stato originario sono stati sollecitati fino al raggiungimento di un vistoso quadro fessurativo, e portati al collasso solo durante i seguenti test eseguiti dopo gli interventi di consolidamento. La modalità di prova di compressione diagonale prevedeva l'applicazione del carico alternativamente lungo le due diagonali. In Figura 2.75 è raffigurato lo schema di prova.

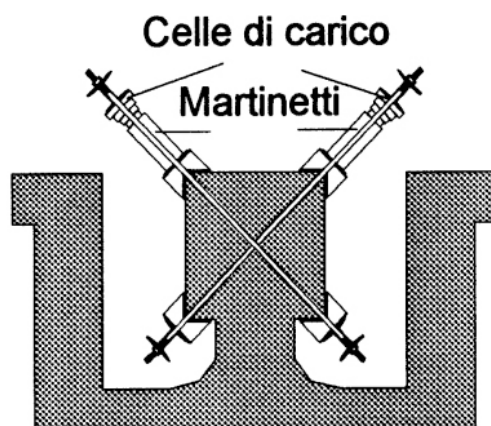


Figura 2.75 Attrezzatura della prova a compressione diagonale a San Sisto (Beolchini et al., 1997)

Tabella 2.27 Risultati delle prove di compressione diagonale ciclica (Beolchini et al., 1997)

Pannello	Stato	μ	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Mod. taglio G [N/mm ²]
1	Non consolidato	> 2,1	0,040	5
	Iniettato	5,6	0,222	111
	4 barre iniettate	4,7	0,297	66
2	Non consolidato	> 2,6	0,066	8
3	Non consolidato	> 1,9	0,057	13
	2 barre iniettate	8,95	0,252	67
4	Non consolidato	> 2,8	0,056	8
	2 barre iniettate	> 9,9	0,204	120

Le prove con i diversi metodi di consolidamento hanno dimostrato un notevole incremento della resistenza a taglio. La duttilità nei campioni non consolidati è definita come limite inferiore raggiungibile non avendo portato i pannelli al collasso per poter poi poterli riparare. Confrontando i risultati è comunque evidente un incremento di duttilità.

2.7.6 Prove in sito di compressione diagonale cicliche e di compressione semplice in Abruzzo (Beolchini G.C., Grillo F., 1998)

Gli autori della sperimentazione hanno analizzato le caratteristiche meccaniche delle murature abruzzesi pre e post consolidamento tramite prove di compressione diagonale ciclica, oltre che di compressione semplice e taglio-compressione.

La sperimentazione riguarda dodici pannelli. Tutti i campioni sono caratterizzati da due paramenti realizzati con pietre calcaree non sbazzate assemblate in modo irregolare. La

malta è poco consistente e spesso pulverulenta, con proprietà meccaniche scadenti, e si riscontra la presenza di vuoti all'interno della muratura. Le dimensioni dei pannelli sono all'incirca di 100x100 cm e spessori variabili da 35÷60 cm.

Gli otto pannelli di Villetta Barrea sono stati consolidati con la tecnica del betoncino armato. Le prove sono state eseguite a cicli di carico. In Tabella 2.28 e Tabella 2.29 vengono riportati rispettivamente i risultati della prova di compressione diagonale e di compressione semplice.

Tabella 2.28 Parametri meccanici medi ricavati dalle prove di compressione diagonale. (Beolchini, Grillo, 1998)

Campioni	Res. Taglio Elastica τ_l [N/mm ²]	Def. angolare elastica γ_l [$\times 10^{-3}$]	Mod. Taglio elastico G_l [N/mm ²]	Res. Taglio massima τ_0 [N/mm ²]	Def. angolare ultima γ_u [$\times 10^{-3}$]
L'Aquila	0,116	4,48	35	0,127	15,76
Villetta Barrea	0,135	4,36	37	0,147	13,43
Villetta Barrea Consolidati	0,435	4,24	111	0,462	10,04

Tabella 2.29 Risultati della prova a compressione semplice. (Beolchini, Grillo, 1998)

Campioni	Mod. di Elasticità E_l [N/mm ²]	Tensione normale elastica σ_l [N/mm ²]	Tensione normale massima σ_{max} [N/mm ²]
L'Aquila	161.46	0.98	1.02
Villetta Barrea	172.14	1.25	1.23
Villetta Barrea Consolidati	118.33	1.10	1.12

2.7.7 Prove cicliche di compressione diagonale e di compressione semplice in Toscana (Borri et al., 1999)

Le murature analizzate dal gruppo di ricerca coordinato dal prof. Borri sono a due paramenti accostati, o a tre paramenti, costruiti con pietre irregolari o ciottoli disposti in tessiture prevalentemente irregolari. Le località dove sono ubicati i sei edifici sono Pieve Fosciana, S. Anastasio, Pognana, Canova, Castelletto e Merizzo. Le dimensioni dei campioni di muratura ricavati dagli edifici sono di circa 120x120 cm, con spessore variabile da 43 a 50 cm. La tecnica di consolidamento adottata per queste murature è stata il betoncino armato.

Le prove di compressione diagonale sono state eseguite a cicli di carico crescente. Per la determinazione della resistenza a taglio e della tensione principale al centro del pannello sono state utilizzate le seguenti formule, dove P_{du} è il carico diagonale massimo:

$$\tau = \frac{P_{du}}{A\sqrt{2}} \quad (2.14)$$

$$\sigma_l = \frac{P_{du}}{2A} \quad (2.15)$$

Per quanto concerne i risultati, dalla Tabella 2.30 traspare come l'intervento di consolidamento a betoncino abbia incrementato il valore delle resistenze di più di tre volte e

il valore del modulo di rigidezza $G_{1/2}$ da quattro a otto volte rispetto a quello dei pannelli non consolidati.

Tabella 2.30 Risultati delle prove di compressione diagonale. (Borri et al., 1999)

Campione	Resist. Taglio τ_0 [N/mm ²]	Tens. Principale σ_I [N/mm ²]	Mod. Taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]	Mod. Taglio $G_{1/2}$ [N/mm ²]	Mod. Taglio $G_{2/3}$ [N/mm ²]	Mod. Taglio G_u [N/mm ²]
Canova Non consolidato	0,114	0,081	285	163	120	16
Canova Non consolidato	0,160	0,113	102	79	62	20
Castelletto Non consolidato	0,072	0,051	36	31	25	6
Merizzo Non consolidato	0,061	0,043	74	33	22	11
Canova Betoncino	0,397	0,281	-	893	265	73
Canova Betoncino	0,364	0,257	-	479	156	74

In Tabella 2.31 sono riportati i risultati della prova a compressione semplice e in Tabella 2.32 i valori a collasso.

Tabella 2.31 Risultati della prova di compressione semplice. (Borri et al., 1999)

Campione	Tensione verticale massima σ_{vm} [N/mm ²]	Def. verticale massima ξ_{vm} [N/mm ²]	Modulo di Elasticità Secante E_s [N/mm ²]
Pieve Fosciana Non consolidato	0,654	0,478	1468
Pieve Fosciana Non consolidato	0,595	0,426	1333
Pognana Non consolidato	0,145	0,515	250
Pieve Fosciana Betoncino	0,698	0,218	3051
Pieve Fosciana Betoncino	0,788	0,143	5169
Pognana Iniezioni	0,205	0,030	4667

Si nota l'incremento sostanziale dei moduli di elasticità dopo la riparazione. Il modulo di elasticità è aumentato di diciannove volte rispetto a quello del pannello non consolidato grazie all'intervento d'iniezione. I risultati ottenuti a Pieve Fosciana sono molto omogenei, e dai risultati si osserva come la muratura di Pognana sia di qualità scadente, poiché dopo l'intervento di consolidamento nonostante l'elevato valore del modulo elastico, continua a presentare bassa resistenza.

Tabella 2.32 Risultati delle prove di compressione semplice a collasso. (Borri et al., 1999)

Campione	Tensione verticale ultima σ_{vu} [N/mm ²]	Deformazione verticale ultima ϵ_{vu} [N/mm ²]	Modulo di Elasticità secante $E_{1/3}$ [N/mm ²]
S. Anastasio Non consolidato	0,236	0,210	1921

Pognana Non consolidato	1,041	6,078	376
Pognana Iniezioni	1,596	1,982	3012

2.7.8 Prove cicliche di compressione diagonale in sito in Umbria (Anzani, 1999)

L'attività di ricerca è ha avuto luogo a Postignano (Sellano, PG) in Umbria su pannelli caratterizzati da una muratura in pietra a due paramenti con un nucleo interno di materiali di risulta. Il campione ha dimensioni medie di 124x122x48 cm.

Si è proceduto quindi dapprima con una ristilatura profonda dei giunti e poi con l'iniezione di miscela idraulica.

L'intervento di consolidamento (vedi Tabella 2.33) ha dimostrato la sua efficacia sia in termini d'incremento di resistenza a taglio, tre volte il valore nel pannello non consolidato, sia in termini di rigidezza, venti volte il modulo $G_{1/3}$ del pannello non consolidato.

Conclusa la prova si è ritenuto opportuno praticare dei tagli sul pannello per studiarne l'iniezione penetrata. Si è potuto così osservare come la miscela abbia colmato la maggior parte dei vuoti presenti in precedenza e abbia fatto aderenza sia sulla malta originaria sia sugli elementi resistenti.

Tabella 2.33 Risultati della prova di compressione diagonale. (Anzani, 1999)

Pannello	Resistenza a Taglio τ [N/mm ²]	Tensione principale σ_1 [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]	Modulo a taglio G_u [N/mm ²]
Non consolidato	0,059	-	37	12
Ristilato e iniettato	0,157	-	731	170

2.7.9 Valutazione dell'efficacia dell'intervento di consolidamento con iniezioni su murature in pietra (Valluzzi, 2000)

Il lavoro è impostato sullo studio meccanico di murature in pietra, attraverso l'analisi dei leganti che possono essere impiegati in un progetto di restauro delle tecniche di consolidamento adatte ai metodi di intervento. È stata valutata l'efficacia degli interventi eseguiti mediante prove non distruttive e parzialmente distruttive (prove soniche e martinetti piatti), oltre che prove distruttive in laboratorio di compressione monoassiale.

Per la ricerca sono stati realizzati diciassette campioni di muratura in pietra a tre paramenti, con dimensioni della sezione rappresentative dei muri reali rilevabili in sito. I campioni sono stati realizzati nel bellunese, con materiali, manodopera e mezzi locali e successivamente testati in laboratorio. Gli interventi sono stati eseguiti dopo circa 40 giorni dal confezionamento dei pannelli murari e possono essere così sintetizzati:

- 9 pannelli iniettati con due diverse miscele a base di calce idraulica naturale (Tassullo FEN-X A e FEN-X B). In ogni pannello sono stati fatti in media 10 fori a m2, su un solo lato del muro, senza preventivo lavaggio con acqua.
- 6 pannelli ristilati mediante scarnitura dei giunti su entrambe le facce dei muri e risarcitura con malta di calce idraulica (Tassullo T30V).

- 6 muri rinforzati con 4 tiranti trasversali alle quote di 1/3 in altezza e dai bordi in larghezza, con barre in acciaio ad aderenza migliorata del diametro di 6 mm, e in muro con barre in acciaio filettate di diametro di 10 mm.

I risultati sono riportati in Tabella 2.34.

Tabella 2.34 Risultati della prova di compressione monoassiale. (Valluzzi M.R., 2003)

Pannello - Stato	Tensione di prima fessurazione σ_0 [N/mm ²] (pre)	Tensione a rottura σ_f [N/mm ²] (post)	Modulo di elasticità E [N/mm ²] (pre)	Modulo di elasticità E [N/mm ²] (post intervento)
4X non consolidato	0,90	1,63	177	1154
6I1 iniezioni FEN-X A	1,08	2,49	311	3093
5I1 iniezioni FEN-X A	0,80	2,49	367	2273
1I2 iniezioni FEN-X B	1,09	2,57	222	3449
8I2 iniezioni FEN-X B	1,06	1,82	239	2367
7R ristilatura	0,83	1,17	286	1781
3Rm ristilatura	0,55	1,34	1136	538
2T tirantini	1,08	1,77	231	1789
9T tirantini	0,91	1,34	316	1392

Il confronto del quadro fessurativo prima e dopo il consolidamento ha fatto rilevare una drastica riduzione del danneggiamento, a parità di carico, per i muri consolidati, e in particolare per quelli iniettati.

In tutti i muri consolidati si è osservato un incremento della rigidità e della resistenza, e una contemporanea riduzione delle deformazioni orizzontali e trasversali. Tuttavia gli aumenti maggiori in rigidità si rilevano nei pannelli iniettati, dove in media aumentano di dieci volte rispetto ai moduli degli stessi pannelli non rinforzati. Stesso discorso vale per le resistenze, dove nei muri rinforzati tramite iniezioni raggiungono sempre valori più del doppio di quelli non iniettati.

2.7.10 Convenzione di ricerca tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti (Modena, 2000)

Il programma sperimentale portato avanti dall'Università di Firenze (prof. A. Vignoli) ha previsto l'effettuazione di un numero totale di ventidue prove in situ su nove pannelli murari selezionati in sei diversi edifici campione della Garfagnana e della Lunigiana.

Le murature indagate erano tutte a due paramenti non ammorsati, tranne una che aveva tre paramenti, realizzate con arenaria e con presenza di calcari marnosi e travertino. Le malte presentavano resistenze molto variabili; significativa la percentuale di vuoti interni.

I nove pannelli sono stati testati nelle condizioni reali. Dopodiché sono stati rinforzati, alcuni con la tecnica del betoncino armato, altri con le iniezioni, e sono stati sottoposti nuovamente a prove distruttive. I pannelli sono individuati con una sigla (A, B, C, D, E, F, G, H e I), le altre lettere della sigla indicano la presenza o meno del rinforzo.

Sono state eseguite le seguenti prove:

- sei prove di compressione in fase elastica,
- tre prove di compressione a collasso,

- sette prove di taglio-compressione,
- sei prove di compressione diagonale.

Prove di compressione elastica

La prova di compressione elastica ha permesso di ricavare il valore del modulo elastico (E_s) della muratura prima e dopo l'intervento di riparazione; la tensione verticale media agente sul pannello è data da σ_{vm} .

Tabella 2.35 Risultati della prova di compressione elastica. (Modena, 2000)

Pannello	Stato	σ_{vm} [N/mm ²]	Modulo elastico E_s [N/mm ²]
AC	Non consolidato	0,654	1468
ARC	Betoncino	0,698	3051
BC	Non consolidato	0,595	1333
BRC	Betoncino	0,788	5169
EC	Non consolidato	0,145	250
ERC	Iniezioni	0,205	4667

Prove di compressione a collasso

Sono stati sottoposti a questa prova tre pannelli e si sono ottenuti i valori della resistenza a compressione della muratura (σ_{vu}) e del modulo elastico a 1/3 della tensione di rottura ($E_{1/3}$) (Tabella 2.36).

Tabella 2.36 Risultati della prova di compressione a collasso. (Modena, 2000)

Pannello	Stato	Res. Compressione σ_{vu} [N/mm ²]	Modulo elastico $E_{1/3}$ [N/mm ²]
CC	Non consolidato	0,236	1921 (*)
DC	Non consolidato	1,041	376
DRC	Iniezioni	1,596	3012

(**) Valutato a $\sigma_{v2/3}$

Prova di taglio-compressione

Con questa prova si sono ricavati i valori della resistenza caratteristica a taglio della muratura e il modulo elastico tangenziale.

Tabella 2.37 Risultati della prova di taglio-compressione. (Modena, 2000)

Pannello	Stato	Tensione principale trazione σ_1 [N/mm ²]	Tens. tangenziale caratteristica τ_k [N/mm ²]	Modulo taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]
AT	Non consolidato	0,322	0,254	179
ART	Betoncino	0,563	0,446	-
BT1 (*)	Non consolidato	-	-	435
BT2	Non consolidato	0,436	0,344	-
BRT	Betoncino	0,532	0,388	274

ET	Non consolidato	0,093	0,069	102
ERT	Iniezioni	0,211	0,166	268

(*) prova non a collasso

Prova di compressione diagonale:

La prova di compressione diagonale ha interessato complessivamente sei pannelli, di cui gli ultimi due riparati con betoncino armato. In Tabella 2.38 si riportano i risultati.

Tabella 2.38 Risultati della prova di compressione diagonale. (Modena, 2000)

Prova	Carico diagonale massimo P_{du} [kN]	Tens. Principale σ_1 [N/mm ²]	Resistenza a Taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{2/3}$ [N/mm ²]
FD	83,33	0,081	0,054	285	120
GD	122,06	0,113	0,075	102	62
HD	58,99	0,051	0,034	36	25
ID	51,64	0,043	0,029	74	22
FRD	388,12	0,281	0,187	-	265
GRD	311,15	0,257	0,171	-	156

2.7.11 Miscele di cemento e pozzolana ed effetti strutturali su muratura multistrato. (Toumbakari, 2002)

La sperimentazione mira ad indagare il comportamento a compressione di nove campioni di murature a tre paramenti. Quattro campioni sono stati realizzati con i paramenti esterni in mattoni mentre i restanti cinque campioni con paramenti in pietra. Le dimensioni dei campioni sono 60x120 cm spessore 40 cm. Sono state utilizzate diverse miscele da iniezione variandone le proprietà meccaniche ed il contenuto di cemento Portland. I campioni sono stati testati prima nelle condizioni non rinforzate e una volta consolidati portati al collasso. Anche in questa sperimentazione si nota come l'iniezione abbia incrementato le proprietà meccaniche indipendentemente dalla resistenza delle miscele (Tabella 2.39).

Tabella 2.39 Risultati dei test di compressione monoassiale. (Toumbakari, 2002)

Campione	Res. compressione pre $f_{wc,0}$ [N/mm ²]	Res. compressione post $f_{wc,s}$ [N/mm ²]	Modulo elastico pre E_0 [N/mm ²]	Modulo elastico post E_s [N/mm ²]
BC1	-	5,04	-	2238
BC2	2,41	3,15	730	1564
BC3	2,09	2,91	1018	1405
BC4	2,18	3,00	1098	1404
BC5	2,28	3,86	1145	1170
Media BC	2,24	3,59	998	1556
SC1	2,02	3,25	720	1622
SC2	2,09	3,36	1139	1559
SC3	2,65	3,51	1375	1188
SC4	2,71	3,29	1443	1015

2.7.12 Prove di compressione diagonale e di compressione semplice in Umbria (Corradi et al., 2002; Corradi et al., 2003)

I pannelli sono stati ricavati da edifici con tessiture murarie tipiche dell'area, nei comuni di Foligno e di Sellano in Umbria. Alcuni sono stati testati nelle condizioni iniziali e altri dopo interventi di rinforzo tramite CFRP, iniezioni e ristilatura. Complessivamente sono stati ricavati quindici pannelli, sui quali sono state realizzate sei prove di compressione semplice ($\sigma_{max}=0,3 \text{ N/mm}^2$), sei prove di taglio compressione e dodici prove di compressione diagonale.

I pannelli testati a compressione semplice e taglio compressione hanno dimensioni di 90x180 cm, quelli testati a compressione diagonale di 120x120 cm. Lo spessore è variabile da 30 a 70 cm. Le varie tipologie sono presentate in Figura 2.76.

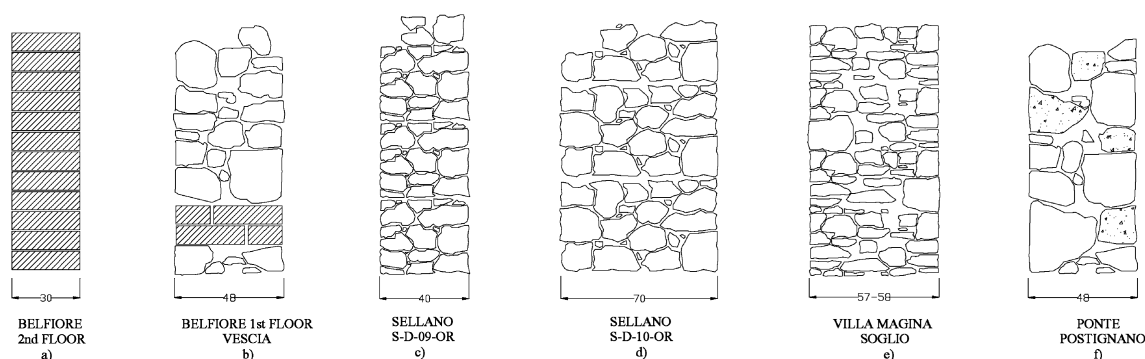


Figura 2.76 Sezioni dei pannelli testati. (Corradi et al., 2003)

Al fine di indagare sull'efficacia di diverse tecniche di consolidamento, alcuni pannelli sono stati rinforzati iniettando malte di calce sia in via preventiva sia come tecnica di riparazione, associata in alcuni casi ad una ristilatura dei giunti. Sono stati fatti 10 fori di iniezione al mq per ogni lato del pannello.

Il placcaggio con fibre unidirezionali di carbonio (CFRP) e di vetro (GFRP) è stato realizzato su entrambe le superfici del pannello, la matrice del rinforzo è costituita da resine epossidiche bicomponenti, la superficie d'incollaggio è stata realizzata con una rettifica in malta cementizia o stucco epossidico.

In Tabella 2.40 e in Tabella 2.41 vengono riportati i risultati della prova di compressione semplice e compressione diagonale.

Tabella 2.40 Risultati della prova di compressione semplice. (Corradi et al., 2002)

Pannello	Stato	Modulo E 1° ciclo [N/mm ²]	Modulo E 2° ciclo [N/mm ²]	Modulo E 3° ciclo [N/mm ²]	Modulo E medio [N/mm ²]
Pietra e ricorsi in mattoni passo 120 cm (Belfiore)	Non consolidato CFRP	917 -	1105 -	1333 -	1118 2711
Pietra calcarea e travertino bugnato a due paramenti (Ponte Postignano)	Non consolidato Iniettato	471 -	766 -	415 -	550 1998

In pietra e corsi di mattoni (Vescia)	Consolidato con GFRP	-	-	-	1941
In pietra e corsi di mattoni (Vescia)	Consolidato con iniezioni preventive	1814	1644	1652	1703

Osservando i modulo di elasticità medi prima e dopo gli interventi di consolidamento (Tabella 2.29), in Ponte Postignano le iniezioni aumentano il modulo elastico di 4 volte circa, mentre in Belfiore l'incollaggio di fibre in CFRP lo aumentano di 2 volte.

Tabella 2.41 Risultati della prova a compressione diagonale secondo ASTM E 519-02. (Corradi et al., 2002)

Pannello	Stato	Carico diag. max P_{max} [kN]	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]
Pietra e ricorsi di mattoni (Belfiore)	Non consolidato	58,81	0,072	30
Mattoni (Belfiore)	Non consolidato	34,31	0,069	131
	CFRP	188,25	0,373	100
Pietra calcarea a due paramenti (Villa Magina)	Non consolidato	45,80	0,047	19
Pietra calcarea a due paramenti (Sellano, pann,09)	Non consolidato	48,96	0,072	25
Pietra calcarea a due paramenti (Sellano, pann,10)	Non consolidato	80,93	0,068	60
Pietra calcarea a due paramenti (Soglio)	Non consolidato	51,14	0,053	26
	CFRP	121,53	0,127	55
	Iniettato	124,85	0,129	685
Pietra calcarea e travertino bugnato a due paramenti (Ponte Postignano)	Non consolidato	47,66	0,059	37
	CFRP	141,61	0,173	117
	Ristilato Iniettato	127,71	0,157	731



a)



b)

Figura 2.77 a) Pannello a Ponte Postignano riparato con la tecnica di iniezione di malta di calce; b) Pannello per prova di compressione diagonale rinforzato con FRP. (Corradi et al., 2002)

I risultati ottenuti evidenziano che la tecnica con placcaggio con CFRP è efficace anche se i materiali impiegati per la preparazione del supporto non sono da considerarsi compatibili dal punto di vista chimico fisico con le murature analizzate. Sono stati rilevati incrementi di resistenza a taglio del 145% e del 167% rispetto allo stesso pannello non rinforzato (in Figura 2.78 i pannelli G-D-11 e P-D-13). La tecnica di iniezione su murature non lesionate si è rivelata meno efficace rispetto a quella applicata su campioni già danneggiati dal test. È infine significativo osservare che questa tecnica, nei casi in cui risulta efficace, determina aumenti della rigidezza a taglio.

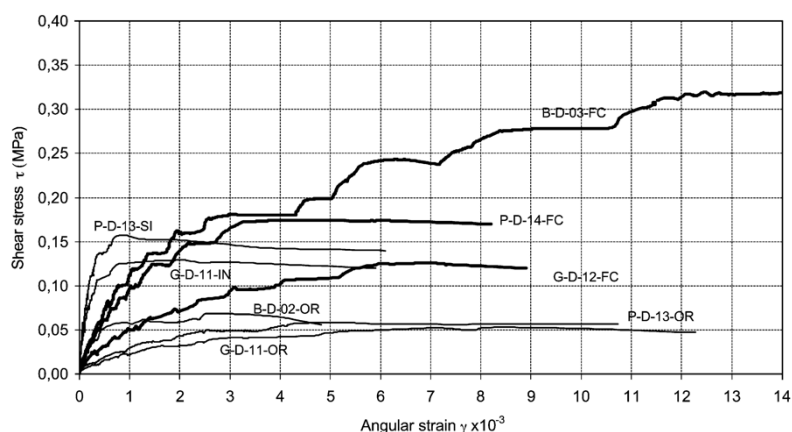


Figura 2.78 Andamento della tensione a taglio in funzione dello scorrimento angolare (Corradi et al., 2003)

La prova di compressione e taglio si è svolta su alcuni pannelli già sottoposti a compressione semplice limitata a $0,3 \text{ N/mm}^2$. Nella sperimentazione si è poi volta l'attenzione sul confronto tra risultati emersi dalle prove a taglio compressione rispetto a quelli della compressione diagonale. Si è ricavato un rapporto tra resistenza a taglio della prova a taglio-compressione e resistenza a taglio della prova diagonale di 2,06. In Tabella 2.42 si riportano i risultati della prova di taglio-compressione.

Tabella 2.42 Risultati della prova a taglio-compressione.

Tipologia muraria	Rinforzo	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo di taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]
Pietre non squadrate listate	Nessuno	0.130	546
	CFRP	0.154	467
	GFRP	0.245	245
	Iniezioni	0.149	450
Pietre non squadrate	Nessuno	0.136	216
	Iniezioni	-	645

2.7.13 Indagine sperimentale sul comportamento strutturale e resistenza di muratura a tre paramenti (Oliveira et al., 2006)

La campagna sperimentale consisteva nel testare sedici pannelli murari a test di compressione in diverse condizioni di consolidamento: connessioni trasversali tra i paramenti

esterni con legami di GFRP, fissaggio dei giunti strutturali con barre di GFRP, la combinazione di queste due tecniche e l'iniezione di miscela a base di calce.

Come materiale lapideo con cui realizzare i campioni è stato scelto il granito in quanto diffuso nelle costruzioni del Nord Portogallo, la resistenza a compressione, verificata tramite test di laboratorio della pietra, è stata di 52.2 N/mm^2 . La malta scelta è a base di calce e pozzolana con una resistenza a compressione stimata tra $0,5$ e 2.9 N/mm^2 .

I muri da testare sono stati costruiti con i due paramenti esterni in pietra e il nucleo interno è stato riempito con materiali poveri e scaglie di pietra ottenute dalla lavorazione. Le dimensioni dei campioni sono $60 \times 110 \text{ cm}$ e spessore di 30 cm . La sezione a tre paramenti è suddivisa in tre parti uguali.

La sperimentazione è stata condotta solo su tre campioni non rinforzati e tre rinforzati con due barre in GFRP in Figura 2.79 sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale condotti.



Figura 2.79 Pannello murario a tre paramenti con i connettori i GFRP e durante il test a compressione. (Oliveira et al., 2006)

Tabella 2.43 Risultati delle prove di compressione monoassiale. (Oliveira et al., 2006)

Pannello	consolidamento	Resistenza a compressione [N/mm^2]
1W1	-	2,40
1W2	-	1,70
2W1	-	1,40
2W2	2 barre GFRP	3,30
2W3	2 barre GFRP	2,60
2W4	2 barre GFRP	3,50

Dai risultati emerge che l'uso di legami trasversali di GFRP, attraverso lo spessore del muro, lega i paramenti esterni grazie anche la miscela di calce, con un aumento allo sforzo di compressione del 71%. (Oliveira et al., 2006)

2.7.14 Campagna di prove Regione Toscana (Frumento, 2007)

La sperimentazione è stata realizzata su ventuno pannelli individuati in quattordici edifici localizzati in diversi comuni appartenenti alle diverse province toscane. In prevalenza trattasi di strutture scolastiche di diverso ordine e grado o di ospedali, riconducibili quindi alla categoria dei fabbricati strategici. Le strutture che ospitano le diverse destinazioni d'uso, risalgono per la maggior parte agli inizi del '900, fatta eccezione per l'ospedale del Comune di Barga risalente al 1800.

In Tabella 2.44 si riportano i risultati delle prove di compressione diagonale, classificate secondo le tipologie proposte dell'OPCM 3274/2003.

Tabella 2.44 Risultati della campagna di prove di compressione diagonale in situ.

Prova	Tecnologia muraria (classificazione secondo OPCM 3274/03)	Resistenza a trazione F_T [N/mm ²]	Resistenza a taglio T_0 [N/mm ²]	Modulo e taglio elastico G_{el} [N/mm ²]	Modulo e taglio fessurato G_{fess} [N/mm ²]
1-P1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	0,048	0,032	828	252
3-P1		0,036	0,024	730	183
3-P2		0,036	0,024	1024	189
2-P1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	0,058	0,039	384	153
2-P2		0,045	0,030	1142	270
2-P3		0,066	0,044	1156	232
8-P1	con ricorsi orizzontali	0,038	0,025	322	35
8-P2		0,048	0,032	313	71
11-P1	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	0,087	0,058	1263	548
6-P1		0,060	0,040	773	135
10-P1		0,062	0,041	921	196
12-P1		0,042	0,028	1004	152
13-P1	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno con ricorsi orizzontali	0,061	0,041	431	159
5-P1		0,102	0,068	647	138
7-P1	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	0,089	0,059	1289	367
7-P2		0,076	0,051	1354	207
9-P1	Muratura in blocchi di calcestruzzo (% 45-65)	0,411	0,274	2740	1456
13-P2	Muratura in mattoni pieni	0,137	0,091	1659	749
14-P1		0,223	0,149	2430	2410
14-P2		0,113	0,075	6924	3992

2.7.15 Prove in sito di compressione semplice di compressione diagonale e in Umbria (Corradi et al. 2008)

Lo scopo della sperimentazione è l'analizzare l'efficacia degli interventi di rinforzo tramite iniezioni, intonaco armato e ristilatura profonda dei giunti. Dodici pannelli sono stati individuati in quattro edifici in Umbria.

Le tipologie murarie testate con la prova di compressione semplice e compressione diagonale sono le seguenti:

- 6 pannelli presso Farnetta (3 compressioni semplici e 3 compressioni diagonali), la muratura a due paramenti debolmente ammorsati dello spessore complessivo di 48 cm, la malta è a base di calce aerea e sabbia limosa;
- 1 pannello presso Gualdo Tadino, muratura realizzata negli anni '60 in mattoni semipieni, la malta è a base cementizia. Nonostante la muratura non sia storica, la notevole diffusione della tipologia nelle zone dell'alta Umbria ha reso interessante la valutazione della resistenza a taglio;
- 3 pannelli presso Trevi, la muratura è costituita da pietrame appena sbozzato a formare 2 paramenti per uno spessore complessivo di 67 cm circa al netto dell'intonaco, in parte listati da ricorsi di mattoni pieni spesso interrotti e non passanti sullo spessore del muro;
- 2 pannelli presso Turrta di Montefalco, la muratura è a 3 paramenti "a sacco" ma con uno spessore di soli 45 cm. I due paramenti esterni sono in pietrame di piccole dimensioni appena sbozzato, e sono presenti pezzi di mattone in laterizio distribuiti senza ordine nella muratura.

Mediamente tutti i pannelli testati con compressione diagonale hanno dimensioni di 120x120 cm in accordo con la normativa americana ASTM E 519-02.

L'intervento d'iniezione eseguito su alcuni pannelli è stato realizzato con malta Albaria Iniezione attraverso fori con densità 9 fori/m² a una pressione di circa 1 atm. Tre pannelli oltre all'intervento di iniezione sono stati ristilati.

Solo un pannello, presso Farnetta, è stato soggetto alla tecnica preventiva dell'intonaco armato con reti elettrosaldate di diametro 6 mm a maglia quadrata su entrambi i lati, le reti sono connesse tra loro da dodici barre ad aderenza migliorata, intonacate con uno strato di calcestruzzo di 4-5 cm.

In due pannelli, presso Farnetta e presso Trevi, in sostituzione all'armatura metallica è stata utilizzata una rete in fibra unidirezionale di carbonio o di vetro, pre-impregnata di resina epossidica. Questa è stata poi resa collaborante con la muratura mediante appositi connettori inseriti in 8 fori del diametro di 12 mm e realizzati con nastri unidirezionali in fibra di carbonio larghi 50 mm incollati tramite resine epossidiche dalla parte in composito, e alla muratura mediante il riempimento dei fori. Infine si è fatto l'intonaco a base di calce idraulica. Infine tre pannelli, a Turrta e Trevi, sono stati rinforzati mediante l'applicazione di nastri unidirezionali in fibra di vetro (GFRP) con matrice a base di resina epossidica, connessi tra i due paramenti con barre lisce in fibra di vetro del diametro di 12 mm inserite in 5÷6 fori del diametro di 24 mm, riempiti poi con stucco epossidico.

In Tabella 2.45 sono riportati i risultati della prova di compressione semplice in cui si nota, in Farnetta, come l'intervento di ristilatura e iniezione porti il modulo elastico a crescere da tre a sei volte rispetto il modulo del pannello non iniettato. Al contrario, il consolidamento dell'intonaco con rete in fibra di carbonio non garantisce il recupero della rigidità del pannello non consolidato.

Tabella 2.45 Risultati delle prove di compressione semplice in sito. (Corradi et al. 2006)

Tipologia muraria	Stato	Tensione verticale σ [N/mm ²]	Modulo di elasticità medio E [N/mm ²]
Pietra a due paramenti	Non consolidato	0,201	1289
(Farnetta, pann.01)	Ristilatura e iniezione	0,286	4153

Pietra a due paramenti (Farnetta, pann.02)	Non consolidato	0,215	306
	Ristilatura e iniezione	0,286	1770
Pietra a due paramenti (Farnetta, pann.05)	Non consolidato	0,200	489
	Intonaco con rete in carbonio	0,196	294

I risultati mostrati in Tabella 2.46 sono stati elaborati seguendo quanto prescritto dalla normativa ASTM E 519-02

Le tecniche di rinforzo tramite iniezioni e intonaco armato con rete metallica sono risultate efficaci. L'iniettabilità, il tipo di malta, la forma e il tipo degli elementi resistenti sono parametri che possono annullare l'efficacia del rinforzo.

Il rinforzo attraverso la tecnica delle iniezioni presenta un'elevata efficacia nell'ipotesi che la muratura presenti un numero ed un volume dei vuoti sufficiente per consentire alla malta di distribuirsi al suo interno. Per murature di spessore limitato la ristilatura profonda dei giunti è in grado di determinare un significativo incremento di resistenza anche se applicata come unico intervento ma non risolve il problema della connessione tra paramenti murari.

I risultati della sperimentazione hanno evidenziato come le tecniche "tradizionali" (iniezioni e intonaco armato) determinino maggiori incrementi della rigidità a taglio che non di resistenza. Ciò non è stato riscontrato nel caso dell'uso di nastri o di reti in materiale composito. L'incremento di resistenza, meno significativo rispetto ai risultati ottenuti con i rinforzi "tradizionali", è risultato sempre superiore a quello di rigidità a taglio.

Inoltre la sperimentazione ha confermato la netta differenziazione della resistenza a taglio ottenuta da prove di compressione diagonale e di taglio-compressione.

Tabella 2.46 Risultati della compressione diagonale. (Corradi et al. 2006)

Tipologia muraria	Stato	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]
Pietra a due paramenti (Farnetta, pann.03)	Non consolidato	0,046	105
	Iniezioni come riparazione	0,086	289
Pietra a due paramenti (Farnetta, pann.04)	Non consolidato	0,049	55
	Iniezioni come riparazione	0,130	191
Pietra a due paramenti (Farnetta, pann.06)	Intonaco armato	0,250	543
Mattoni semi-pieni (Gualdo Tadino)	Non consolidato	0,113	17270
Pietra e qualche laterizio (Turrita di Montefalco, pann.23)	Non consolidato	0,040	165
	GFRP con connettori in fibra	0,168	38
In pietra e qualche laterizio (Turrita di Montefalco, pann.24)	GFRP con connettori in fibra	0,094	83
Pietra a due paramenti, listati (Trevi, pann.25)	Non consolidato	0,050	364
	GFRP con connettori in fibra	0,100	91
Pietra a due paramenti, listati (Trevi, pann.26)	Non consolidato	0,045	80
	Ristilatura profonda dei giunti	0,054	232
In pietra a 2 paramenti, listati (Trevi, pann.27)	Intonaco con rete in vetro	0,089	318

2.7.16 Prove di compressione su muratura a tre paramenti consolidata con iniezioni (Vintzileou et al., 2008)

In questa ricerca è stato analizzato il comportamento della muratura in pietra a tre paramenti rinforzata con l'iniezione di miscela e testata a compressione e compressione diagonale. Lo scopo del programma era quello di fornire una miscela adatta all'intervento di consolidamento del Monastero di Dafni.

Sono stati scelti dei pannelli con dimensioni 100x120 cm e spessore di 45 cm. Si tratta di dimensioni ridotte. La scala infatti di questi pannelli non è la scala reale del muro ma ridotta a 2/3.

I materiali sono stati attentamente selezionati in modo da simulare il comportamento in situ della muratura: sono state impiegate calcare di marna fossilifera e arenaria di marna sabbiosa massiccia. Le pietre usate per la costruzione dei muri, testate, hanno mostrato una resistenza a compressione di 17 N/mm² mentre la malta sottoposta a test di compressione ha registrato valori tra 1,58 e 4,35 N/mm². (Vintzileou, Miltiadou-Fezans 2008)

Il paramento interno è stato riempito con piccole scaglie e malta. La muratura è stata preparata all'iniezione seguendo la procedura stabilita dal Ministero dei beni culturali greco, derivante dall'esperienza acquisita da numerosi interventi su monumenti storici:

- sono stati fatti i fori con una distanza di circa 15÷20 cm l'uno dall'altro;
- sono state inserite le cannule in plastica e iniettata la miscela;
- i fori iniettati e quelli da cui usciva la miscela sono stati chiusi con della malta;
- tutti i fori di entrata e uscita sono stati numerati e riportati.

Dai test in laboratorio è emerso un aumento compreso tra 1,65 e 2,16 volte per la resistenza a compressione del muro dopo l'iniezione, mentre i moduli elastici hanno incrementi medi non significativi (Tabella 2.47).

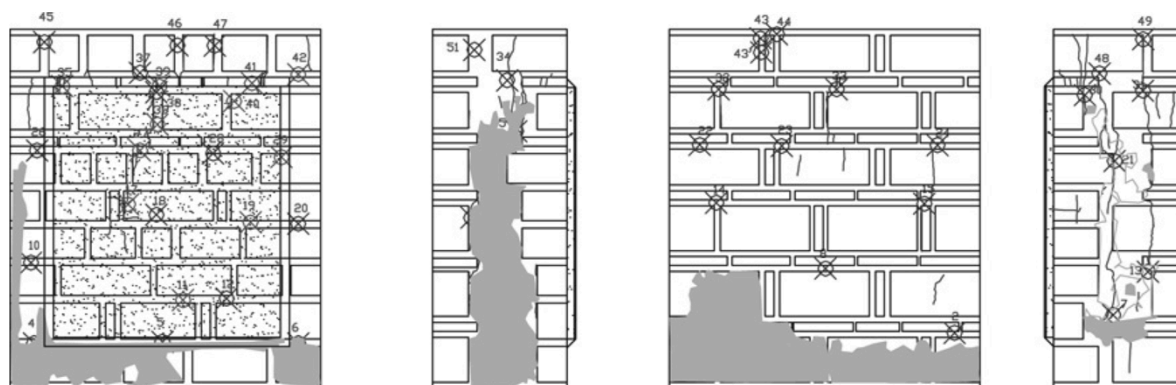


Figura 2.80 Pannelli sottoposti a intervento di iniezione. (Vintzileou et al., 2008)

Tabella 2.47 Risultati delle prove a compressione. (Vintzileou et al., 2008)

Pannelli	Res.	Res.	Incremento $F_{wc,s}/F_{wc,0}$	Modulo elastico pre E_0 [N/mm ²]	Modulo elastico post E_s [N/mm ²]	Incremento E_s/E_0
	compressione pre $f_{wc,0}$ [N/mm ²]	compressione post $f_{wc,s}$ [N/mm ²]				
1	1,82	3,00	1,65	1000	1200	1,20
2	1,74	3,75	2,16	1440	1550	1,08

3 2,26 3,73 1,65 1500 1300 0,87

2.7.17 Prove di compressione semplice, di compressione diagonale e taglio-compressione in laboratorio (Galasco et al., RELUIS 2009)

La campagna sperimentale prevedeva un set di prove di caratterizzazione finalizzate alla definizione delle proprietà meccaniche della muratura attraverso prove in laboratorio di compressione monoassiale, compressione diagonale e test di compressione e taglio ciclici, dai quali si sono ricavati sia parametri elastici sia valori di resistenza.

Sono stati realizzati dei campioni in pietre sbozzate a doppio paramento senza ammorsamento trasversale, una tipologia molto diffusa tra gli edifici storici, ma che attualmente possiede pochi risultati sperimentali sia in termini di identificazione delle proprietà meccaniche sia in termini di efficacia dei metodi di consolidamento.

La pietra utilizzata per il progetto di ricerca è la Pietra di Credaro Berrettino, un'arenaria a composizione calcarea (calcarenite). La malta rappresentativa di quella riscontrabile sugli edifici esistenti ha una resistenza a compressione inferiore ai 2 N/mm².

È stato utilizzato un legante pre-miscelato a base di calce idraulica naturale ottenuto modificando un prodotto commerciale specifico per gli interventi su edifici storici realizzato dalla ditta Tassullo.

In Tabella 2.48 e in Tabella 2.49 si riportano i risultati ottenuti dalle prove di compressione semplice e di compressione diagonale eseguite.

Tabella 2.48 Riepilogo delle prove di compressione semplice in laboratorio.

Pannello	Tensione limite elastico $\sigma_{v,el}$ [N/mm ²]	Res. a compressione massima $\sigma_{v,max}$ [N/mm ²]	Modulo Elastico E [N/mm ²]
V1	1,03	3,09	2400
V2	1,05	3,14	3000
V3	1,25	3,76	2600
V4	1,06	3,18	2200
V5	1,04	3,13	2900
V6	1,12	3,36	2200

Tabella 2.49 Riepilogo delle prove di compressione diagonale in laboratorio.

Pannello	Resistenza a taglio $T_{max, ASTM}$ [N/mm ²]	Tensione di trazione f_t [N/mm ²]	Resistenza a taglio T_0 [N/mm ²]	Modulo a Taglio $G_{1/3}$ [N/mm ²]
D1	0,135	0,090	0,060	820
D2	0,183	0,128	0,085	700
D3	0,243	0,169	0,113	700
D4	0,197	0,137	0,091	950
D5	0,174	0,121	0,081	1000
D6	0,249	0,174	0,116	850

Nonostante i provini provengano da uno stesso muro realizzato idealmente con le stesse caratteristiche, si osserva una dispersione dei risultati. Tale dispersione è tuttavia molto

contenuta per quel che riguarda la resistenza a compressione, mentre è leggermente più marcata per i moduli elastici.

Per le prove di compressione e taglio i pannelli CS01, CS02 sono pannelli snelli che misurano 125x250 cm mentre i pannelli CT01 e CT02 sono pannelli tozzi e misurano 250x250 cm. Sono stati usati due valori di precompressione verticale: 0,20 e 0,50 N/mm², molto inferiori alla resistenza a compressione della muratura, che si ottiene dai test di circa 3,00 N/mm².

In Tabella 2.50 si riportano i risultati ottenuti dalle prove di taglio-compressione eseguiti su cinque provini.

Tabella 2.50 Riepilogo delle prove di taglio-compressione in laboratorio.

Pannello	Tens. di Compressione σ_v [N/mm ²]	Forza orizzontale V_{max} [kN]	Resistenza a trazione f_t [N/mm ²]	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]
CS01	0.5	89	0.16	0.107
CS02	0.2	46	0.10	0.067
CT01	0.5	231	0.13	0.086
CT02	0.2	141	0.10	0.067
CT00	0.2-0.6	101	(0.20)	(0.133)

2.7.18 Influenza delle iniezioni sul comportamento dinamico di edifici in muratura di pietra (Mazzon, 2010)

All'interno di un quadro sperimentale molto ampio sono state eseguite prove di laboratorio di compressione monoassiale su dodici pannelli e prove cicliche di compressione e taglio su sei pannelli in muratura ricavati dalla demolizione di due modelli in scala di edificio testati su tavola vibrante. L'obiettivo è di studiare l'influenza dell'iniezione di malta sulla resistenza a taglio di pannelli murari in pietra a più paramenti. Nello specifico le murature provengono in un caso (R) da una muratura riparata a seguito del danneggiamento e consolidata con iniezioni e nel secondo caso (S) da muratura consolidata prima dei test su tavola vibrante. Il numero del campione rappresenta la posizione dei maschi negli edifici testati. Le dimensioni dei vari pannelli sono variabili con molteplici rapporti di snellezza, lo spessore è di 33 cm, con paramenti esterni di circa 10 cm di spessore e nucleo in materiale di recupero incoerente.

Per le prove di compressione monoassiale è stata impiegata una pressa imponendo un incremento di carico costante fino al collasso dei pannelli. In Tabella 2.39 sono riportati i risultati delle prove, sono indicate la tensione massima di rottura e la tensione di prima fessurazione. Il rapporto tra i due valori risulta mediamente più elevato nei campioni "S" dove non c'è stato un preventivo danneggiamento prima del consolidamento con iniezioni.

Tabella 2.51 Risultati delle prove di compressione monoassiale (Mazzon, 2010)

Campione	σ_{max} [N/mm ²]		$\sigma_{l, cr}$ [N/mm ²]		$\sigma_{l, cr} / \sigma_{max}$ [%]		E_{10-40} [N/mm ²]	
	R	S	R	S	R	S	R	S
3	7,05	7,31	1,47	3,15	20,9%	43,1%	4785	3622
6	-	7,87	-	2,39	-	30,3%	-	5809
7	8,45	9,63	2,11	2,19	25,0%	22,8%	2617	7346
8	-	5,25	-	2,60	-	49,9%	-	3927

Campione	σ_{\max} [N/mm ²]		$\sigma_{l, cr}$ [N/mm ²]		$\sigma_{l, cr} / \sigma_{\max}$ [%]		E_{10-40} [N/mm ²]	
	R	S	R	S	R	S	R	S
9	5,58	7,59	1,22	2,18	21,8%	28,7%	2163	3642
10	7,29	8,14	0,90	2,71	12,4%	33,2%	4493	3818
11	6,01	8,24	1,68	2,84	28,0%	34,5%	3299	2489
media	6,88	7,72	1,48	2,21	21,6%	32,1%	3471	4379

Le prove di compressione e taglio sono state eseguite su campioni caratterizzati da due diversi rapporti di snellezza (circa 0,9 e 1,5). Il set-up di prova adottato è quello di mensola incastrata alla base (Figura 2.81), sono state applicate diverse tensioni di precompressione in modo da analizzare il comportamento strutturale al variare di questa (Figura 2.82). I livelli di precompressione sono stati di 1,0 e 2,0 N/mm². I risultati ottenuti dai test sono riportati nella Tabella 2.39 e sono relativi al massimo sforzo di taglio rilevato (τ_{\max}), la resistenza a trazione della muratura (f_t), il modulo elastico calcolato nella fase di compressione (E) e il modulo di rigidezza a taglio G_k determinato dalla deformata della mensola, G_{\exp} e $G_{30-60\%}$ al limite di fessurazione e tra il 30 e 60% della resistenza a taglio massima.

Tabella 2.52 Risultati delle prove di compressione e taglio (Mazzon, 2010)

Campione	σ'_0 [N/mm ²]	τ_{\max} [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G_k [N/mm ²]	G_{\exp} [N/mm ²]	$G_{30-60\%}$ [N/mm ²]
R2	1,0	0,40	0,10	4057	494	337	317
S2	2,0	0,53	0,13	2738	576	285	486
R4	1,0	0,28	0,12	5513	109	85	317
S4	1,0	0,28	0,14	6708	118	93	210
R5	2,0	0,20	0,17	4640	227	263	256
S5	2,0	0,42	0,17	4323	210	266	367

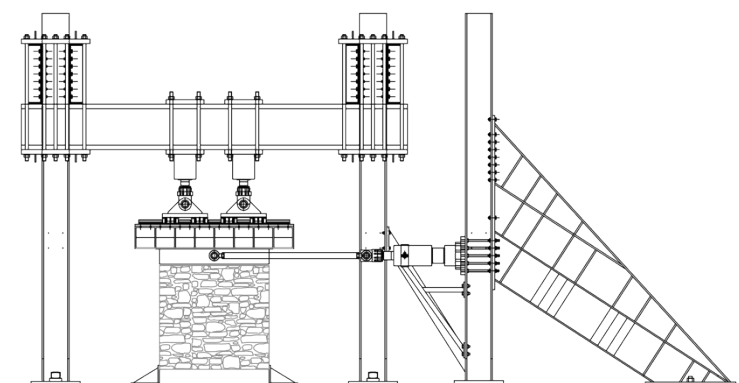


Figura 2.81 Set-up per prove di compressione e taglio. (Mazzon, 2010)

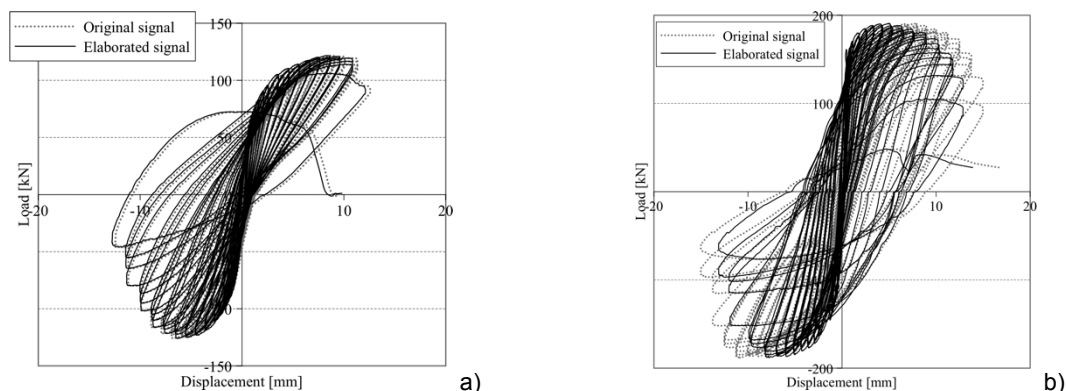


Figura 2.82 Esempi di cicli isteretici del campione R5 con precompressione 2,0 N/mm² (a), e del campione R2 con precompressione 1,0 N/mm² (b). (Mazzon, 2010)

2.8 Osservazioni conclusive

La catalogazione delle ricerche sperimentali in laboratorio o in sito è volta all’approfondimento generale della conoscenza delle murature in pietra, ma soprattutto per creare una solida base di partenza per le ricerche sperimentali da compiersi. Tale ricerca è in realtà un proseguo di quanto già fatto in altri studi (Da Porto, 2000; Vintzileou, 2007; Mazzon, 2010) fondata su alcuni principi comuni.

In particolare la selezione è stata fatta sulla base di:

- tipologia muraria, scegliendo muri in pietra a più paramenti accostati, nei quali gli spessori dei due paramenti esterni e di quello interno siano confrontabili,
- interventi di consolidamento, per lo più tramite iniezioni e ristilatura ma sono stati scelti anche interventi con tecniche innovative, per poterli porre a confronto,
- interventi in sito,
- prove di verifica dell’efficacia della tecnica di consolidamento tramite prove diagonali, e studio dei parametri meccanici rilevati.

In Tabella 2.53 si riportano sinteticamente i risultati delle campagne descritte nei paragrafi precedenti in cui si sono eseguite prove di compressione semplice, tra parentesi è indicato il numero di test eseguiti.

Tabella 2.53 Sintesi dei risultati delle prove di compressione semplice

Primo Autore Luogo	Tipo di muratura	Intervento	σ_{max} [N/mm ²]	$\frac{\sigma_{max,R}}{\sigma_{max,UR}}$	E [N/mm ²]	E_R/E_{UR}
Modena Calliano	due paramenti in ciottoli	UR	0,65	-	280	-
		Iniezioni	1,46	2,2	453	1,6
Modena Rovereto	in pietra listata con mattoni	Betoncino armato	1,73	2,7	9850	35,2
		UR	0,75	-	110	-
		Iniezioni	1,00	1,3	3400	30,9
Beolchini Abruzzo	due paramenti con pietre tonde irregolari	Betoncino armato	-	-	5300	48,2
		UR	1,13	-	167	-
Vignoli Toscana	due o tre paramenti in ciottoli irregolare	Betoncino armato	1,12	1	118	0,7
		UR	0,64	-	1148	-
Valluzzi Padova	tre paramenti In pietra sbozzate irregolare	Iniezioni	1,60	2,5	3012	2,6
		UR	0,92	-	365	-
		Iniezioni	2,34	2,5	2796	7,7

Primo Autore Luogo	Tipo di muratura	Intervento	σ_{max} [N/mm ²]	$\frac{\sigma_{max,R}}{\sigma_{max,UR}}$	E [N/mm ²]	E_R/E_{UR}
		Ristilatura	1,26	1,4	1160	3,2
		Tirantini	1,56	1,	1591	4,4
Toumbakari	tre paramenti con mattoni	UR	2,24	-	998	-
		Iniezioni	3,59	1,6	1556	1,6
Belgio	tre paramenti in pietra	UR	2,37	-	1169	-
		Iniezioni	3,25	1,4	1346	1,2
		UR	-	-	1118	-
Corradi Umbria	due paramenti in pietra, listati da mattoni	CFRP	-	-	2711	2,4
		GFRP	-	-	1941	1,7
		Iniezioni	-	-	1703	1,5
	due paramenti in pietra calcarea e travertino	UR	-	-	550	-
		Iniezioni	-	-	1998	3,6
Binda - Borri Umbria	A due paramenti in pietra, listati da mattoni	UR	0,21	-	695	-
		Ristilato e iniettato rete CFRP intonac.	0,29	1,4	2962	4,3
			0,20	1,0	294	0,4
Modena Toscana	due paramenti in pietra non ammorsati	UR	0,64	-	376	-
		Iniezioni	1,60	2,5	3012	8,0
Galasco Pavia	a due paramenti in pietre sbozzate	UR	3,28	-	2550	-
Mazzon Padova	tre paramenti in pietra sbozzate irregolare	Iniezioni	7,72	-	3925	-
Media	Muratura in pietre sbozzate a due paramenti	UR	1,39		762	
		R_{Iniez.}	2,82		2320	
Coefficiente Iniezioni				2,0		6,5
NTC 2008	Muratura in pietre sbozzate a due paramenti	min	2		1020	
		max	3		1440	

In Tabella 2.54 si riportano sinteticamente i risultati delle campagne descritte nei paragrafi precedenti in cui si sono eseguite prove di compressione diagonale e prove di taglio-compressione, tra parentesi è indicato il numero di test eseguiti, i valori si riferiscono alla media dei risultati per medesima tipologia di muratura e autore.

Le varie sperimentazioni vengono distinte anche secondo il tipo di prova eseguita, con il seguente significato:

- TC: prova di taglio-compressione;
- CD_{ASTM}: prova di compressione diagonale secondo le modalità suggerite dall'ASTM E519 ($\tau_0=0,707 \cdot P/A$);
- CD_{RILEM}: prova di compressione diagonale secondo le modalità suggerite da RILEM, basate sulla teoria di Frocht ($\tau_0=0,5 \cdot P/A$).

Ciò comporta che i valori di resistenza non derivano dagli stessi metodi di analisi, che presentano anche notevoli differenze, per questo motivo i dati elencati in Tabella 2.54 non sono direttamente confrontabili tra di loro, il confronto diretto può essere fatto solo tra dati ottenuti con le stesse modalità.

Qualificazione di murature storiche

Tabella 2.54 Sintesi delle prove di compressione diagonale e delle prove di taglio-compressione

Primo Autore Luogo	Muratura	Tipo prova	Intervento	T_0 [N/mm ²]	$T_{0,R}/T_{0,UR}$	$G_{1/3}$ [N/mm ²]	$\frac{G_{1/3,R}}{G_{1/3,UR}}$
Tomažević Slovenia	due paramenti in pietra	TC	UR	0,113	-	-	-
			Iniezioni	0,220	2,0	100	-
	due paramenti in pietra	TC	UR	0,140	-	40	-
			Iniezioni	0,190	1,4	450	11,3
	Due paramenti pietra irregolare e mattoni frantumati	TC	Iniezioni	0,334	-	147	-
Modena	due paramenti in ciottoli con nucleo	TC	UR	0,037	-	36	-
Belluno			Iniezioni	0,055	1,5	53	1,5
Modena Trento	due paramenti in ciottoli	TC	UR	0,065	-	71	-
Beolchini S. Sisto	in pietra umbra	CD _{ciclica}	UR	0,055	-	8	-
			Iniez. cemento	0,222	4,0	111	13,9
			Barre iniettate	0,251	-	84	-
Beolchini Abruzzo	due paramenti in pietra irregolari	CD _{ciclica}	UR	0,137	-	36	-
			Beton. armato	0,462	3,4	111	3,1
Vignoli Toscana	due o tre paramenti in pietra ciottoli irregolare	CD _{ASTM}	UR	0,102	-	124	-
			Beton. armato	0,381	3,7	-	-
Anzani Umbria	tre paramenti in pietra	CD _{ciclica}	UR	0,059	-	37	-
			Risti. e iniett.	0,157	2,7	731	19,8
Corradi Umbria	A due paramenti in pietre calcaree appena sbozzate	CD _{ASTM}	UR	0,060	-	33	-
			CFRP	0,127	-	55	-
			Iniezioni	0,129	2,2	685	20,8
	A due paramenti in pietra calcarea e travertino bugnato	CD _{ASTM}	UR	0,059	-	37	-
			CFRP	0,173	-	117	-
			Iniez. e stilat.	0,157	2,7	731	19,8
	In pietra e corsi di mattoni	CD _{ASTM}	UR	0,072	-	30	-
In mattoni	CD _{ASTM}	UR	0,069	-	131	-	
CFRP		0,373	5,4	100	0,8		
Corradi Umbria	Pietre non squadrate listate	TC	UR	0,130	-	546	-
			CFRP	0,154	1,2	467	0,9
			GFRP	0,245	1,9	245	0,4
			Iniezioni	0,149	1,1	450	0,8
	Pietre non squadrate	TC	UR	0,136	-	216	-
			Iniezioni	-	-	645	-
Binda – Borri Farnetta Turrita di Montefalco Trevi Gualdo Tadino	due+tre paramenti in pietra, con malta di calce aerea e sabbia	CD _{ASTM}	UR	0,045	-	109	-
			Iniezioni	0,108	2,4	240	2,2
			Intonaco arm.	0,250	5,6	543	5,0
			GFRP connet.	0,131	2,9	61	0,6
	A due paramenti in pietra sbozzata, listati da mattoni	CD _{ASTM}	UR	0,048	-	222	-
			GFRP	0,100	2,1	91	0,4
			rete GFRP int.	0,089	1,9	318	1,4
In mattoni semipieni	CD _{ASTM}	Ristol. Prof.	0,054	1,1	232	1,0	
		UR	0,113	-	17271	-	
Modena Toscana	due paramenti in pietra non ammorsati	CD _{RILEM}	UR	0,048	-	124	-
			Betonc. arm.	0,179	3,7	-	-
	due paramenti in pietra non ammorsati	TC	UR	0,222	-	239	-
			Betonc. arm.	0,417	1,9	274	1,1
			Iniezioni	0,166	0,7	268	1,1
Regione	in pietra tessitura	CD _{RILEM}	UR	0,027	-	861	-

Primo Autore Luogo	Muratura	Tipo prova	Intervento	T_0 [N/mm ²]	$T_{0,R}/T_{0,UR}$	$G_{1/3}$ [N/mm ²]	$\frac{G_{1/3,R}}{G_{1/3,UR}}$
Toscana	irregolare in pietra irregolare con ricorsi orizzontali	CD _{RILEM}	UR	0,034	-	663	-
	tre paramenti in pietre sbazzate di limitato sp.	CD _{RILEM}	UR	0,042	-	990	-
	tre paramenti in pietre sbazzate di limitato sp. con ricorsi	CD _{RILEM}	UR	0,055	-	539	-
	in pietra a conci di pietra tenera	CD _{RILEM}	UR	0,055	-	1321	-
	in blocchi di calcestruzzo forati	CD _{RILEM}	UR	0,274	-	2740	-
	in mattoni pieni	CD _{RILEM}	UR	0,105	-	3671	-
	Galasco Pavia	due paramenti in pietre sbazzate	CD _{RILEM} Lab.	UR	0,091	-	837
a due paramenti in pietre sbazzate		TC _{Lab}	UR	0,082	-	-	-
Mazzon	tre paramenti in pietre sbazzate irregolare	TC _{Lab}	Iniezioni	0,092	-	289	-
Media	Muratura in pietre sbazzate a due paramenti	TC _{Lab}	UR	0,08	-	328	-
		CD _{RILEM}	R _{Iniez.}	0,17	-	-	-
Coefficiente Iniezioni				-	2,1	-	10,1
NTC 2008	Muratura in pietre sbazzate a due paramenti		min	0,035	-	340	-
			max	0,051	-	480	-

2.9 Conclusioni

Come si può vedere dallo stato dell'arte presentato in questo capitolo, i problemi collegati alla definizione delle proprietà della muratura sono ancora molti.

La normativa propone un approccio per la conoscenza delle murature esistenti che presuppone la definizione di una tipologia muraria, l'esecuzione ed interpretazione di prove in sito e l'applicazione di fattori correttivi delle proprietà meccaniche qualora siano proposti interventi di consolidamento.

Per quanto riguarda il primo aspetto si è osservato come esistono molte classificazioni della muratura, di cui si sono riportati alcuni esempi, e di come quindi la corretta classificazione debba seguire degli aspetti sia morfologici (tipologia e tessitura degli elementi resistenti) che meccanici (legati all'interpretazione del possibile funzionamento della tipologia muraria in esame). Le classi fornite dalla normativa non sono che una semplificazione del problema, quindi va posta molta attenzione nell'attribuzione di una muratura ad una classe piuttosto che ad un'altra.

Per quanto riguarda il secondo aspetto, si sono elencate modalità esecutive e principali peculiarità dei metodi d'indagine in sito. In particolare, per le prove soniche sono stati forniti valori tipici di velocità dell'onda sonora per tre tipologie principali di muratura, sulla base della raccolta di dati da vari casi studio, e si sono analizzati valori tipici d'incremento di velocità in seguito all'intervento di iniezione. In questo modo si possono fornire dei range di valori utili per l'interpretazione di dati ottenuti in sito.

Inoltre, si è osservato come l'esecuzione ed interpretazione delle prove a taglio sia ancora oggetto di dibattito.

Analizzando alcune delle sperimentazioni raccolte nel §2.7 relative alle prove di compressione diagonale si nota come alcuni autori elaborino i risultati con il metodo preposto dalla ASTM mentre altri con il metodo proposto dalla RILEM. Le teorie alla base delle due elaborazioni, come visto, si basano su due distribuzioni di tensioni diverse e portano a risultati non omogenei. Risulta quindi difficile ottenere una media dei valori di resistenza a taglio senza distinguere le due diverse elaborazione dei risultati.

Il metodo secondo le RILEM porta a dei risultati maggiormente comparabili con quelli ottenuti da prove di compressione e taglio poiché in entrambi i casi si determina la tensione principale di trazione al centro del pannello a seguito della formazione della fessurazione diagonale.

Non trova quindi conferma sperimentale l'affermazione secondo la quale la resistenza a trazione della muratura determinata con prove di compressione e taglio sia doppia rispetto a quella ottenuta con prove di compressione diagonale, o altre affermazioni simili legate ad un erronea interpretazione dei risultati sperimentali.

Analizzando i valori sperimentali di resistenza e rigidezza a compressione e taglio per il tipo di muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno si ottengono valori sensibilmente più bassi rispetto a quelli proposti in tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 NTC 2008.

Valutando l'incremento medio tra le resistenze prima e dopo gli interventi di consolidamento con iniezioni sullo stesso tipo di muratura sia per la compressione che per il taglio si ottiene un coefficiente pari a 2, superiore al 1,7 proposto in normativa per lo stesso tipo di muratura. L'incremento di rigidezza ottenuto invece risulta nettamente superiore a quello di normativa ottenendo 6,5 per il modulo elastico E e 10,1 per la rigidezza a taglio G .

3 SPERIMENTAZIONI ESEGUITE E METODOLOGIE DI PROVA

3.1 Introduzione

Il progetto di ricerca indaga vari aspetti della scelta ed esecuzione di indagini sulla muratura. Seguendo la suddivisione presentata nel capitolo 2, si sono eseguite prove non distruttive (soniche dirette), prove debolmente distruttive (martinetti piatti singoli e doppi), e prove distruttive (compressioni monoassiali, compressioni diagonali e compressioni e taglio).

Nel caso delle prove di martinetto piatto singole e doppio e della prova di compressione diagonale in sito si sono scelte delle attività di calibrazione e verifica delle prove stesse in laboratorio.

Raggruppare in un unico studio una gamma di prove sulle murature che vanno dalle non distruttive alle distruttive offre la possibilità di stimare l'affidabilità delle singole prove, l'utilità nell'integrazione di varie metodologie di prova e la convenienza nel raggiungimento di un livello di conoscenza piuttosto che un altro caratterizzati ovviamente da gradi di invasività crescenti.

Altro aspetto analizzato con queste campagne sperimentali è la valutazione dell'efficacia degli interventi d'iniezione con miscele consolidanti su diverse tipologie di muratura e con proprietà delle miscele variabili. Tali prove sono state eseguite in laboratorio e in sito su diversi casi studio.

Nel seguito vengono presentate le campagne sperimentali effettuate, e per ogni tipo di prova viene presentata la modalità esecutiva e l'attrezzatura utilizzata nonché i contributi innovativi introdotti.

3.2 Calibrazione in laboratorio di prove debolmente distruttive e distruttive

3.2.1 Calibrazione di prove con martinetto piatto

Questa sperimentazione ripercorre quanto realizzato dall'ingegnere P.P. Rossi nel 1982 presso i laboratori ISMES. La calibrazione è avvenuta su due diverse tipologie di muratura, una in mattoni pieni e una in pietra a tre paramenti.

La muratura in mattoni pieni rappresenta lo standard per le prove di martinetto piatto, su tale tipologia muraria che più sia avvicina a un materiale omogeneo ha trovato i le sue prime applicazioni.

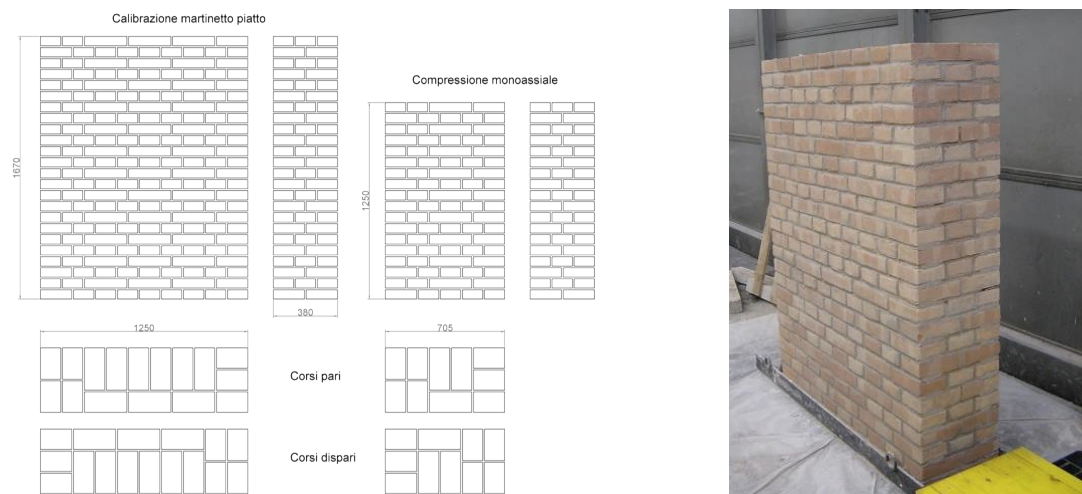


Figura 3.1 Campioni di muratura di mattoni per la calibrazione dei martinetti piatti

Sono stati realizzati due pannelli di dimensione 125x167x38 cm per l'esecuzione della prova di martinetto piatto e tre pannelli 125x70,5x38 cm per la caratterizzazione della muratura. Per quanto riguarda la disposizione dei mattoni è stato seguito uno schema denominato "a blocco" (Figura 3.2), tipologia di assemblaggio murario comune nella tradizione costruttiva italiana, che prevede lo sfalsamento dei giunti di malta orizzontali e verticali.

I materiali impiegati sono mattoni in laterizio pieno prodotti da Sant'Anselmo del tipo "normali lisci gialli" e di malta premiscelata prodotta da Tassullo tipo "T30V", entrambi i materiali hanno proprietà meccaniche simili a quelle presenti negli edifici esistenti con muratura di buona qualità.

Il tipo di muratura in pietra impiegato rientra in un quadro sperimenta molto più ampio che comprende una sperimentazione iniziata nel 2000 e proseguita poi nel 2007 che tratta il comportamento meccanico di murature multistrato consolidate con iniezione di miscele a base di calce di cui si sono presentati brevemente i risultati nei §2.7.9 (Valluzzi, 2000) e §2.7.18 (Mazzon, 2010).

I materiali utilizzati nella costruzione dei suddetti pannelli murari sono stati:

- pietre calcaree provenienti dalla cava di Cugnano (BL);
- malta T30V;
- miscela di iniezione FEN-X/B.

Le pietre provengono dalla stessa cava di quelle utilizzate nella precedente sperimentazione. La malta è la stessa utilizzata per la costruzione della muratura in mattoni. La miscela FEN-X/B è ad alta fluidità esclusivamente a base di calce idraulica naturale, a basso contenuto di sali idrosolubili, resistente ai solfati, adatta al consolidamento di strutture murarie in pietra, misto pietra o mattone pieno.

La tipologia muraria presenta due paramenti esterni in conci di pietra sbazzata disposti a corsi sub-orizzontali e da un nucleo interno costituito da frammenti di pietra, ottenuto come materiale di risulta della sbazzatura stessa. Lo spessore della muratura è di 50 cm. La ripartizione di questo spessore tra i tre paramenti, i due esterni e quello interno, è stata fatta in ragione del rapporto 0,36:0,28:0,36.

La dimensione dei quattro campioni utilizzati per la calibrazione dei martinetti piatti è di 1,50x2,20x0,50. Per rendere la tessitura muraria più realistica ed evitare la presenza di elementi di connessione trasversale sulle teste i pannelli sono stati ricavati da un unico muro con taglio con utensili diamantati ad acqua (Figura 3.2).

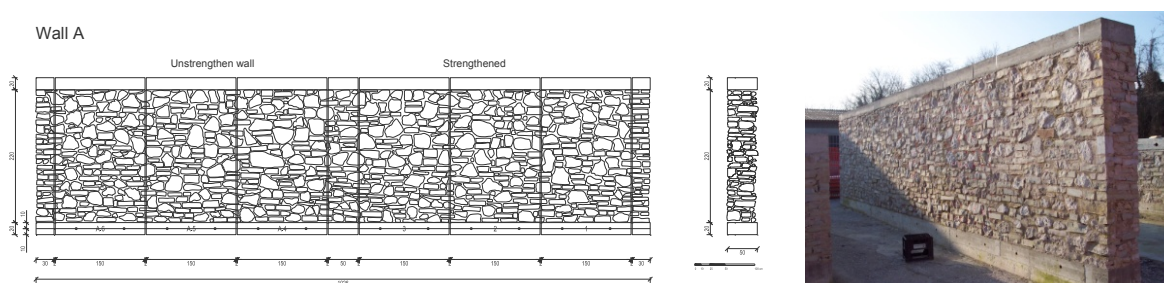


Figura 3.2 Campioni di muratura in pietra per la calibrazione dei martinetti piatti

Le prove sulla muratura in pietra sono state svolte in collaborazione con il Politecnico di Milano mettendo a confronto oltre ai sistemi di acquisizione utilizzati anche le competenze acquisite sul campo dai tecnici che eseguono la prova. Le prove con martinetto piatto, come

tutte le prove in sito, richiedono grande sensibilità nel rilevare anomalie presenti nella parte di muratura oggetto d'indagine. La presenza di forature tamponate, lesioni nascoste, murature scariche sono tutti aspetti da tenere in considerazione per l'ottenimento di risultati significativi. La conoscenza di tali fattori non può essere dedotta da una speditiva analisi dell'edificio ma discende dallo studio delle evoluzioni storiche e dalla definizione della tipologia costruttiva.

3.2.2 Verifica della prova di compressione diagonale

Sugli stessi pannelli utilizzati per la calibrazione della prova di martinetto piatto doppio sono state eseguite delle prove di compressione diagonale riproponendo le modalità esecutive delle prove in sito. Sfruttando il portale di contrasto è stato possibile imporre un livello di tensione verticale noto all'interno della muratura. I risultati ottenuti dalle prove diagonali sono stati confrontati con quelli ottenuti da prove di compressione e taglio eseguite sulla stessa tipologia di muratura determinando la resistenza a trazione f_t e il modulo a taglio G con due diverse metodologie di prova. In Figura 3.3 è riportato lo schema di prova

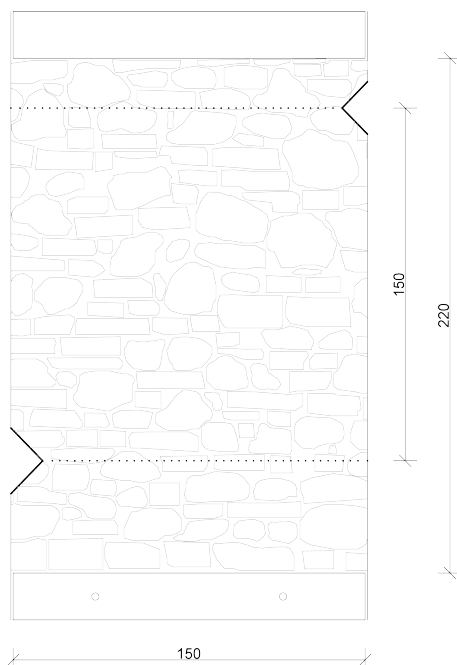


Figura 3.3 Campione di muratura in pietra predisposto per la prova di compressione diagonale.

3.3 Sperimentazione in laboratorio su muratura a tre paramenti

Questa sperimentazione, svolta con la collaborazione della Tassullo S.p.A., rientra nel progetto *NIKER* (New Integrated Knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from Earthquake-induced Risk) sotto il patrocinio dell'Unione Europea, che vede la collaborazione di diciotto partecipanti distribuiti su tutto il territorio europeo e sull'area mediterranea, ed è anche parte integrante anche del programma triennale nominato *ReLUIS 2011-2013* (Rete dei laboratori sismici italiani)

Il tipo di muratura testata e quello descritto in §3.2, oltre ai campioni realizzati in scala reale (spessore 50 cm) sono stati realizzati dei campioni in scala ridotta (2:3) dello spessore di 33 cm ma con gli stessi rapporti dimensionali tra i paramenti esterni ed il nucleo interno. Le dimensioni dei pannelli sono state scelte seguendo le osservazioni ricavate dalle sperimentazioni precedenti. La base ha dimensione superiore a tre volte la dimensione

dell'elemento in pietra. La snellezza ($\lambda = h/b$) scelta è compresa tra 1,20 per la scala reale e 1,25 per la scala ridotta.

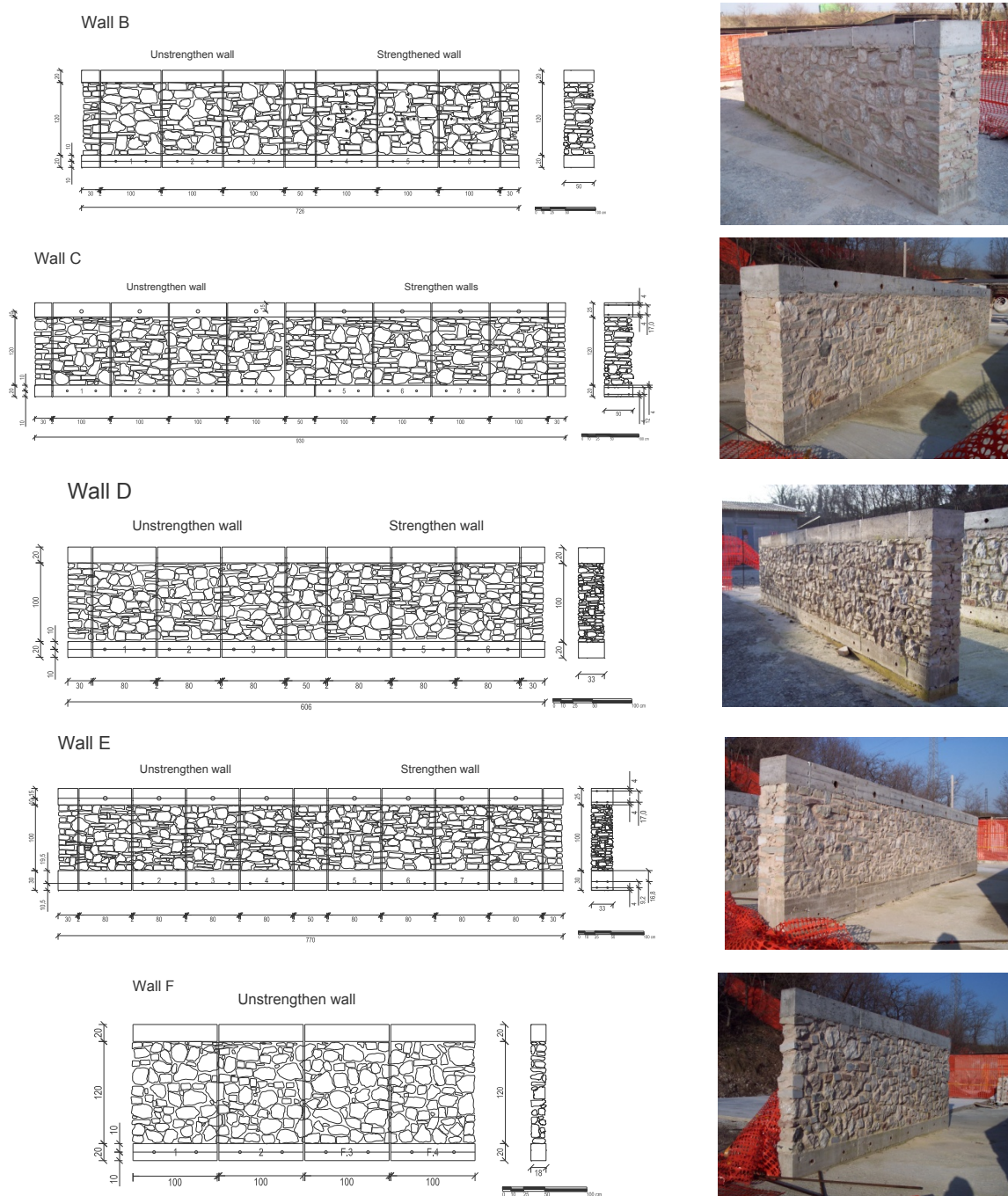


Figura 3.4 Rappresentazione dei pannelli delle tipologie B, C, D, E, F.

I pannelli sono suddivisi in base alla scala costruttiva e al tipo di prova per cui sono stati realizzati secondo lo schema riportato in Tabella 3.1.

Tabella 3.1 Elenco pannelli del programma sperimentale.

Sigla	Tipo di prova	N. pannelli	N. pannelli rinforzati	Scala	Dimensioni [m]
B	compressione monoassiale	6	3	1:1	1,00×1,20×0,50
D	compressione monoassiale	6	3	2:3	0,80×1,00×0,50
F	compressione monoassiale	4*	-	1:1	1,00×1,20×0,18
C	compressione e taglio	8	4	1:1	1,00×1,20×0,50
E	compressione e taglio	8	4	2:3	0,33×0,80×1,00

*paramento singolo

La sperimentazione comprende prove soniche dirette eseguite sulla muratura prima e dopo il consolidamento con iniezioni, l'esecuzione di prove distruttive di compressione monoassiale sia in modalità monotona che ciclica di applicazione del carico. Infine sono state eseguite prove di compressione e taglio con applicazione ciclica dello spostamento orizzontale. Le prove sono state eseguite in laboratorio a esclusione delle prove soniche.

3.4 Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti

La sperimentazione è stata avviata dopo l'evento sismico del 6 aprile 2009 con epicentro L'Aquila. Con il supporto del vice commissario per la salvaguardia dei beni culturali del Dipartimento di Protezione Civile e la collaborazione di quattro produttori nazionali di materiali per il restauro e consolidamento degli edifici sono stati individuati nei centri rurali nei pressi del capoluogo alcuni edifici oggetti di ordinanza di demolizione da cui ricavare dei pannelli in muratura in pietra per la verifica dell'efficacia di interventi di iniezione di miscele consolidanti.

Il terremoto ha avuto una magnitudo Richter $M_L=5,9$ e magnitudo momento $M_w=6,3$. Passando alla valutazione degli effetti macrosismici, rappresentata con la scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) in Figura 3.5, si notano zone con grado IX¹. Sono stati individuati sei siti ubicati nelle frazioni di Onna e Tempera del comune dell'Aquila e nel comune di Sant'Eusanio Forconese.

In Figura 3.5 sono evidenziate con i tondi in rosso le località dove sono ubicati i pannelli murari oggetto dell'indagine.

¹ IX grado. Distruttivo: circa la metà delle case in pietra sono seriamente distrutte, molte crollano, la maggior parte diviene inabitabile. Case ad intelaiatura sono divelte dalle proprie fondamenta e compresse su se stesse, in tal modo vengono tranciate le travi di supporto degli ambienti ed in presenza di tali circostanze esse contribuiscono a distruggere considerevolmente le case (Sieberg, 1930).

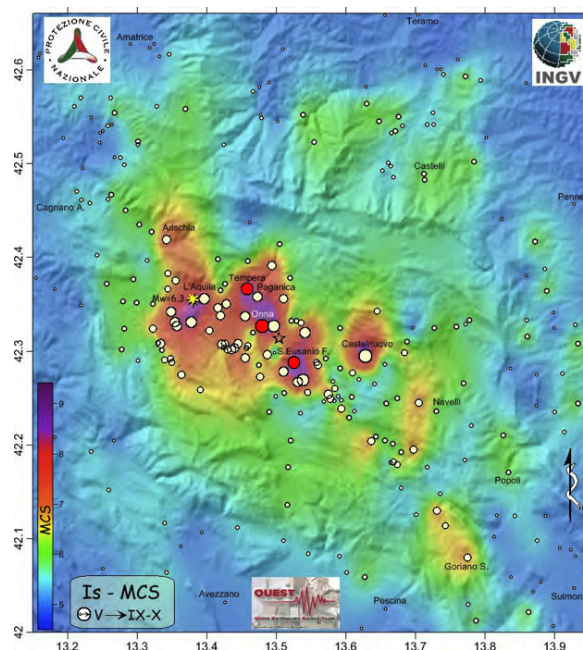


Figura 3.5 Mappa degli effetti del terremoto (Decanini et altri, 2009)

La campagna prove ha previsto la selezione di ventuno pannelli murari, dodici di questi sono stati consolidati con iniezione di miscele. Sono state eseguite prove soniche dirette prima e dopo l'intervento di consolidamento. Sono state monitorate le quantità di miscela iniettata. Tutti i pannelli sono stati testati a compressione diagonale per valutare l'influenza del consolidamento sulla resistenza a taglio della muratura.

Per i consolidamenti sono stati utilizzati sei tipi diversi di miscele consolidanti. Le attività di preparazione ed esecuzione degli interventi di consolidamento sono stati eseguiti direttamente da manodopera fornita dai produttori delle miscele, utilizzando modalità in uso presso i loro applicatori. Tutti i pannelli sono stati preparati il giorno precedente l'iniezione. Su ogni pannello sono state eseguite le seguenti operazioni:

- realizzazione dei fori e inserimento delle cannule d'iniezione (Figura 3.6 a e b);
- lavaggio del supporto per l'eliminazione di eventuali polveri;
- stilatura dei giunti con malta a presa rapida per il restauro (Figura 3.6 c).



Figura 3.6 Realizzazione dei fori (a), Inserimento delle cannule (b) e stilatura dei giunti (c)

Prima dell'intervento tutti i pannelli sono stati lavati internamente immettendo dalle cannule acqua o latte di calce. Si è poi iniettato la miscela in pressione partendo dai fori in basso proseguendo verso l'alto.



Figura 3.7 Lavaggio con latte di calce (a), pompa semiautomatica (b) e pompa manuale per iniezioni (c).

3.5 Prove in sito su una corte rurale in località s. Colombano a Bardolino

L'edificio a San Colombano, nel comune di Bardolino (VR), è una corte rurale con annessa cappella, soggetta a un radicale restauro per una nuova destinazione d'uso residenziale.



Figura 3.8 Inquadramento da satellite (a) (Google Maps, 2011) e una vista da ovest (b).

La struttura è stata oggetto di un intervento globale con sottofondazioni, consolidamento delle murature e sostituzione dei solai e della copertura.

Analizzando l'aggregato si possono riconoscere le porzioni delle diverse epoche che ora costituiscono un unico blocco. Il complesso è disposto in linea parallelamente alla riva del lago con la facciata principale rivolta a sud. Si possono individuare: la chiesetta, l'edificio in linea per le funzioni abitative, l'annesso e l'ampliamento dell'Ottocento.

In Figura 3.9 vengono riportati i prospetti principali e la planimetria del piano terra con evidenziati con diversi colori le parti che costituiscono l'attuale struttura.

L'edificio si presenta come un corpo in linea con una superficie coperta di 474 m² e altezza media di 8 m, complessivamente 3792 m³.



Figura 3.9 Prospetti e planimetria edificio a Bardolino

L'attività svolta si riferisce a strutture portanti verticali in muratura, già consolidate mediante i seguenti interventi:

- scarnitura dei giunti per una profondità di 3-4 cm;
- ristilatura dei giunti con malta di calce HD System;
- iniezione di latte di calce HD System.

A causa della ristilatura, la tessitura della muratura risulta visibile solo parzialmente. Si è potuto definire la tipologia muraria e descriverne la tessitura grazie ai tagli realizzati per l'apertura di alcune porte e per l'esecuzione delle prove.

La muratura è in pietrame disordinata con tessitura irregolare, realizzata prevalentemente con elementi arrotondati, di medie dimensioni, disposti sulle facce esterne, e un riempimento di scarsa qualità, con materiale di piccole dimensioni, zeppe realizzate con scaglie in pietra, ciottoli di piccole dimensioni e frammenti in laterizio.

I muri hanno uno spessore che varia da un minimo di 45 cm a 85 cm del muro perimetrale a nord, supera il metro se si considerano i contrafforti aggiunti a posteriori.

La malta è di buona qualità, contiene inerti di media granulometria. I giunti presentano spessori variabili, anche piuttosto elevati, di circa 5-6 cm.

Non ci sono diaconi che realizzino una connessione trasversale o ricorsi orizzontali che possano regolarizzare la muratura; in Figura 3.10 sono riportate alcune sezioni di muratura.



Figura 3.10 Sezioni murarie, pezzatura e ingranamento delle pietre.

Sebbene tutte le murature siano sostanzialmente simili e realizzate con gli stessi materiali reperibili in loco si preferisce suddividerle in tre categorie in base all'epoca di costruzione:

- **MP-CH-B**: muratura della chiesa, realizzata in pietra a spacco e pietre arrotondate, risalente alla prima fase costruttiva, tessitura regolare e spigoli realizzati con grossi elementi squadri, si presenta compatta e ben realizzata e non ha ricevuto grandi quantità di iniezioni.
- **MP-B**: muratura in pietra dell'edificio in linea, realizzato in più fasi non ben determinate, presenta spessori variabili dai 50 agli 85 cm, è costituita da pietre arrotondate e scaglie, con nucleo interno formato da scaglie e malta, e iniettata con notevoli quantitativi di miscela legante. La tessitura non è sempre ottima, variabile da zona a zona.
- **MP-'800-B**: muratura dell'ampliamento Ottocentesco, realizzata in pietra di uguale origine e pezzatura dei precedenti, con cantonali realizzati in grossi elementi squadri. Metà del muro è stato ricostruito a causa di un crollo, la parte originale è stata iniettata in modo consistente.

Relativamente agli interventi di consolidamento, in Figura 3.11 sono evidenziate in rosso le zone iniettate all'interno del muro, indice dei numerosi vuoti presenti nel nucleo della muratura e di come la miscela abbia saturato tutte queste lacune e in verde la malta impiegata per la ristilatura dei giunti.



Figura 3.11 Sezione muraria, in rosso è evidenziato il materiale iniettato, in verde la ristilatura.

L'obiettivo della campagna di prove in sito è di fornire parametri meccanici necessari per il raggiungimento del livello di conoscenza LC3 attraverso indagini esaustive. Tal fine sono state eseguite prove soniche dirette, prove di martinetto piatto doppio e prove di compressione diagonale.

3.6 Prove in sito sull'ex Ospedale San Paolo in Savona

L'ex Ospedale San Paolo (1846-1852) di Savona rappresenta una delle prime e grandi realizzazioni pubbliche della città, costruito al di fuori dell'antica cinta muraria costituisce anche uno dei cardini topografici del primo Piano Regolatore Generale di Savona disegnato nel 1856; venne ufficialmente inaugurato mercoledì 14 ottobre 1857.

Il progetto dell'ospedale fu redatto dall'arch. Carlo Sada e il direttore dei lavori fu l'arch. Giuseppe Cortese. L'edificio inizialmente era composto dal piano terra, parzialmente

ammezzato e da un primo piano coperto con strutture in legno, il tutto sostenuto da una fondazione profonda su pali in legno. (Pastore, 2006)



Figura 3.12 Vista da satellite con ubicazione dell'ex Ospedale (a) (Google Maps), facciata dell'ospedale su Piazza Giulio II (b).

A partire dal 1907 iniziarono i lavori di ristrutturazione dell'Ospedale consistenti nel ricavo di nuovi ambienti dal tamponamento dei loggiati, ma l'intervento più consistente fu quello del 1930, quando venne eseguita la sopraelevazione secondo il progetto dell'Ing. Giovanni Damonte. Per realizzare il secondo piano venne modificato profondamente lo schema portante originale. La nuova struttura aveva travi in calcestruzzo armato di dodici metri di luce, sorrette da pilastri in c.a. che scaricavano su pareti che inizialmente non avevano funzioni portanti di rilievo. Infine nel 1940 è stato sostituito il tetto di una sopraelevazione del 1907 con una copertura piana in cemento armato, ricavando un terzo piano nell'ala centrale di ponente. È in fase di progettazione un intervento di recupero che prevede il cambio di destinazione d'uso a fini commerciali con la sopraelevazione di un quarto piano.

L'edificio di dimensioni considerevoli copre l'intera area di un isolato di circa 120x54 m con una superficie coperta di 4747 m² distribuita su tre piani considerato l'ammezzato per una altezza complessiva di 18,3 m e un volume totale di 82000 m³.

Vista la complessità dell'edificio e i vari interventi che si sono susseguiti dalla sua realizzazione la struttura muraria rispecchia queste caratteristiche.

Piano terra

MPT: muratura in pietre a spacco della prima fase costruttiva, pietre di notevoli dimensioni intervallate da scaglie di varia natura, presenza di diatoni, malta di buona qualità e assenza di vuoti interni. La sezione muraria si presenta alla vista molto compatta seppure con tessitura irregolare. In Figura 3.13 si vede all'interno di un foro di carotatrice la composizione interna del muro.



Figura 3.13 Carotaggi eseguiti sulle murature del piano terra.

Primo piano

Al primo piano la struttura portante è mista, c'è una maglia di pilastri in calcestruzzo armato e le pareti perimetrali come quelle dei vani scala sono in muratura di pietra.

- **MP1+R-S**: muratura in pietra a spacco con ricorsi di mattoni, presenza di pietre di grandi dimensioni e riempimento dei giunti con scaglie di pietra e numerose scaglie di laterizio. La tessitura è irregolare ma la presenza dei ricorsi migliora la qualità muraria. La malta è di qualità inferiore rispetto a quella presente al piano terra, meno coesa e con scarsa aderenza alle pietre (Figura 3.14 a).
- **MP1-S**: muratura in pietra a spacco, pietre di media dimensione, presenza di numerosi elementi di laterizio in ordine sparso, tessitura irregolare, presenza di alcuni vuoti nel nucleo, come si vede in Figura 3.14 b. La mancanza dei ricorsi fa risalire queste murature al primo stralcio del 1852.



a)

b)

Figura 3.14 Muratura del primo piano con ricorsi in mattoni (a), Carotaggi eseguiti sulle murature del primo piano (b)

Secondo piano

Il secondo piano è stato realizzato nel 1930 circa, con una struttura portante in calcestruzzo armato, pilastri con passo 12 m e travi di notevoli dimensioni. Come per i piani inferiori le pareti esterne e alcuni setti interni sono realizzati in muratura.

MP2+R-S: muratura in pietre a spacco con ricorsi di mattoni, presenza di pietre di grandi dimensioni e scaglie di laterizio in ordine sparso, tessitura irregolare. La malta è di qualità discreta e alcuni giunti tra i laterizi sono molto sottili.

3.6.1 La campagna di prove

Le prove sono state svolte in collaborazione con il politecnico di Milano. L'obiettivo anche in questo caso è l'esecuzione di indagini esaustive sulle strutture per il raggiungimento del livello di conoscenza LC3. La parte relativa a prove non distruttive e debolmente distruttive è stata eseguita dal politecnico di Milano.

La posizione dei punti di prova è stata scelta in funzione delle tipologie di muratura precedentemente illustrate in modo da eseguire indagine su ognuna di esse.

3.7 Prove soniche dirette

Il sistema di misura per l'effettuazione di prove soniche è composto da una piattaforma portatile compatta dotata di personal computer e scheda di acquisizione. La catena di acquisizione è composta da:

- sistema di acquisizione multicanale;
- scheda di acquisizione ad alta frequenza;
- martello strumentato PCB Piezotronics mod. 086D20;
- trasduttori accelerometrici PCB Piezotronics mod. 393 B12;
- cavi coassiali RG58 a bassa impedenza di lunghezza variabile da 10.0 a 15.0 m.

Il sistema di acquisizione multicanale utilizzato è del tipo National Instruments (NI) mod. PXI-1025 MegaPAC il quale permette la gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione dei dati mediante software sviluppato in ambiente Labview alloggiato nel sistema.

Esso permette di alloggiare la scheda di acquisizione dei segnali, del tipo NI PXI-4472, provenienti dal martello strumentato e dagli accelerometri che si desidera far lavorare.



Figura 3.15 Sistema di acquisizione multicanale modello NI PXI-1025 MegaPAC (a) e scheda di acquisizione NI PXI-4472 (b)

Il martello è lo strumento utilizzato per eccitare la struttura al fine di studiarne il comportamento dinamico. Dentro la testa del martello un dispositivo piezoelettrico che trasforma la forza dell'impatto in un segnale elettrico che può poi essere visualizzato e analizzato (Figura 3.15 a). Gli accelerometri usati per le prove soniche sono di tipo

piezoelettrico. La sensibilità dei trasduttori accelerometrici usati per le prove soniche varia tra 100 e 1000 mV/g (Figura 3.15 b).

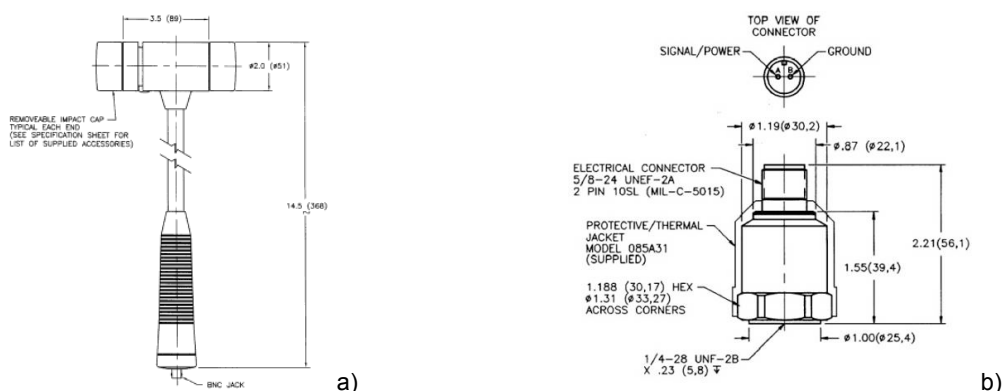


Figura 3.16 Disegno tecnico del martello strumentato (a) e dell'accelerometro (b).

La procedura seguita nella sperimentazione dei capitoli successivi corrisponde a quella descritta nelle raccomandazioni RILEM.

Le condizioni atmosferiche devono essere ottimali al fine di non influenzare i dati di test per la presenza di umidità o acqua atmosferica. L'elevata umidità nel materiale riduce il tempo di volo.

Nel supporto murario da testare è necessaria la tracciatura di una griglia di lavoro con passo scelto in funzione della definizione del risultato che s'intende ottenere. La griglia viene ripetuta anche per il secondo paramento in perfetta corrispondenza della prima. Essa servirà come riferimento per la fase di battuta per il martello strumentato e di ricezione per l'accelerometro (Figura 3.17 a).

La prova consiste nella registrazione del tempo che intercorre tra la fase di battuta T_1 in un paramento e la ricezione T_2 nel punto corrispondente dell'altro paramento. Raccolti questi valori per l'intera maglia, solitamente si ripetono diverse acquisizioni degli stessi punti così da avere dei valori medi più attendibili.

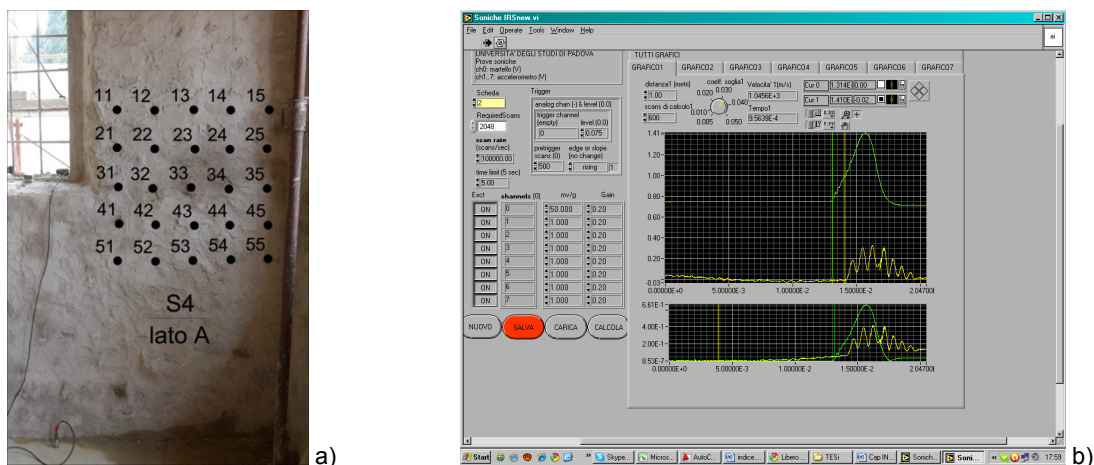


Figura 3.17 Tracciatura della griglia sonica (a), interfaccia grafica Soniche IRS (b).

La fase di elaborazione dei dati consiste nel calcolo della velocità di attraversamento del mezzo testato e della sua visualizzazione grafica. Mediante il software di acquisizione si campiona il segnale del martello strumentato e dell'accelerometro durante la prova, inserendo lo spessore del muro testato e viene generato un file con le misure registrate

(Figura 3.17 b). In un secondo momento tutti i dati vengono elaborati manualmente individuando l'istante in cui l'onda viene generata e l'istante in cui raggiunge il punto di misura. Si calcola così la velocità assunta in ogni punto di ogni singola battuta.

I valori di velocità calcolati possono essere ora visualizzati come istogramma a colonne o attraverso la formazione mediante interpolazione di una mappa in falsi colori che estende i risultati ottenuti all'intera area testata (Figura 3.18).

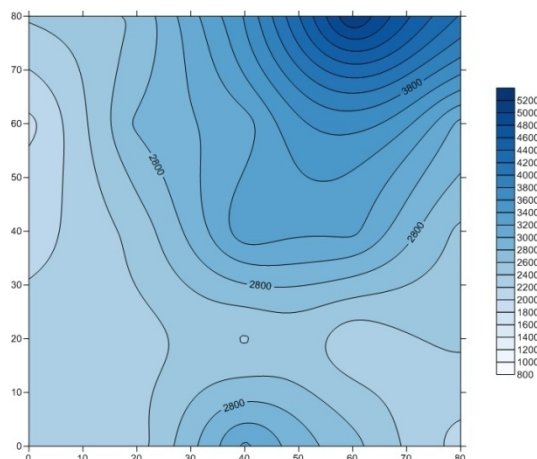


Figura 3.18 Mappa di velocità sonora

3.8 Prove di martinetto piatto singolo e doppio

L'attrezzatura necessaria è:

- mototroncatrice a disco eccentrico Husqvarna K950 Ring;
- martinetti piatti (Rinaldi / Boviar);
- pompa idraulica manuale;
- un trasduttore di pressione AEP TP14 100 bar;
- trasduttori di spostamento Penny+Giles MLS130 corsa 25 mm;
- unità di acquisizione dati NI USB-6210 con 8 ingressi analogici differenziali a 16bit.

Il martinetto utilizzato in tutte le sperimentazioni è realizzato per sfruttare il taglio eseguito utilizzando la moto-troncatrice a disco eccentrico che permette con un disco di diametro 350 mm una profondità di taglio di 260 mm (Figura 3.19). Tipicamente la costante d'area per la determinazione della pressione effettivamente applicata dal martinetto è $k_a=0,90$.

Il martinetto è composto da due lamiere in acciaio saldate lungo i bordi dello spessore 0,8 mm. Tali caratteristiche conferiscono una buona deformabilità al martinetto, la costante di martinetto è $k_m=0,85$ come riportato nei certificati di taratura. Il martinetto è dotato di due ingressi per il collegamento al circuito idraulico. Questo permette di collegarlo in serie ad un secondo martinetto o al trasduttore di pressione. I martinetti sono collaudati per pressioni di 10 N/mm^2 ma la calibrazione è effettuata fino a 7 N/mm^2 che ne costituisce la pressione massima di impegno.

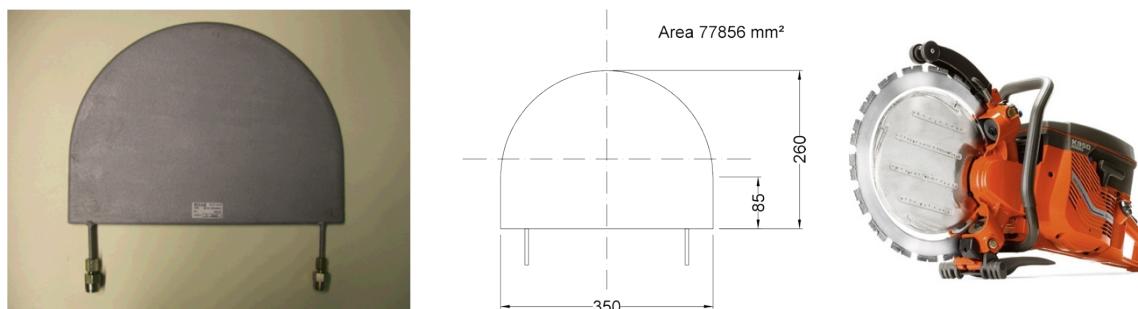


Figura 3.19 Martinetti piatti utilizzati e mototroncatrice a disco eccentrico.

Il circuito idraulico è messo in pressione da una pompa idraulica manuale collegata con tubazioni flessibili al martinetto, la pressione in linea è rilevata con un trasduttore di pressione con fondo scala 100 bar con errore di linearità minore di 0,1% su fondo scala. Il trasduttore è sempre collegato a chiusura del circuito idraulico sul martinetto in modo da garantire una lettura senza ritardi della pressione agente nel martinetto.

Per la misura delle deformazioni in entrambe le configurazioni di prova di martinetto piatto, singolo o doppio, sono utilizzati dei trasduttori di spostamento resistivi (potenziometri) con corsa di 25 mm opportunamente calibrati in laboratorio per ridurre gli errori di linearità e garantire precisione inferiore a 5 μm . Per il posizionamento degli strumenti sono utilizzate delle basi cubiche con sedi sferiche sulle facce laterali su cui va a contrasto lo strumento dotato di bulloni con testa sferica all'estremità. Tale soluzione permette un perfetto accoppiamento tra base di misura e strumento e ne consente la rimozione durante la prova di martinetto singolo. Mediante l'uso di prolunghe meccaniche la base di misura può essere adattata in base alla tessitura muraria che nel caso della muratura in pietra irregolare rende difficile la scelta dei punti di misura significativi. Tale soluzione strumentale risulta innovativa rispetto a quanto solitamente viene utilizzato per la prova di martinetto piatto singolo poiché viene sostituito il comparatore analogico utilizzato per le letture delle deformazioni tra le basi di misura. Mediante la lettura di strumenti elettronici è possibile vedere in tempo reale l'andamento della prova riducendo il numero dei posizionamenti del comparatore che può essere oggetto di errori da parte dell'operatore.

Il sistema di acquisizione dati è composto dalla scheda di acquisizione connessa tramite cavo USB ad un computer portatile, a cui sono collegati tutti i trasduttori di spostamento e il trasduttore di pressione (Figura 3.20).

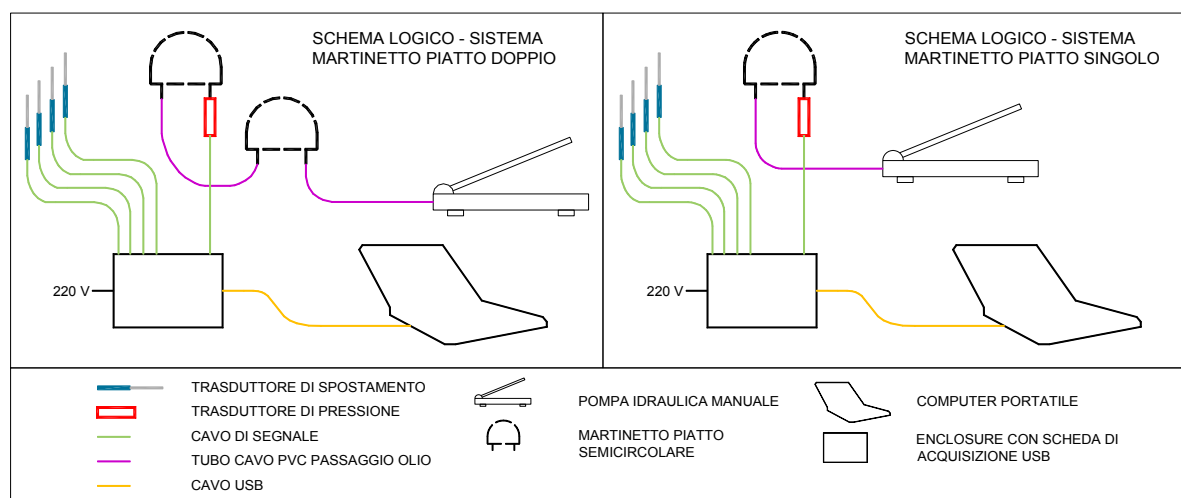


Figura 3.20 Schema logico di funzionamento prova di martinetto singolo e doppio.

Il software di acquisizione è stato sviluppato in ambiente Labview e prevede metodologie di acquisizione differenziate per le prove di martinetto piatto singolo e doppio. La prova di martinetto piatto singolo (modalità “config”) prevede la lettura della lunghezza delle basi di misura pre-taglio e consente la visualizzazione in diretta delle letture contro il tempo, al fine di valutare la stabilizzazione delle stesse. Vengono quindi inseriti i dati necessari all’esecuzione della prova quali le costanti d’area e di martinetto e vengono selezionati i sensori relativamente ai diversi canali. Viene generato un file di configurazione della prova e si procede alla rimozione degli strumenti e all’esecuzione del taglio nella muratura. Il pannello di acquisizione visualizzato durante la prova (modalità “test”) consente di visualizzare la variazione delle letture di misura delle basi sia contro il tempo (finestra a sinistra) che contro lo stress nella muratura. Le visualizzazioni delle modalità di configurazione ed acquisizione dati durante lo svolgimento della prova di martinetto piatto singolo sono riportate in Figura 3.21.

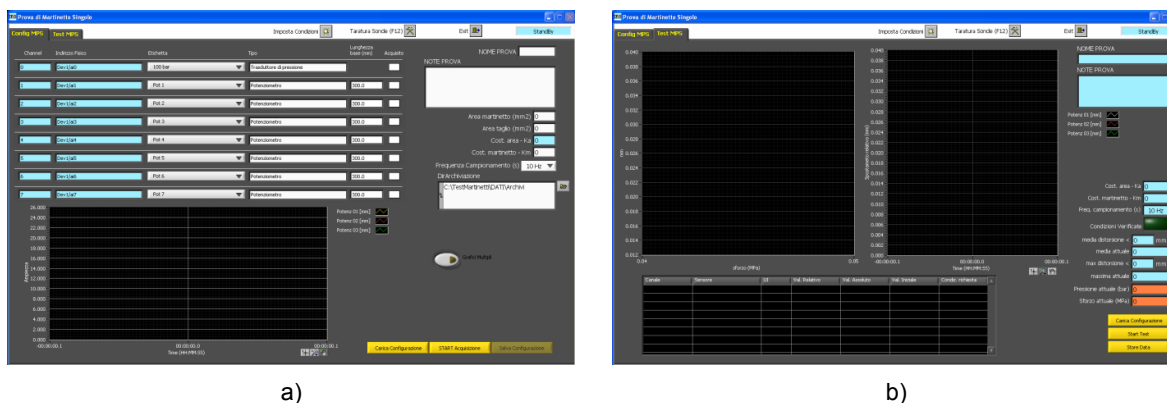


Figura 3.21 Software di acquisizione per prova di martinetto singolo, la schermata di configurazione iniziale (a) e pannello di acquisizione durante la prova (b).

I dati vengono salvati in continuo, una volta avviato il test, con la frequenza di campionamento impostata durante la configurazione di prova e possono comunque essere salvati su altro file su comando dell’operatore.

La prova di martinetto piatto doppio (modalità “config”) prevede l’inserimento della lunghezza delle basi di misura (per il calcolo dei valori di deformazione) oltre alle costanti d’area e di martinetto, vengono selezionati i sensori relativamente ai diversi canali. Infine viene generato il file di configurazione. Il pannello di acquisizione visualizzato durante la prova (modalità “test”) consente di visualizzare le deformazioni registrate nelle basi di misura sia contro il tempo (finestra a sinistra) che contro lo stress nella muratura. Durante l’esecuzione della prova è possibile calcolare il valore del modulo di rigidezza della muratura, posizionando due cursori su punti del diagramma tensioni-deformazioni scelti dall’operatore, al fine di controllare la risposta del pannello murario indagato, decidendo quindi la prosecuzione o il termine della prova. Le visualizzazioni delle modalità di configurazione ed acquisizione dati durante lo svolgimento della prova di martinetto piatto doppio sono riportate in Figura 3.22.

La prova di martinetto piatto doppio viene condotta in modalità ciclica incrementando ad ogni ciclo con passo costante il livello di tensione.

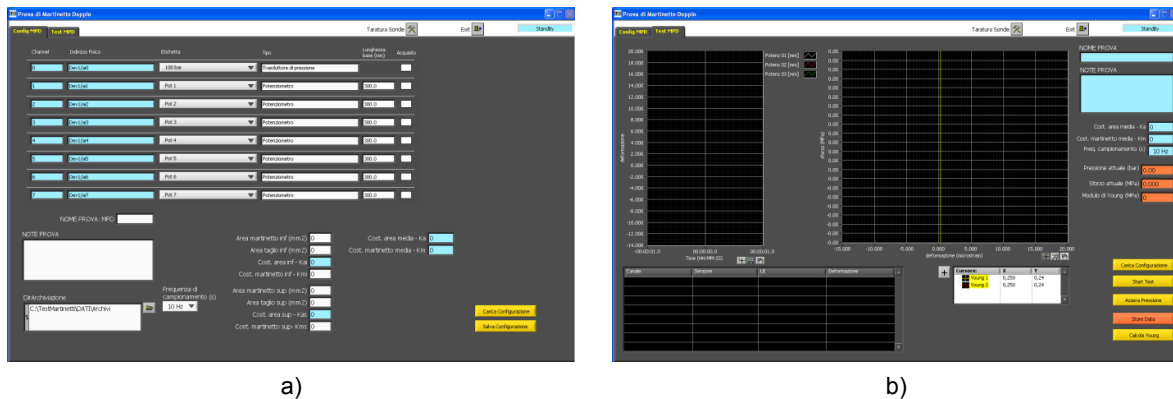


Figura 3.22 Software di acquisizione, prova di martinetto doppio: schermata di configurazione iniziale (a) e pannello di acquisizione durante la prova (b).

Per l'elaborazione del martinetto piatto singolo è sufficiente verificare la compensazione a valore nullo delle basi di misura installate. Il software impiegato, infatti, al termine della prova genera il file con i valori della pressione del martinetto già corretta con le costanti d'area e di martinetto (k_a e k_m) e delle basi di misura depurate della lettura eseguita prima del taglio.

Le pressioni di compensazione vengono determinate per interpolazione tra i due valori più prossimi allo zero su ciascuna base di misura. Per ottenere lo stato di tensione si effettua la media dei valori significativi.

La rappresentazione grafica prevede in ascissa lo stato di tensione e in ordinata le deformazioni da compensare. Nei punti in cui le curve delle varie basi intercettano l'asse delle ascisse determinano le tensioni di ripristino. Nelle murature in pietra e in generale in murature con proprietà meccaniche scadenti o in edifici di altezze ridotte si possono ottenere valori molto diversi tra le varie basi di misura. Questo effetto è noto e ampiamente analizzato (Cardani, 2003) e rappresenta uno dei principali limiti della prova di martinetto piatto singolo. In questo frangente rientra l'esperienza dell'operatore che dovrà poi analizzare la prova per decidere l'affidabilità della stessa o eventuali errori strumentali considerato che le deformazioni sono spesso dell'ordine di qualche decina di micrometri.

Per l'elaborazione della prova di martinetto piatto doppio si ricorre a diagrammi con le deformazioni delle basi di misura in ascissa e la tensione in ordinata (Figura 3.23).

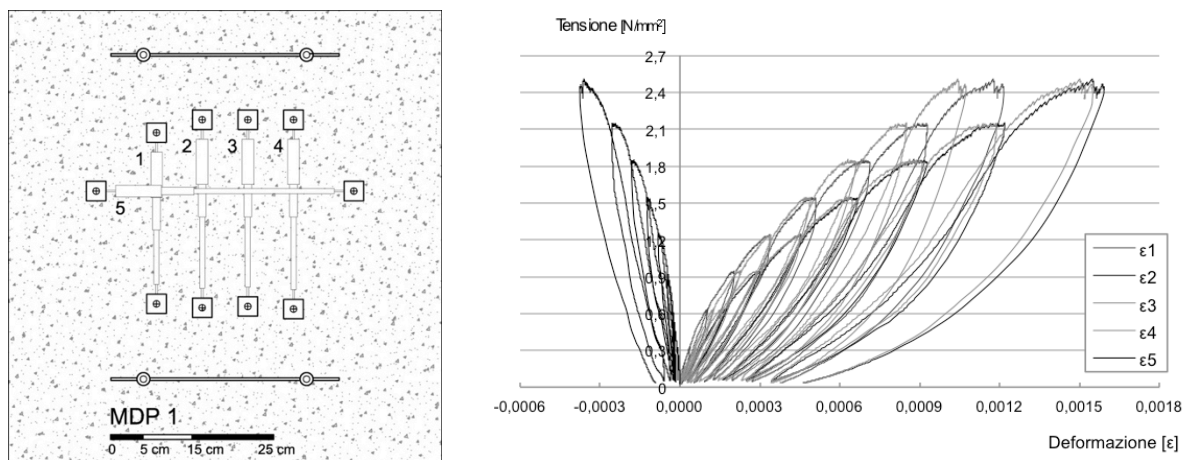


Figura 3.23 Schema di prova per martinetto piatto doppio ed elaborazione con diagramma tensioni deformazioni relativo alle singole basi di misura.

Si può notare come le deformazioni siano maggiori per le basi di misura 2 e 3 poste in centro del martinetto rispetto a quelle esterne 1 e 4. In alcuni casi i punti di misura sono posizionati su elementi sconnessi o soggetti a rotazioni che influiscono sulla misura. L'analisi dei risultati prosegue elaborando la media delle basi verticali, omettendo quelle con andamenti non conformi.

I grafici in Figura 3.24 riportano la curva tensione deformazione media delle quattro basi di misura verticali. Sull'involuppo dei cicli si calcola il modulo di elasticità tangente relativo alla fase di carico e quello secante relativo ai rami di scarico. In Tabella 3.2 sono riportati i valori ottenuti per i vari incrementi. È stato fissato il primo valore ottenuto per i livelli più bassi come riferimento per calcolare le perdite di rigidità.

Tabella 3.2 Moduli elastici calcolati sull'involuppo della curva di carico

$\Delta(\sigma)$ carico [N/mm ²]	Modulo di elasticità tangente sulla curva di carico - E_{tan} [N/mm ²]		$\Delta(\sigma)$ scarico [N/mm ²]	Modulo di elasticità secante sulla curva di scarico - E_{sec} [N/mm ²]	
0,00 - 0,30	4695	100%	0,30 - 0,05	5489	100%
0,30 - 0,60	4175	89%	0,60 - 0,05	4880	89%
0,60 - 0,90	2960	63%	0,90 - 0,05	4081	74%
0,90 - 1,20	2138	46%	1,20 - 0,05	3678	67%
1,20 - 1,50	1919	41%	1,50 - 0,05	3255	59%
1,50 - 1,80	1499	32%	1,80 - 0,05	2980	54%
1,80 - 2,10	1291	27%	2,10 - 0,05	2779	51%
2,10 - 2,40	1123	24%	2,40 - 0,05	2562	47%

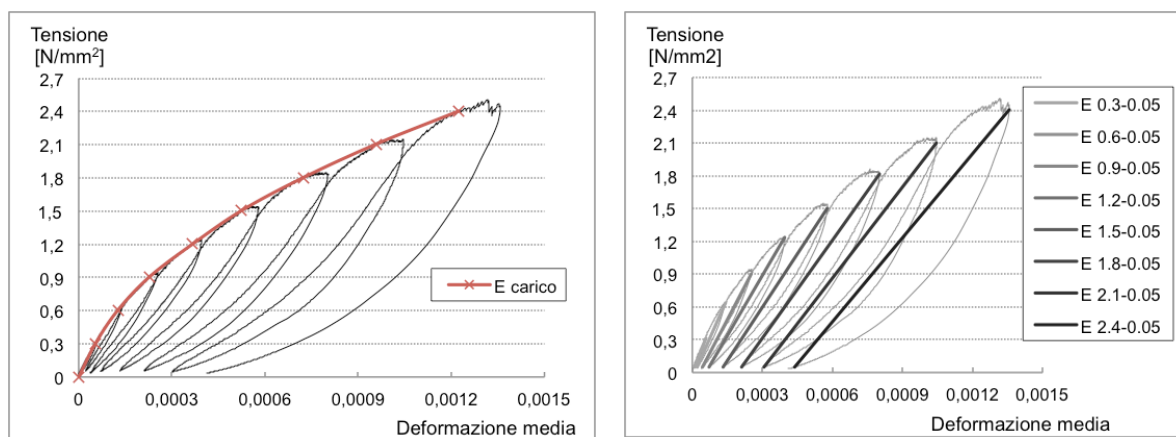


Figura 3.24 Diagramma sforzi-deformazioni relativo alla media delle basi di misura verticali con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico

3.9 Prove di compressione monoassiale.

I test di compressione sono stati eseguiti usando una pressa Amsler con un carico massimo di 10.000 kN e dotata di sistema di retro-attivazione elettronico per controllo in forza e spostamento. I campioni sono stati sottoposti a stato di tensione monoassiale sino al raggiungimento del collasso con della resistenza residua inferiore all'80% di quella massima. Le prove sono state eseguite con due diverse modalità di applicazione del carico:

- monotona;
- ciclica.

Le prove monotone sono state effettuate in controllo di spostamento in modo da poter rilevare il comportamento post-picco dei pannelli testati mentre le prove cicliche sono state eseguite in controllo di forza per garantire l'omogeneità dei cicli nelle diverse prove.

I pannelli sono stati realizzati con dei cordoli di cemento armato alla base ed in sommità. Le superfici di applicazione del carico sono state regolarizzate con scagliola di gesso nelle fasi di posizionamento del campione nella macchina (Figura 3.25).



Figura 3.25 Preparazione della prova di compressione, posizionamento del pannello (a), centraggio (b) e strumentazione (c).

I campioni sono stati strumentati con trasduttori di spostamento potenziometrici, con tre diversi campi (10 mm, 25 mm, 50 mm), per poter stimare le deformazioni verticali, orizzontali e trasversali dei pannelli. I trasduttori di spostamento, dotati di snodi sferici alle estremità, sono stati fissati ai pannelli mediante delle barrette in metallo. I punti di misura sono stati scelti in modo da ricadere sulle pietre e non sui giunti di malta seguendo lo schema riportato in Figura 3.26.

La disposizione dei trasduttori di spostamento è stata la seguente:

- quattro trasduttori di spostamento verticali e due orizzontali sui prospetti principali per la misura della deformazione;
- sei trasduttori di spostamento orizzontali nello spessore del muro per la misura della separazione tra i paramenti esterni
- nei pannelli iniettati sono stati collocati quattro trasduttori orizzontali sull'interfaccia miscela-paramento esterno per la misura del distacco.

Dall'esecuzione dei test di compressione monoassiale è possibile determinare tutte le proprietà legate al comportamento della muratura soggetta a carichi verticali. I risultati standard, come riportato nelle UNI EN 1052-1, sono la resistenza massima a compressione (f_b) ed il modulo elastico (E) calcolato sulla base delle misure dei trasduttori verticali ad 1/3 della tensione massima (3.1). Seguendo la prova e rilevando il quadro fessurativo in dettaglio è possibile definire la tensione di prima fessurazione che rappresenta la fine del comportamento pseudo-elastico della muratura.

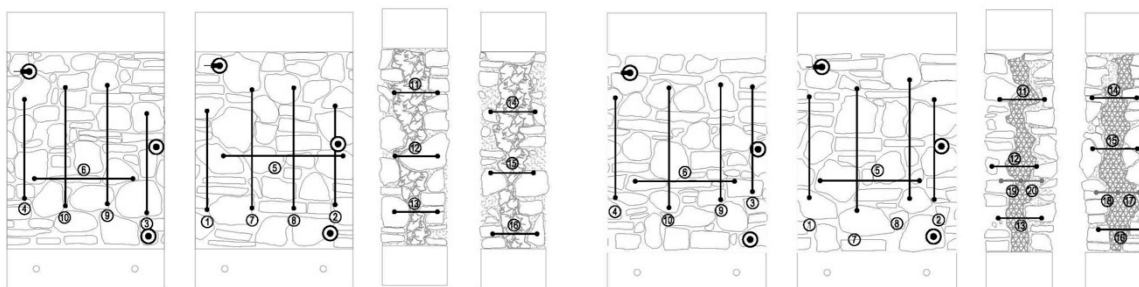


Figura 3.26 Schema del sistema di monitoraggio degli spostamenti dei paramenti dei pannelli murari non iniettati e rinforzati.

$$E_{1/3} = \frac{\sigma_{1/3}}{\sum_{i=1}^8 \Delta l_{1/3,i} / l_i} \quad (3.1)$$

Con la strumentazione installata è possibile determinare il rapporto tra la deformazione orizzontale e quella verticale che nei materiali omogenei isotropi è rappresentato dal coefficiente di Poisson ν (3.2). Nel caso della muratura l'interpretazione di questo parametro risulta complesso in quanto il materiale non è omogeneo e l'apertura delle lesioni fa venir meno la condizione di isotropia.

$$\nu = - \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_v} \quad (3.2)$$

I trasduttori posti trasversalmente sui lati corti monitorano il distacco dei paramenti esterni dal nucleo e l'effetto d'instabilità.

3.10 Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale in sito è stata predisposta per la campagna di prove in sito eseguita in Abruzzo e successivamente utilizzata per le prove a Savona e Bardolino.

Per l'esecuzione della prova è necessario isolare una porzione di muratura possibilmente di forma quadrata. Nelle sperimentazioni realizzate sono state eseguite le prove con due condizioni di vincolo diverse (Figura 3.27):

- pannello murario libero su tre lati, tensione verticale nullo;
- pannello murario libero due lati, carico verticale agente.

Nel primo caso vengono seguite le raccomandazioni riportate nelle indicazioni Reluis per questa tipologia di prova in sito liberando la muratura su tre lati, scaricandola quindi dalla tensione verticale agente e riportandosi quindi allo schema ASTM per prove di laboratorio o RILEM. Nel secondo caso, il lato superiore del pannello non viene isolato. La muratura risulta quindi carica. Tale schema anche se poco utilizzato è già stato analizzato in passato da Frocht e da Yokel e Fattal offrendo una trattazione con cerchi di Mohr ottenendo la tensione massima di trazione sulla muratura.

La stessa ASTM E519 in appendice cita la possibilità di eseguire la prova precomprimendo l'elemento da testare. Non viene però riportata la modalità di calcolo della resistenza a taglio in quanto le formule riportate nella norma si riferiscono a uno stato tensionale di taglio puro.

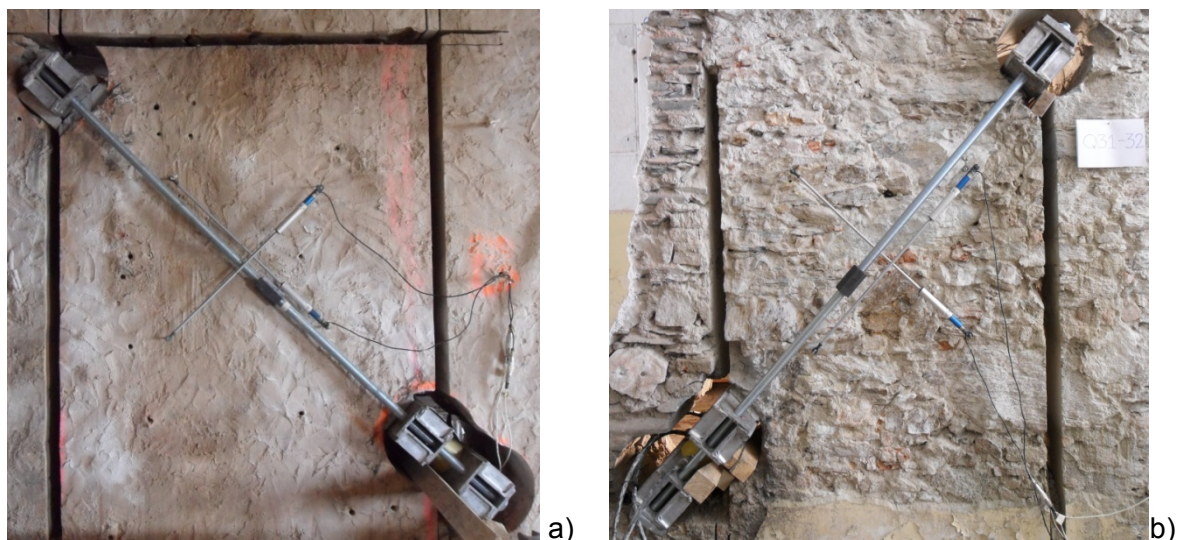


Figura 3.27 Condizioni di vincolo nella compressione diagonale, libero su tre lati (a), libero su due lati (b).

Per ottenere i pannelli da sottoporre a compressione diagonale si è utilizzato un sistema di taglio muro ad acqua con disco diamantato. Tale attrezzatura permette la realizzazione di due tagli paralleli distanziati di 5 cm garantendo al pannello di deformarsi senza coazioni da parte della restante muratura che ne aumenterebbe la resistenza.



Figura 3.28 Preparazione del pannello con taglio della muratura e rifinitura manuale del pannello.

Nello specifico il sistema di prova si compone di:

- tre travi in acciaio uguali, ognuna ottenute accoppiando due travi UPN 120 con piatti;
- quattro barre filettate M30 8.8 giuntate con manicotti;
- un trasduttore di pressione: TP 14 LAB 700 bar, con linearità e isteresi $\leq \pm 0.05\%$;
- quattro trasduttori di spostamento: SLS 190 con corsa da 50 mm;
- tre martinetti idraulici con capacità nominale da 15t o 45 t.

La progettazione della carpenteria è stata concepita in modo da tenere conto delle esigenze richieste dalla sperimentazione. Si è cercato di contenere gli spessori per limitare il peso degli elementi compatibilmente alla rigidità richiesta nella direzione della larghezza del pannello al fine di ripartire uniformemente il carico nelle estremità e di evitare pericolose concentrazioni di tensione. L'applicazione del carico al pannello avviene attraverso due travi in acciaio poste ai vertici di una diagonale del pannello. La terza trave funge da contrasto ai martinetti posti ad un'estremità e con le barre filettate vengono collegate la trave di contrasto con la trave sul vertice opposto. Il sistema di prova è quindi auto-contrastato garantendo il raggiungimento della rottura del pannello (Figura 3.29).

A differenza di quanto eseguito in precedenti campagne di sperimentazione (Borri et al. 1999) si è preferito eliminare lo spigolo a 90° al vertice della diagonale considerando la difficoltà nel ricavare profili regolari su muratura in pietra irregolare con proprietà meccaniche scadenti. La realizzazione dello smusso a 45° dal vertice ha permesso di contenere le dimensioni della carpenteria necessaria per le scarpe di carico.

Per realizzare le superfici dove applicare il carico e ricavare lo spazio per alloggiare la carpenteria, limitando al minimo le demolizioni, si è scelto di realizzare dei carotaggi di diametro 250 mm nei vertici della diagonale. Le superfici ottenute lievemente concave sono state rettificare con malta a presa rapida ad alta resistenza.

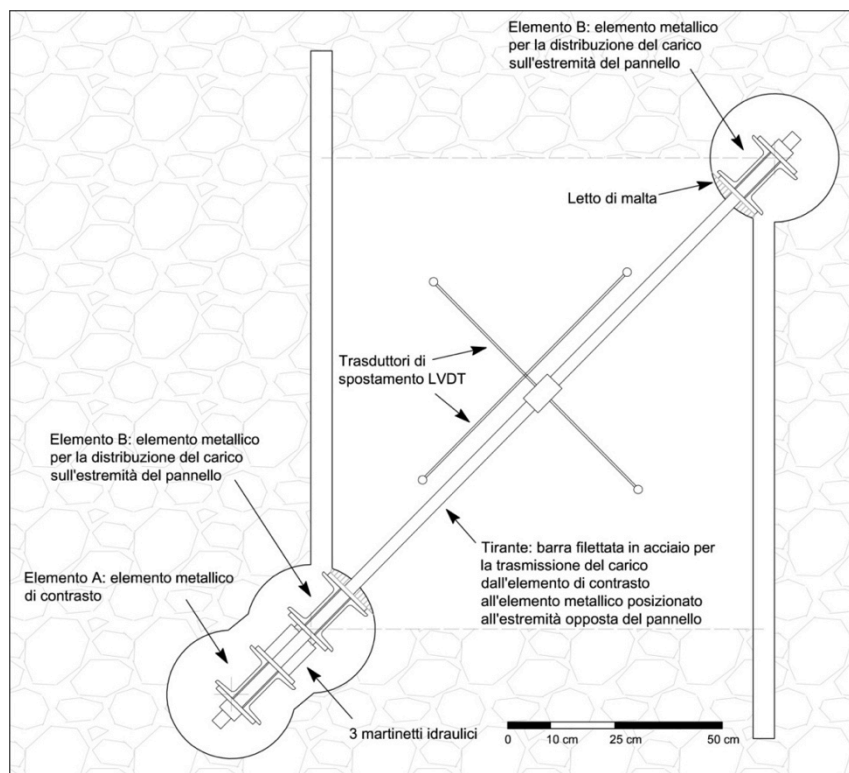


Figura 3.29 Apparato di prova di compressione diagonale

Il circuito idraulico è composto dai tre martinetti collegati in parallelo messi in pressione con una pompa idraulica manuale (Figura 3.30 a). La pressione del circuito è rilevata con l'ausilio di un trasduttore di pressione.

Per la determinazione del carico l'intero sistema di prova è stato calibrato in laboratorio con l'utilizzo di celle di carico ottenendo l'area effettiva dei martinetti.

Per la misura delle deformazioni sulle diagonali dei due lati dei pannelli sono stati posizionati quattro trasduttori di posizione potenziometrici con base di misura compresa tra i 60 e 75 cm. Tutti i trasduttori sono stati acquisiti con lo stesso sistema di acquisizione dati impiegato con i martinetti piatti sfruttando i software per l'esecuzione di martinetto piatto doppio con opportune costanti di martinetto in modo da ottenere il valore di carico corretto.

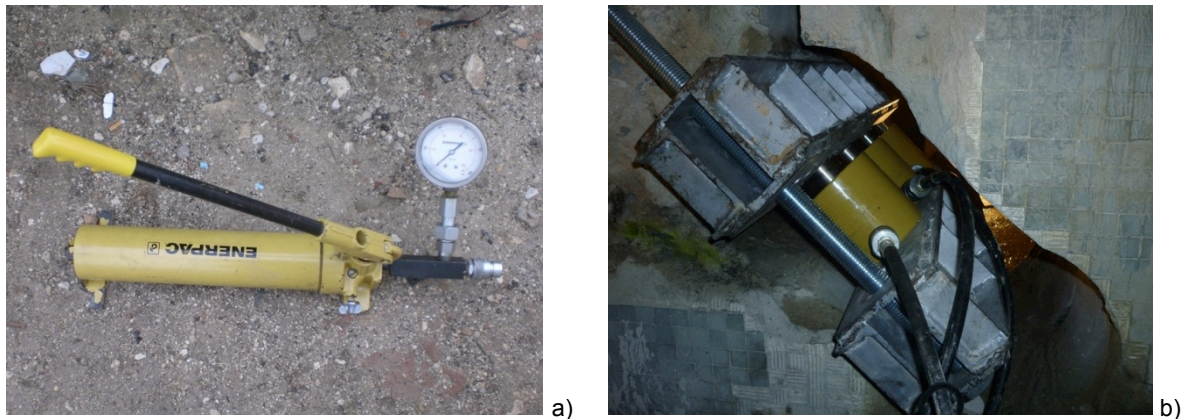


Figura 3.30 Pompa idraulica (a), Particolare dei martinetti in posizione (b)

Per l'elaborazione dei risultati si è utilizzata la trattazione riportata nelle raccomandazioni RILEM per il calcolo della resistenza massima della muratura a trazione. Queste si basano sulle valutazioni di Frocht (1931) considerando uno stato tensionale non uniforme nel pannello quadrato con diagonale compressa e ipotizzando che la muratura sia un materiale elastico, continuo, omogeneo e isotropo.

Considerando i test eseguiti in condizioni di vincolo libero su tre lati, che più si avvicina alle ipotesi di Frocht, lo stato di tensione che si genera nel centro del pannello è, quindi, ben diverso da quello che si ha quando quest'ultimo è soggetto ad un'azione di puro taglio. Il carico concentrato crea un complesso stato tensionale che solo nella parte centrale del pannello presenta uno stato di tensione biassiale ragionevolmente uniforme (Capozucca, 2004). Le tensioni all'interno del pannello sono:

$$\sigma_x = \sigma_y = -0,56 \cdot \frac{P}{A} \quad (3.3)$$

$$\tau_{xy} = 1,05 \cdot \frac{P}{A} \quad (3.4)$$

Questo, tradotto in termini di tensioni, significa una tensione di compressione ($\sigma_x = \sigma_y$) unita ad una tensione tangenziale (τ_{xy}); pertanto il polo rappresentativo del cerchio di Mohr, indicativo di questa situazione tensionale, avrà coordinate $[\sigma_x, \tau_{xy}]$, anziché $[0, \tau_{xy}]$ corrispondenti ad una situazione di taglio puro proposta dall'ASTM (Figura 3.31).

Determinando ora le tensioni principali si ottengono (3.5) e (3.6).

$$\sigma_1 = \sigma_x + \tau_{xy} = 0,50 \frac{P}{A} \quad (3.5)$$

$$\sigma_3 = \sigma_x - \tau_{xy} = -1,61 \frac{P}{A} \quad (3.6)$$

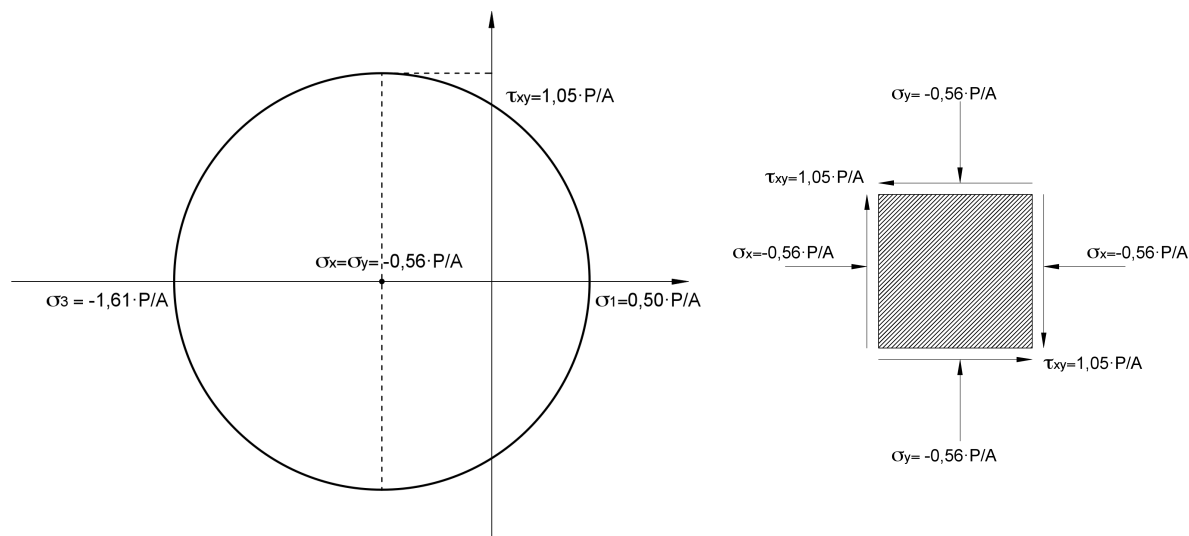


Figura 3.31 Rappresentazione con i cerchi di Mohr dello stato tensionale secondo Frocht e rappresentazione delle tensioni sull'elemento infinitesimo

Nello specifico Yokel e Fattal (1976) studiarono la capacità di carico di pannelli murari in blocchi di argilla sottoposti ad un carico di compressione diagonale combinato con un carico distribuito di compressione verticale agente nel piano del muro e normale alla direzione dei giunti di malta. L'analisi compiuta estende i risultati di Frocht a questa configurazione assimilabile a quella utilizzata nei pannelli con solo due lati liberi.

La Figura 3.32 mostra lo stato di tensione calcolato, secondo Frocht, al centro del pannello sottoposto contemporaneamente alla forza diagonale e alla tensione verticale σ_v , configurazione rappresentata in Figura 3.32.

Partendo dalle equazioni (3.7), (3.8) e (3.9) che rappresentano le tensioni note nel piano dei cerchi di Mohr è possibile determinare le tensioni principali di trazione σ_1 e compressione σ_2 con le equazioni (3.10) e (3.11).

$$\sigma_x = -0,56 \cdot \frac{P}{A} \quad (3.7)$$

$$\sigma_y = -0,56 \cdot \frac{P}{A} - \sigma_v \quad (3.8)$$

$$\tau_{xy} = 1,05 \cdot \frac{P}{A} \quad (3.9)$$

$$\sigma_1 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.10)$$

$$\sigma_3 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.11)$$

In accordo con le teorie di Turnšek-Čačovič è possibile ricavare la resistenza a taglio utile per le verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) con l'equazione (3.12).

$$\tau_k = \frac{\sigma_1}{1,5} \quad (3.12)$$

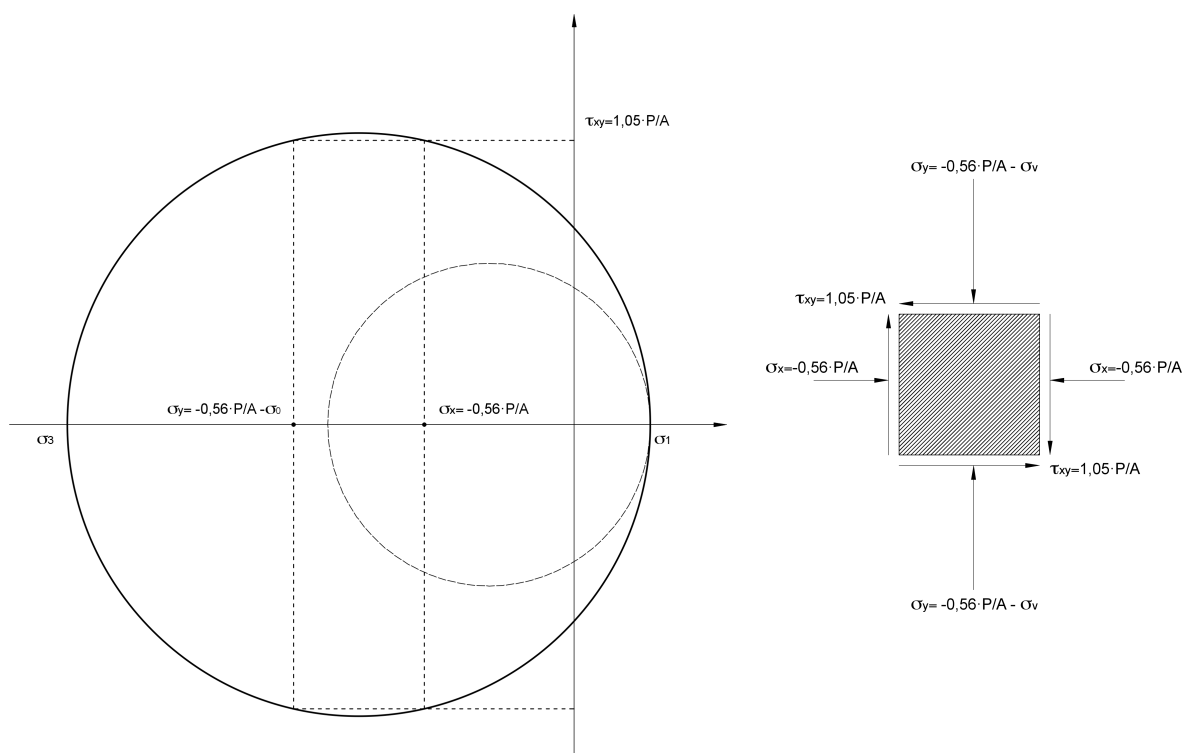


Figura 3.32 Rappresentazione con i cerchi di Mohr dello stato tensionale secondo Yokel e Fattal e rappresentazione delle tensioni sull'elemento infinitesimo

Per il calcolo della rigidezza a taglio G si sono utilizzate le formule riportate nell'ASTM E519-02 (3.13) considerando come sforzo tangenziale quello ottenuto dalle equazioni (3.4) e (3.9) e come scorrimento angolare γ quello ottenuto dalla media dei valori ricavati con l'equazione (3.14) applicata su ciascun lato del pannello.

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{medio}} \quad (3.13)$$

$$\gamma_{A/B} = \frac{\Delta H + \Delta V}{D} \quad (3.14)$$

3.11 Prove di compressione e taglio

Le prove di taglio-compressione sono state eseguite lungo il piano dei pannelli murari a tre paramenti al fine di identificarne il comportamento mediante l'applicazione di carichi orizzontali ripetuti.

La configurazione scelta per l'esecuzione di prove cicliche lungo il piano dei pannelli murari riproduce le condizioni al contorno di un muro con condizione di vincolo a mensola incastrata alla base. La scelta di tale configurazione è stata determinata sulla base di precedenti sperimentazioni condotte presso il Laboratorio sperimentale dei materiali da costruzione dell'Università di Padova, in primo luogo da Modena e Bernardini (1984) e Bernardini et al. (1997) e, più recentemente, da parte di Porto (2005), Mosele (2009) e Mazzon (2010).

Il dispositivo di prova utilizzato per eseguire i test di compressione e taglio dei campioni murari consiste in una struttura metallica composta da due portali che sostengono una trave. A quest'ultima è fissata una coppia di attuatori oleodinamici collegati a una trave di ripartizione del carico verticale tramite una guida lineare che consente scorrimenti a basso attrito e rotazioni secondo i tre assi. Su una quinta colonna opportunamente rinforzata per resistere alle azioni orizzontali con un puntone è applicato un attuatore oleodinamico a doppio effetto in grado di imprimere, per mezzo di due bracci snodati, la sollecitazione ciclica orizzontale nel piano del pannello murario. L'incastro alla base del campione è ottenuto fissando il cordolo alla base con due scarpe metalliche ancorate al pavimento di reazione del laboratorio.

Le due braccia per l'applicazione dell'azione orizzontale sono state collegate al campione attraverso un perno in acciaio, inserito in un foro predisposto nel cordolo superiore del pannello murario.

Per imporre dei cicli di spostamento corretti che non risentano di eventuali giochi nel set-up è stato utilizzato un algoritmo *cascade* per controllare l'attuatore orizzontale con uno strumento che rilevava l'effettiva posizione del muro.

Tutti gli attuatori sono muniti di cella di carico a ponte estensimetrico per la misura della reazione orizzontale e il controllare del carico verticale.

In Figura 3.33 è riportato lo schema tipico di prova per i campioni in scala 1:1.

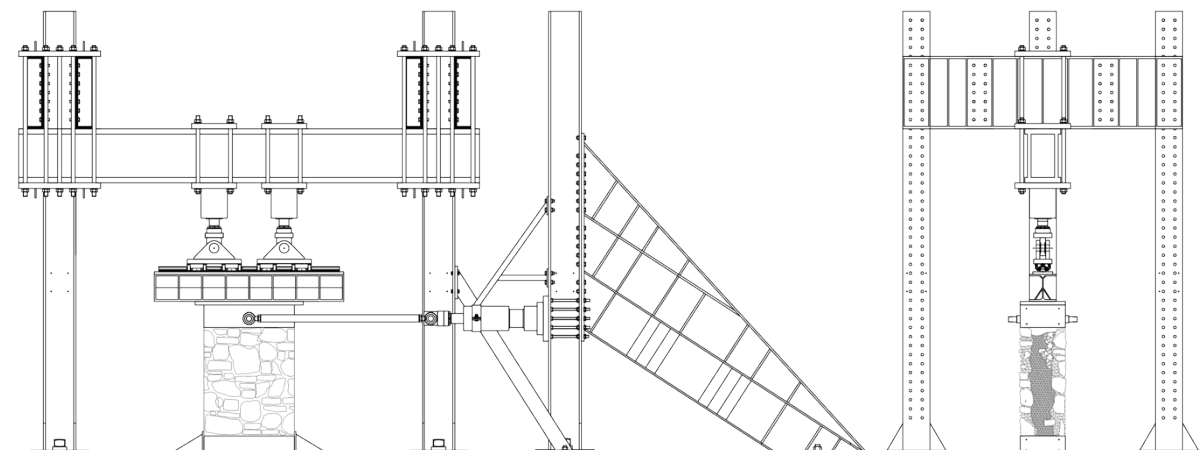


Figura 3.33 schema di prova per test di compressione e taglio.



a)



b)

Figura 3.34 Set-up della struttura per i test a compressione e taglio a) e postazione di controllo b)

Il set-up sperimentale di progettazione delle prove di taglio-compressione comprendeva, oltre alla carpenteria metallica necessaria per il banco di prova, anche un sistema idraulico

composto da tre attuatori lineari MOOG pilotati con servovalvole MTS, pompa e controllore elettronico. L'attuatore per l'applicazione degli spostamenti orizzontali è a doppio stelo e può applicare un carico massimo di trazione o compressione di 520 kN a 210 bar. Gli attuatori verticali sono a stelo singolo a doppio effetto e possono applicare un carico di 560 kN (compressione) e di 310 kN (trazione) a 210 bar. Il sistema è controllato per mezzo di tre schede elettroniche, una per ogni attuatore. Ogni scheda è dotata di canali per l'ingresso dei segnali di processo e uscita per il pilotaggio della servovalvola. Il sistema e il set-up dei parametri viene gestito attraverso un PC con apposito software.

I campioni vengono posizionati nel dispositivo di prova e viene loro applicato un differente carico di pre-compressione sulla base della resistenza massima ottenuta dai provini per mezzo di prove di compressione con applicazione di carico monotono e ciclico, come suggerito da alcuni autori (Tomažević, 2000; Bosiljkov, 2004).

I pannelli murari in scala ridotta, iniettati e non, sono stati caricati con una pre-compressione di 0,5 - 0,75 - 1,0 - 1,25 - 1,5 - 2,0 N/mm². La Tabella 3.3 riassume i valori di pre-compressione applicati ad ogni provino. I diversi livelli di precarico sono stati scelti in modo da ottenere una rottura per taglio dei pannelli. Considerando la maggior resistenza nei pannelli consolidati con iniezioni si sono scelte tensioni più elevate. Le tensioni di 1,00 e 1,25 N/mm² sono state applicate sia per i campioni consolidati che per quelli in condizioni originali.

Al fine di studiare l'influenza dell'iniezione di calce idraulica sulla resistenza al taglio dei pannelli murari a tre paramenti, si è applicata una pre-compressione maggiore per i campioni iniettati, costringendo il collasso dei campioni a taglio.

Durante la fase iniziale in cui è stata applicata la compressione semplice si sono rilevate le deformazioni del campione per valutarne il modulo di elasticità.

Tabella 3.3 Pannelli murari testati a taglio-compressione.

Campione	Condizione	Scala	Stress verticale σ_0 [N/mm ²]	Livello di stress verticale σ_0/σ_{max}
C1	Originale	1:1	1,00	40%
C2			1,25	50%
C3			0,75	30%
C4			0,50	20%
C5	Iniettato	1:1	1,00	23%
C6			1,50	35%
C7			1,25	29%
C8			2,00	47%
E1	Originale	2:3	0,50	21%
E2			1,00	42%
E3			0,75	31%
E4			1,25	52%
E5	Iniettato	2:3	1,25	26%
E6			1,00	20%
E7			1,50	31%
E8			2,00	41%

Una volta caricato verticalmente il provino i test sono proseguiti con l'applicazione dell'azione orizzontale in controllo di spostamento. La *time history* per l'azione orizzontale è avvenuta con l'incremento delle ampiezze e con picchi ripetuti per tre volte, con una frequenza di 0,005 Hz. In Figura 3.35 è rappresentata l'evoluzione degli spostamenti applicati al campione testato. Gli spostamenti iniziali hanno ampiezze ravvicinate fra loro per meglio rappresentare

il comportamento del campione durante la fase elastica (incremento costante di 0,5 mm), ed incrementano maggiormente la differenza d'ampiezza a partire da spostamenti di 4mm (incremento costante di 1 mm e di 2,5 al raggiungimento dello spostamento di 10 mm). Tutti i test sono stati effettuati fino al collasso dei campioni, ovvero quando è stato raggiunto un valore nullo di resistenza laterale osservando i meccanismi ultimi di resistenza.

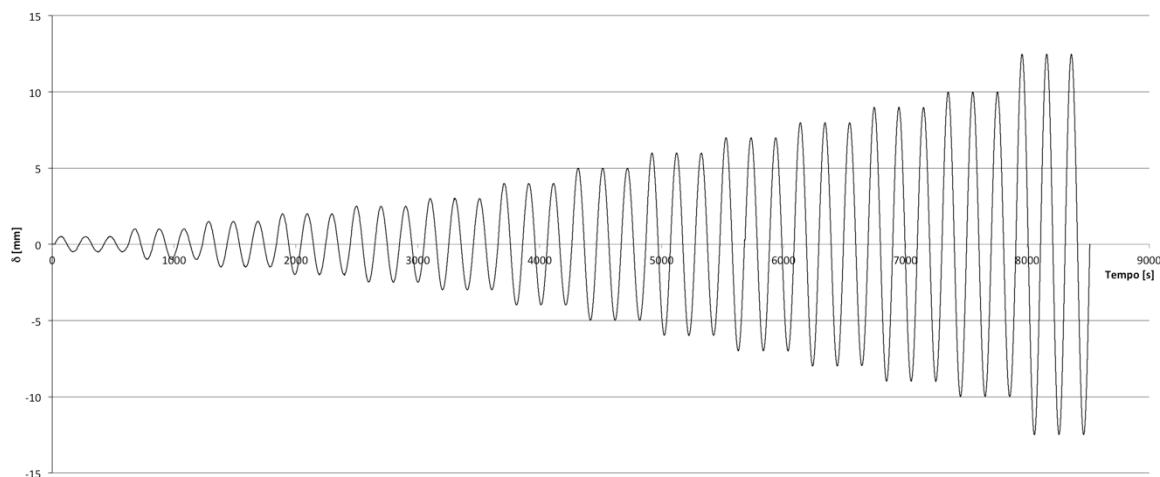


Figura 3.35 Esempio dell'evoluzione dello spostamento applicato (campione E1).

I campioni sono stati strumentati con trasduttori di spostamento potenziometrici, con diversi campi di fondo scala, per poter stimare le deformazioni verticali, orizzontali, diagonali e trasversali dei pannelli.

La disposizione dei trasduttori di spostamento è stata la seguente (Figura 3.36):

- un sensore di posizione magnetostrittivo con riferimento esterno indipendente connesso al pannello per mezzo di una asta di prolunga fissato sul cordolo superiore del pannello per la misura della posizione e retroattivazione dell'attuatore orizzontale, strumento modello MTS RPS corsa 200 mm;
- sei trasduttori di spostamento disposti lungo i lati e le diagonali di un quadrato di lato 60 cm (40 cm nei pannelli scala 2:3) posto al centro del pannello sul lato "A", strumenti modello Penny+Giles SLS-190 con corse di 25 mm, 50 mm e 100 mm;
- sei trasduttori di spostamento disposti lungo i lati e le diagonali di un rettangolo 80x100 cm (60x80 cm nei pannelli scala 2:3) posto al centro del pannello sul lato "B", strumenti modello Penny+Giles SLS-190 con corse di 50 mm e 100 mm;
- quattro trasduttori di spostamento posti orizzontalmente nello spessore del pannello (due per ogni lato laterale) per valutare la separazione dei paramenti, strumenti modello Penny+Giles SLS-190 con corse di 50 mm;
- dodici trasduttori di spostamento con riferimento esterno indipendente posizionati su sei punti a coppie per valutare la deformata verticale sui pannelli per triangolazione, strumenti modello Penny+Giles SLS-190 con corse di 150 mm e 200 mm;
- due trasduttori di spostamento orizzontali (sul prospetto A) per misurare lo spostamento relativo orizzontale tra il pavimento del laboratorio e il cordolo inferiore del campione e tra il pannello in muratura e il cordolo superiore, tipo Novotechnik TR 50;

- due trasduttori di spostamento verticali (sul prospetto A), alle estremità del cordolo inferiore dei campioni per misurare le rotazioni dello stesso, tipo Novotechnik TR 50;

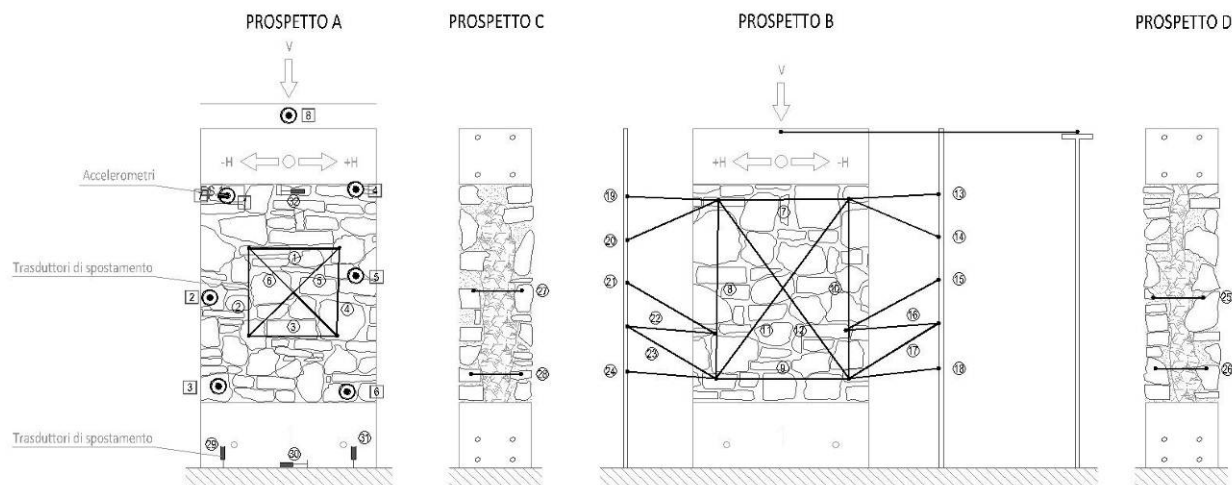


Figura 3.36 Disposizione della strumentazione sui campioni.

Al fine di consentire un confronto significativo dei risultati ottenuti sono stati individuati quattro stati limite differenti in base ai meccanismi di rottura avvenuti nei campioni. Questi stati limite (Bosiljkov *et al.* 2004) sono definiti come segue:

- rottura a flessione (H_f, δ_f), definita dall'avvio di fessure orizzontali lungo il giunto di malta tra il campione murario e il cordolo inferiore in c.a., o lungo il giunto di malta subito superiore. Questa fessura è dovuta alla rotazione che avviene tra cordolo e campione;
- stato limite di fessurazione (H_{cr}, δ_{cr}), definito dalla prima fessurazione significativa a taglio diagonale che caratterizza il collasso del campione. Questo meccanismo può essere sia di taglio che di rocking a seconda della condizione del pannello, delle sue dimensioni e del carico verticale applicato;
- resistenza massima (H_{max}, δ_{Hmax}), definita dal raggiungimento della massima resistenza H_{max} e del relativo spostamento δ_{Hmax} ;
- stato limite ultimo ($H_{\delta_{max}}, \delta_{max}$), al raggiungimento dello spostamento massimo δ_{max} , a cui corrisponde un valore di resistenza laterale residuo $H_{\delta, max}$.

Sono stati ottenuti gli involuppi dei cicli isteretici per confrontare meglio gli andamenti delle prove ponendo a confronto i due diversi fattori di scala utilizzati nella costruzione dei campioni.

Il test di compressione e taglio ha permesso la determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale oggetto di studio, in particolare la resistenza a trazione f_t e le caratteristiche di taglio, come la tensione di taglio massimo τ_{Hmax} e il modulo di taglio G .

Il valore di riferimento della resistenza a trazione della muratura f_t è stato valutato secondo l'equazione (3.15), conoscendo i valori sperimentali della pre-compressione σ_0 e lo sforzo di taglio medio alla resistenza massima τ_{Hmax} :

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b \cdot \tau_{Hmax})^2} - \left(\frac{\sigma_0}{2}\right) \quad (3.15)$$

dove b rappresenta il fattore di distribuzione delle sollecitazioni a taglio, considerando il rapporto di snellezza $\lambda = h/l$ del pannello murario ($1,0 < \lambda < 1,5$).

Il modulo di taglio G è stato valutato considerando tre diversi metodi. In primo luogo è stato determinato sulla base della rigidezza effettiva K_{cr} (3.16) del muro, considerando la condizione di vincolo di una mensola incastrata alla base ($\alpha = 3,33$) e nella ipotesi che la parete si comporti come un materiale omogeneo e isotropo, condizioni valide fintantoché il materiale è in fase non fessurata.

$$k_{cr} = \frac{G_k \cdot A}{1.2 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \frac{G_k}{E} \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \right]} \quad (3.16)$$

Gli altri due metodi si sono basati sui dati ottenuti dalla sperimentazione ricavando il valore di G mediante l'equazione (3.17). Il secondo metodo considera il modulo di taglio corrispondente allo stato limite di fessurazione (G_{exp}), mentre il terzo considera il modulo di taglio ($G_{exp-30+60\%}$) ottenuto sperimentalmente e risultante dalla media dei valori compresi tra 30-60% della resistenza massima a taglio (Bosiljkov, 2000; Bosiljkov et al, 2005).

$$G_{exp} = \frac{\tau}{\frac{1}{2} \cdot \sum_i^2 \gamma_i} \quad (3.17)$$

Dove A è l'area della sezione trasversale, h ed l sono l'altezza e la lunghezza del campione, E è il modulo di elasticità valutato mediante prove di compressione monoassiale diretta, τ e γ_i sono la tensione media nominale di taglio e lo sforzo di taglio valutato sul pannello in muratura. La rigidezza effettiva K_{cr} è data dalla equazione (3.17) calcolata allo stato limite di fessurazione.

3.12 Quadro riassuntivo

Viene presentato in Tabella 3.4 lo schema che raccoglie e riassume tutte le attività sperimentali svolte, suddivise per sperimentazioni e tipologia di prova eseguita .

Tabella 3.4 Riassunto delle campagne sperimentali svolte

	Tipo muratura	NDT		MDT		DT	
		Soniche Dirette	Martinetto piatto singolo	Martinetto piatto doppio	Compressione monoassiale	Compressione diagonale	Compressione e taglio
LABORATORIO	Mattoni pieni	-	2	2	3	-	-
	Tre paramenti	42	4	2	16	3	16
IN SITO	Abruzzo	21	-	-	-	20	-
	Bardolino	5	-	4	-	2	-
	Savona	4 *	4 *	4 *	-	8	-

*Prove eseguite con la collaborazione del Politecnico di Milano.

4 CALIBRAZIONE DI PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE E DISTRUTTIVE

4.1 Introduzione

Nel presente capitolo vengono presentate le attività svolte in laboratorio sulla calibrazione e verifica di prove in sito debolmente distruttive, come le prove con martinetto piatto singolo e doppio, e di prove distruttive di compressione diagonale.

Queste esperienze hanno permesso di migliorare la conoscenza sulle prove in sito che difficilmente hanno dati di confronto con prove di laboratorio utili per valutarne l'affidabilità.

In particolare in letteratura non sono presenti studi sulla calibrazione di prove di martinetto piatto su muratura in pietra multistrato

La calibrazione della prova di compressione diagonale ha permesso la verifica della configurazione di prova con il confinamento della superficie inferiore e superiore del pannello confermando la trattazione proposta da Frocht per pannelli omogenei compressi diagonalmente in presenza di uno stato di compressione verticale.

4.2 Calibrazione delle prove con martinetto piatto

I test di calibrazione dei martinetti piatti sono stati eseguiti in laboratorio utilizzando lo stesso portale descritto nelle prove di compressione e taglio modificando l'altezza delle traverse dei portali in modo da poter accogliere campioni di altezze diverse. Le tipologie utilizzate per i test sono:

- muratura in mattoni pieni a tre teste;
- muratura in pietra multistrato con due paramenti esterni in conci di pietra sbazzata disposti a corsi sub-orizzontali e un nucleo interno incoerente.

I pannelli sono stati strumentati con trasduttori di spostamento verticali, con basi di misura circa 1300÷1400 mm e corse dello strumento di 200 mm, per valutare l'omogeneità di applicazione della compressione verticale e per la determinazione del modulo elastico E (Figura 4.1 e Figura 4.2).

La prova di martinetto piatto singolo è stata eseguita con la stessa strumentazione e modalità di quando viene eseguita in sito, le misurazioni sono state registrate con una diversa centralina di acquisizione dati dotata di un numero di canali superiore a quella usata in sito. È stato così possibile ottenere un'unica registrazione con tutti i dati senza la necessità di sincronizzare file diversi.

In Tabella 4.1 è riassunta la campagna prova con i martinetti piatti singoli (SFJ) e martinetti piatti doppi (DFJ) eseguiti sui due tipi di muratura.

Tabella 4.1 Riassunto delle prove di calibrazione dei martinetti piatti su muri in pietra eseguite

campione	Tipologia	Dimensioni [cm]	Tensione applicata [N/mm ²]		
			SFJ lato A	SFJ lato B	DFJ
1	Mattoni		0,30 (SFJ-M1)	-	0,30 (DFJ-M1)
2			1,20 (SFJ-M2)	-	1,20 (DFJ-M2)
A1	Pietra tre paramenti	150x220x50	0,50 (SFJ-P3)		
A3			0,50 (SFJ-P5)		
A4	Pietra tre paramenti iniettata	150x220x50	0,50 (SFJ-P1)	1,00 (SFJ-P2)	1,00 (DFJ-P1)
A6			1,00 (SFJ-P4)		1,00 (DFJ-P2)

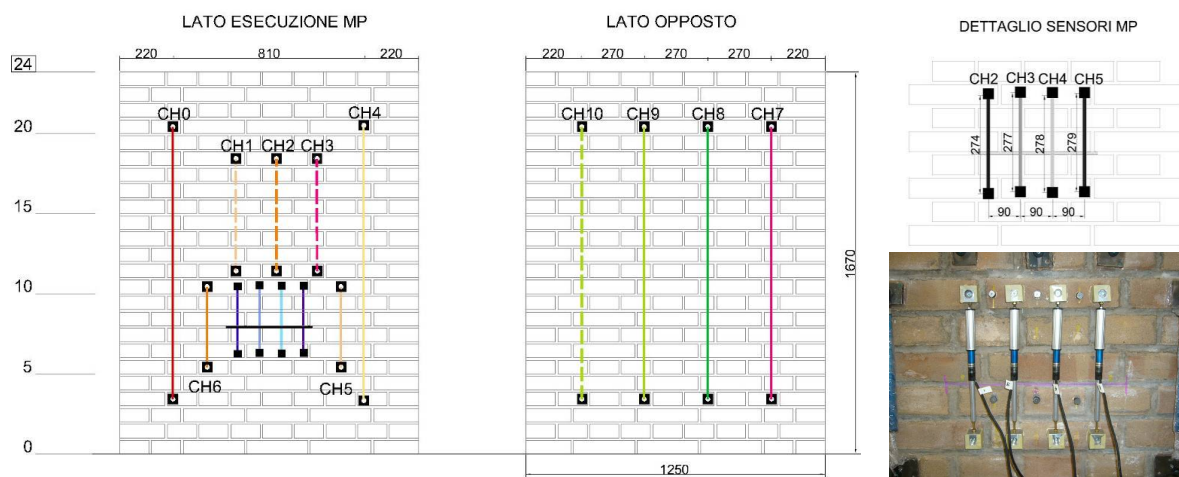


Figura 4.1 Schema per la calibrazione del martinetto piatto singolo su muratura in mattoni.

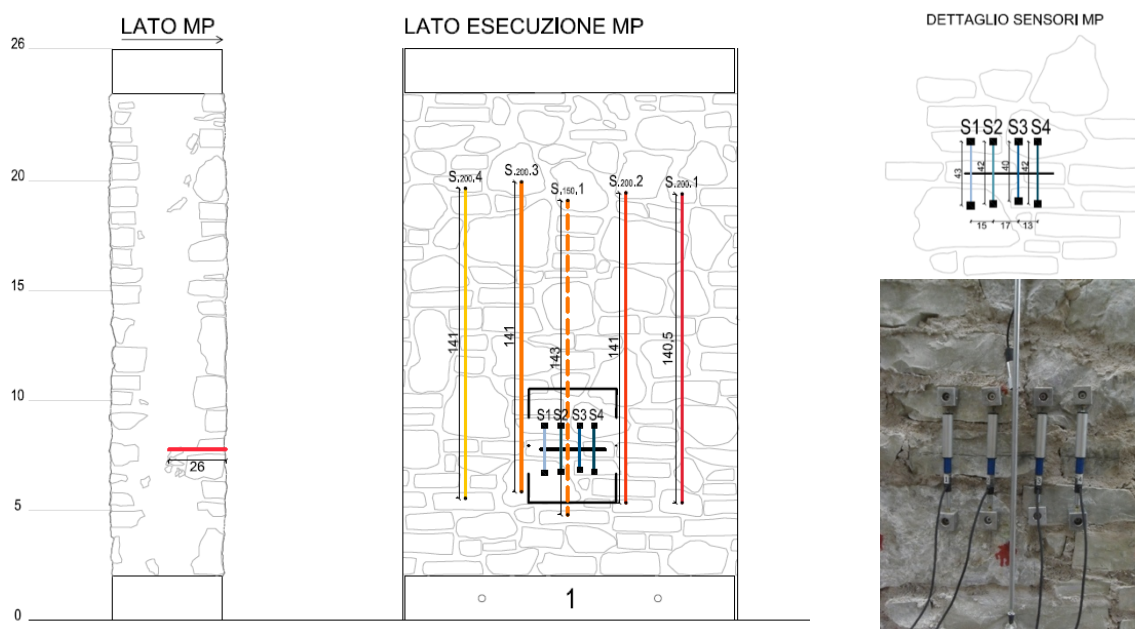


Figura 4.2 Schema per la calibrazione del martinetto piatto singolo su muratura in pietra.

In tutte le fasi del test il carico applicato è stato controllato in forza con le due celle di carico montate sugli attuatori. Nell'ultimo test su muratura in pietra prima di iniziare l'esecuzione della prova di martinetto piatto il muro è stato sottoposto a cicli di carico scarico per omogenizzare il più possibile la sezione muraria.

Similmente a quanto accade in sito la prova è proseguita con l'esecuzione del martinetto piatto doppio. Per muratura in pietra la strumentazione applicata sul pannello è stata modificata inserendo trasduttori di spostamento secondo lo schema riportato in Figura 4.4. L'obiettivo è quello di valutare la distribuzione delle tensioni sopra l'area del martinetto attraverso due linee di trasduttori.

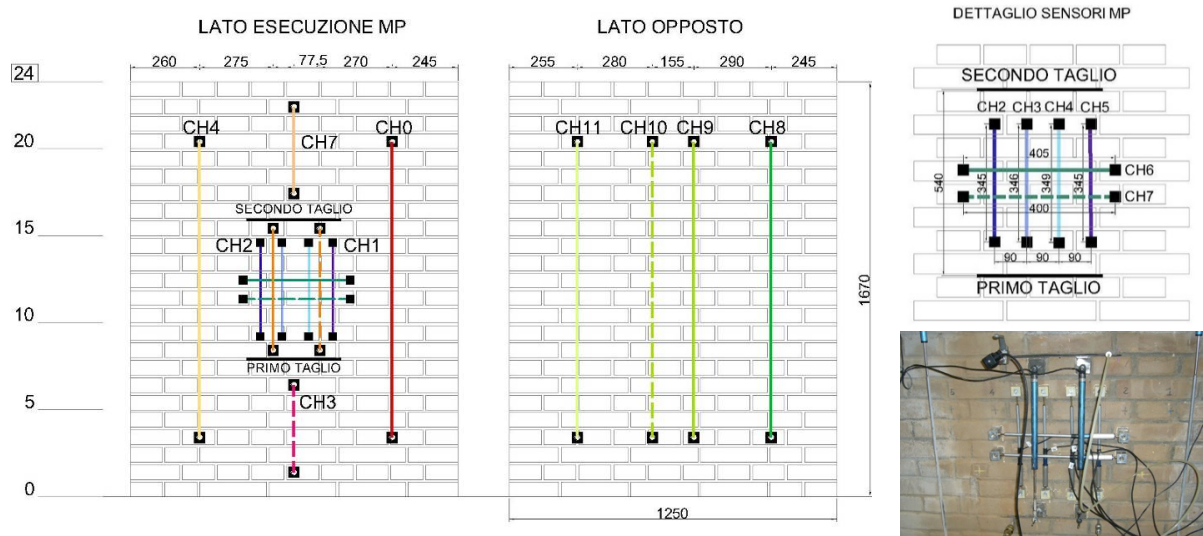


Figura 4.3 Schema per la calibrazione del martinetto piatto doppio su muratura in mattoni.

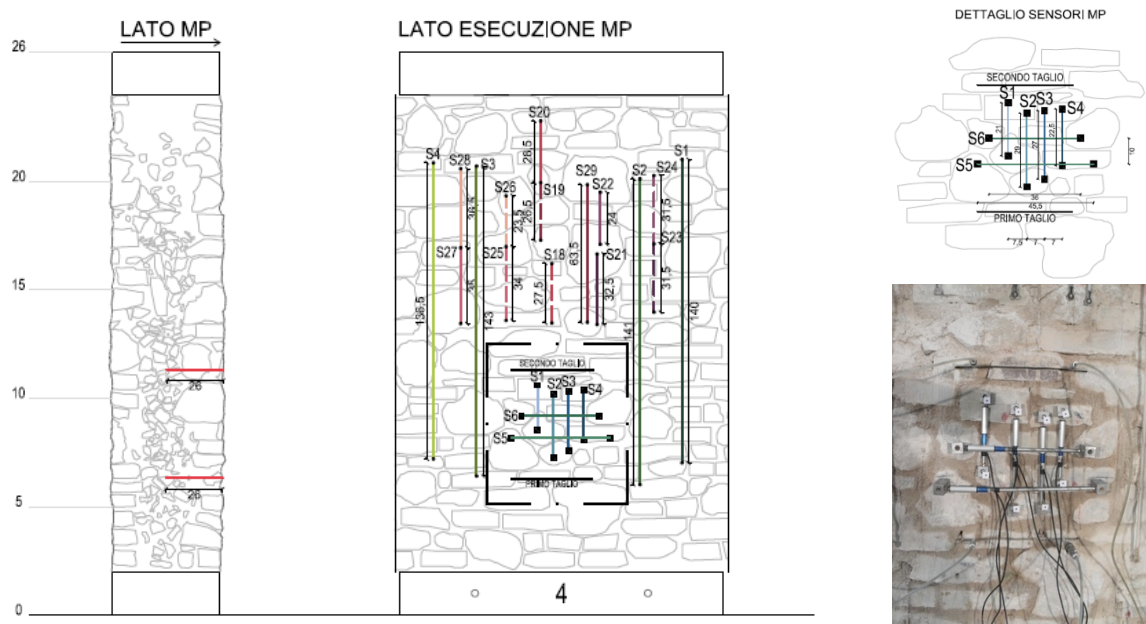


Figura 4.4 Schema per la calibrazione del martinetto piatto doppio su muratura in pietra.

Per la muratura in mattoni una volta portato il pannello alla tensione desiderata si è passati ad un controllo di spostamento imponendo la traversa fissa. Per la muratura in pietra il carico è stato mantenuto costante in controllo di forza per pressione all'interno dei martinetti pari a quella applicata al pannello. Per livelli di tensione più alti si è passati ad un controllo di spostamento mantenendo fissa la traversa superiore con la possibilità di incrementare la pressione nei martinetti, cosa non possibile nelle prove in sito dove l'unico contrasto è offerto dal peso proprio della struttura.

Nel pannello in pietra "A6" una volta conclusa la prova di martinetto piatto doppio è stata ripetuta una seconda prova di martinetto piatto singolo sul lato opposto del pannello ad una quota diversa dei tagli eseguiti in precedenza.

La calibrazione viene ottenuta dal confronto tra la tensione imposta dalla struttura di prova e la tensione ricavata con il martinetto piatto. Sono stati messi a confronto il metodo

“tradizionale” di lettura delle deformazioni con comparatore millesimale con il metodo illustrato in questo lavoro.

Per il martinetto piatto doppio, oltre alle normali elaborazioni per l’ottenimento dei moduli elastici per i diversi livelli di tensione è stato confrontato l’andamento del diagramma sforzo deformazione per la prova con martinetti piatti con quello ricavato dalle prove di compressione monotona realizzate con la medesima tipologia muraria. Si sono confrontati due metodi di misura, uno basato sui normali trasduttori presentati nel §3.8 e l’altro sull’elaborazione in tempo reale di immagini per la misura estensimetrica.

Si è valutata la distribuzione delle tensioni nell’intorno dell’area d’esecuzione della prova ricostruendo dei profili orizzontali e verticali.

4.2.1 Martinetto piatto singolo

4.2.1.1 Muratura in mattoni

La calibrazione della prova di martinetto piatto singolo su muratura in mattoni piena è stata eseguita a due diversi livelli di precompressione per valutare la sensibilità e l’affidabilità dei risultati in condizioni diverse.

I pannelli murari sono stati compressi prima dell’inizio effettivo del test compiendo alcuni cicli di carico/scarico per linearizzare il comportamento della muratura e permettere un assestamento del campione (Figura 4.5).



Figura 4.5 Disposizione dei sensori del sistema del laboratorio sul campione: a) lato esecuzione test di martinetto piatto; b) lato opposto.

Il primo campione è stato compresso con una tensione di $0,30 \text{ N/mm}^2$. Rielaborando i dati del sistema di prova utilizzato il valore è stato verificato ottenendo una tensione di $0,283 \text{ N/mm}^2$ a cui è stata aggiunta la tensione dovuta al peso proprio della muratura ottenendo $0,301 \text{ N/mm}^2$. La costante d’area ottenuta dal rapporto tra l’area del taglio rilevata e quella effettiva del martinetto è pari a $0,95$.

Durante l’esecuzione della prima prova (*SFJ1*) la base di misura 4 ha subito un urto e non è stata esclusa dell’elaborazione. In Tabella 4.2 sono riportate le letture registrate dal sistema di acquisizione dedicato.

Analizzando i risultati riportati in Tabella 4.3 si può osservare come la tensione stimata con i martinetti piatti sia inferiore di $0,06 \text{ N/mm}^2$ con un errore sul valore reale del 20%. Tale differenza può essere attribuita a livelli di tensione troppo bassi. La massima deformazione ottenuta sui lembi del taglio è stata di $19 \mu\text{m}$, valori comparabili con la sensibilità degli strumenti. L’errore rilevato pertanto va in parte attribuito all’insufficiente sensibilità delle

misure ottenute. Tale problematica è comunque comune in questa prova in quanto anche i comparatori millesimali hanno la medesima sensibilità.

Tabella 4.2 Misure eseguite durante la prova SFJ-M1 a 0,30 N/mm².

Tensione [N/mm ²]	Base 1 [μm]	Base 2 [μm]	Base 3 [μm]
0,01	19	16	19
0,04	14	16	19
0,05	12	16	18
0,08	10	15	17
0,12	6	13	13
0,15	3	9	9
0,19	-1	6	5
0,23	-5	2	2
0,27	-8	-1	-2

Il posizionamento e la rimozione degli strumenti di misura risulta la fase operativa più delicata. La polvere che durante l'esecuzione del taglio può depositarsi sulle sedi sferiche delle basi di misura può influenzare negativamente l'esito della prova. Altro fattore da considerare nella valutazione della bontà dei risultati è la verifica della coerenza dei segnali, ovvero se tutte le basi compensino la deformazione ottenuta effettuando il taglio ad uno stesso livello di pressione nel martinetto. In questo caso la base 1 presenta un andamento diverso dalle altre due non rispettando la prescrizione ASTM C1196-04 che indica come deviazione massima della singola base 25 μm o 1/10 della deformazione iniziale massima (per questa prova 2 μm). In Figura 4.5 è riportata la tipica rappresentazione della prova.

Tabella 4.3 Elaborazione delle tensioni di ripristino per il test SFJ-M1

	Base 1	Base 2	Base 3	Media	Reale	Errore
Tensione [N/mm ²]	0,19	0,26	0,26	0,24	0,30	-0,06 (20%)

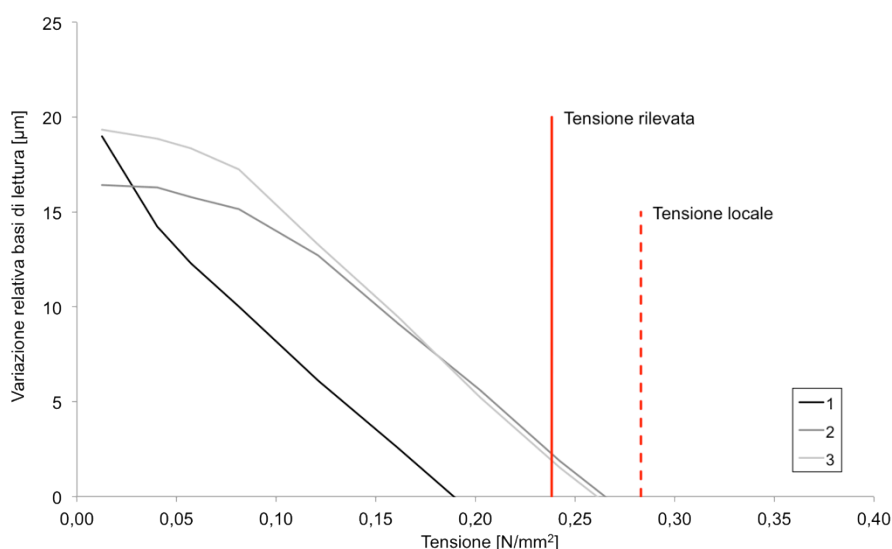


Figura 4.6 Rappresentazione grafica della prova SFJ-M1.

La seconda prova di martinetto piatto singolo è stata eseguita sull'altro pannello con una tensione di compressione di 1,20 N/mm². In questo caso le deformazioni ottenute dopo il taglio sono comprese tra 150 e 200 µm, circa dieci volte superiori a quelle rilevate nel test precedente. La prova rappresentata in Figura 4.7 mostra una coerenza maggiore delle quattro basi di misura. Nonostante ciò il risultato è affetto da un errore di 0,26 N/mm² in eccesso (21%). Non avendo altre prove a disposizione con lo stesso livello di compressione è difficile trovare le cause di tale errore.

Tabella 4.4 Misure eseguite durante la prova SFJ-M2 a 1,20 N/mm².

Tensione [N/mm ²]	Base 1 [µm]	Base 2 [µm]	Base 3 [µm]	Base 3 [µm]
0,01	151	202	178	148
0,17	143	188	168	142
0,25	138	178	161	136
0,44	121	150	137	112
0,57	110	133	122	101
0,70	98	114	105	88
0,81	88	99	90	79
0,91	79	86	79	69
1,02	66	71	66	59
1,24	39	35	34	33
1,39	20	12	11	9
1,47	6	-3	-5	-5
1,51	-1	-9	-11	-10

Tabella 4.5 Elaborazione delle tensioni di ripristino per il test SFJ-M2.

	Base 1	Base 2	Base 3	Base 4	Media	Reale	Errore
Tensione [N/mm ²]	1,51	1,44	1,44	1,44	1,46	1,20	+0,26 (21%)

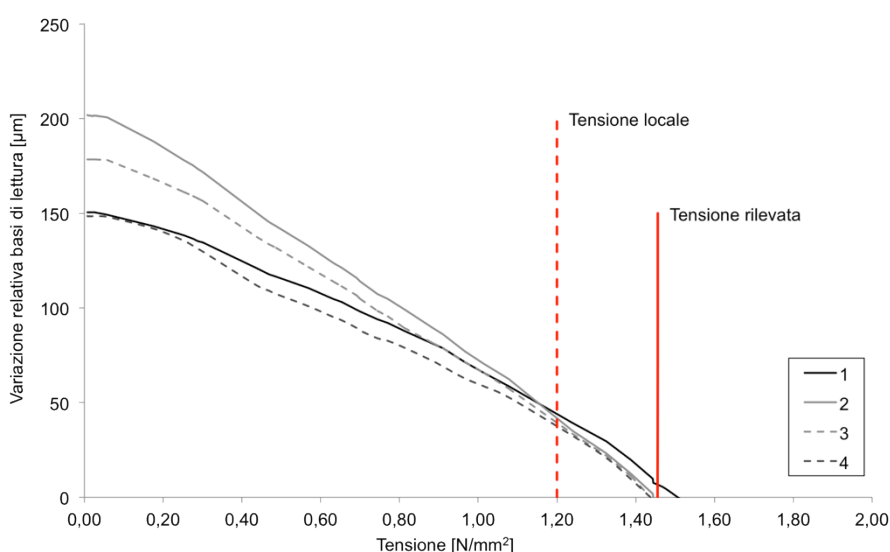


Figura 4.7 Rappresentazione grafica della prova SFJ-M2.

4.2.1.2 Muratura in pietra a tre paramenti

La prova è stata realizzata con le stesse procedure utilizzate in sito. Si è posta particolare cura nella scelta della posizione dove eseguire il taglio per evitare pietre con dimensioni superiori a quelle del martinetto piatto. Si sono cercate zone con tessitura omogenea in modo da evitare la concentrazione di tensioni localizzate. In entrambe le prove il taglio non è stato eseguito nei giunti di malta come avviene nella muratura in mattoni ma in concomitanza di una pietra (Figura 4.8 b). Per la misura delle deformazioni indotte dall'esecuzione del taglio sono stati applicati quattro trasduttori di spostamento potenziometrico e due coppie di punti di misura per il comparatore millesimale nella prova SFJ-P1, quattro trasduttori nella prova SFJ-P2 e SFJ-P3 e 3 traduttori di spostamento e 4 coppie di punti per il comparatore nella prova SFJ-P4.

In Tabella 4.6 sono riassunti i risultati delle quattro prove eseguite. Si nota come l'errore nella stima dello stato di tensione nella muratura in tutti i casi sia elevato, ben oltre a quello determinato con la prova sulla muratura in mattoni.

Tabella 4.6 Risultati delle prove di martinetto piatto singolo elaborate sulla base dei trasduttori di spostamento.

Test	Tensione applicata [N/mm ²]	K _a	Tensione di ripristino [N/mm ²]				Media	Errore	
			Base 1	Base 2	Base 3	Base 4		[N/mm ²]	[%]
SFJ-P1	0,50	0,91	0,92	0,88	0,93	1,02	0,94	+0,44	+88%
SFJ-P2	1,00	0,89	2,26	2,53	2,20	2,42	2,35	+1,35	+135%
SFJ-P3	0,50	0,52	-	-	1,02	0,90	0,96	+0,46	+92%
SFJ-P4	1,00	0,91	1,44	1,44	1,49	-	1,45	+0,45	+45%
SFJ-P5	0,50	0,90	0,37	0,39	(0,72)	(0,04)	0,38	-0,12	-24%

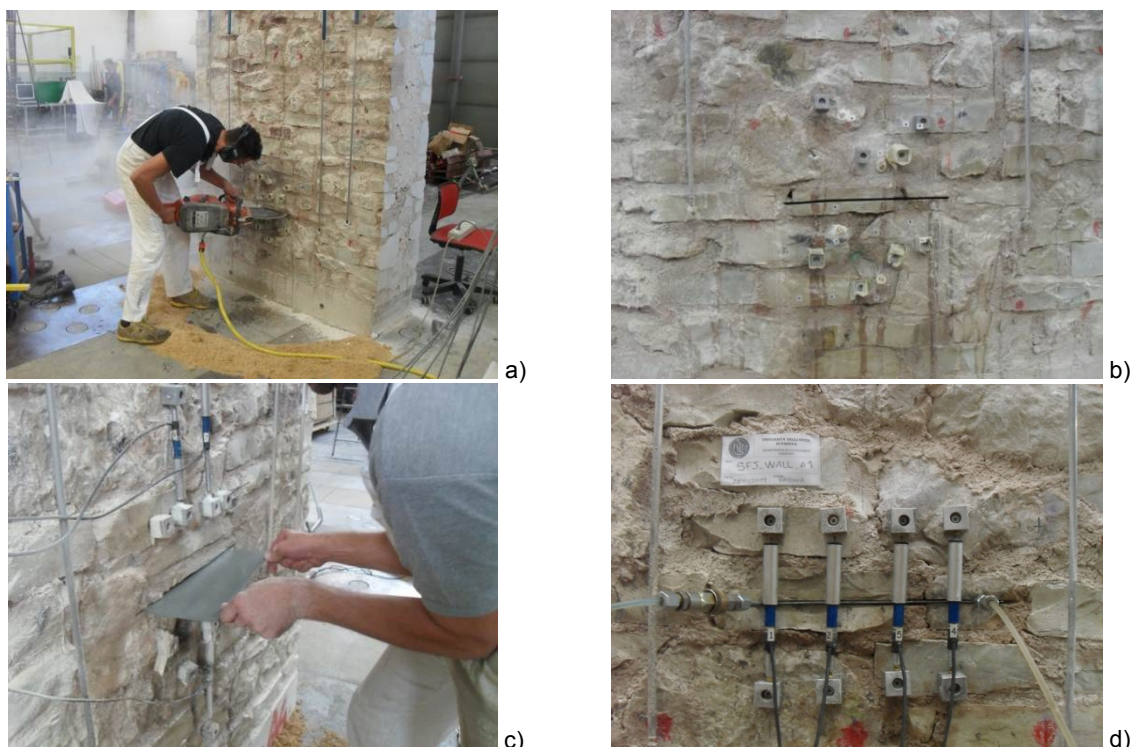


Figura 4.8 Fasi operative: esecuzione del taglio (a), vista prima dell'inserimento del martinetto (b), inserimento del martinetto piatto (c), posizionamento dei trasduttori e collegamento del martinetto (d).

La tensione calcolata considera la sezione muraria come omogenea e quindi la forza applicata uniformemente distribuita. In questo caso i differenti moduli elastici tra i paramenti esterni e nucleo interno generano due diverse tensioni all'interno dei materiali. Altro fattore che può aver influenzato nei pannelli consolidati la distribuzione delle tensioni è la non completa saturazione del nucleo in sommità del pannello. Il cordolo in calcestruzzo armato appoggia prevalentemente sui paramenti esterni e non è possibile stimare la redistribuzione della tensione di compressione verticalmente. Nella prova *SFJ-P4* sul muro A6 iniettato per omogeneizzare la sezione muraria si sono eseguiti alcuni cicli di carico-scarico del pannello riuscendo a dimezzare l'errore rispetto alle due prove eseguite sul muro A4 anch'esso iniettato.

La stima della tensione effettivamente agente sul paramento esterno è difficilmente quantificabile vista la variabilità della spessore (8÷20 cm) e che localmente può subire incrementi notevoli dovuti a pietre di spessore ridotto.

Ipotizzando una sezione con paramenti esterni di spessore 16 cm e nucleo interno di 18 cm e una distribuzione delle tensioni che consideri il nucleo interno praticamente scarico (0,1 N/mm²) si ottiene una tensione sui paramenti esterni pari a 0,72 N/mm² nel caso sia stata applicata una tensione uniforme di 0,5 N/mm² e di 1,50 N/mm² nel caso di una tensione applicata di 1,0 N/mm². Tale ipotesi, pur riducendo la differenza tra tensione calcolata e quella misurata, non riesce a giustificare completamente l'errore ottenuto.

Nel caso della prova *SFJ-P3* eseguita su muratura non iniettata la prova ha evidenziato questa problematica. Non trovando adeguato contrasto nel nucleo il martinetto si è dilatato internamente impedendo l'estrazione alla fine della prova. La dilatazione ha altresì provocato delle rotazioni di una delle due pietre su cui è stato inserito il martinetto rendendo inutilizzabili due trasduttori per la definizione della tensione di ripristino (Figura 4.10 c). Per determinare la costante d'area della prova *SFJ-P3* è stato necessario demolire la porzione di muratura nell'intorno del martinetto per poterlo estrarre. Sul calco impresso sul martinetto dal paramento esterno si è ricavata l'area di martinetto effettivamente usata per ripristinare la pressione sulla superficie della muratura (Figura 4.9).

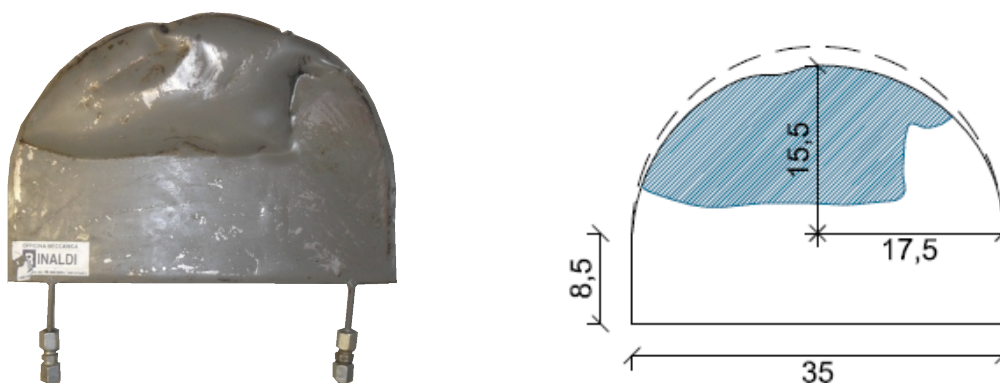


Figura 4.9 Martinetto estratto dal muro A1 dopo la prova *SFJ-P3* (a) con la valutazione dell'area agente (b)

Analizzando l'andamento delle deformazioni sulle basi di misura si nota come l'andamento di tutte le altre prove sia molto regolare e come le letture delle basi di misura con trasduttori di spostamento coincidano con quelle eseguite manualmente con il comparatore (Figura 4.10 a e d). Nel caso della prova *SFJ-P1* la misura con trasduttori e comparatori è avvenuta in due diversi cicli di carico per evitare iterazioni dell'operatore sulla strumentazione. La comparazione risulta meno efficace soprattutto per la base 2*.

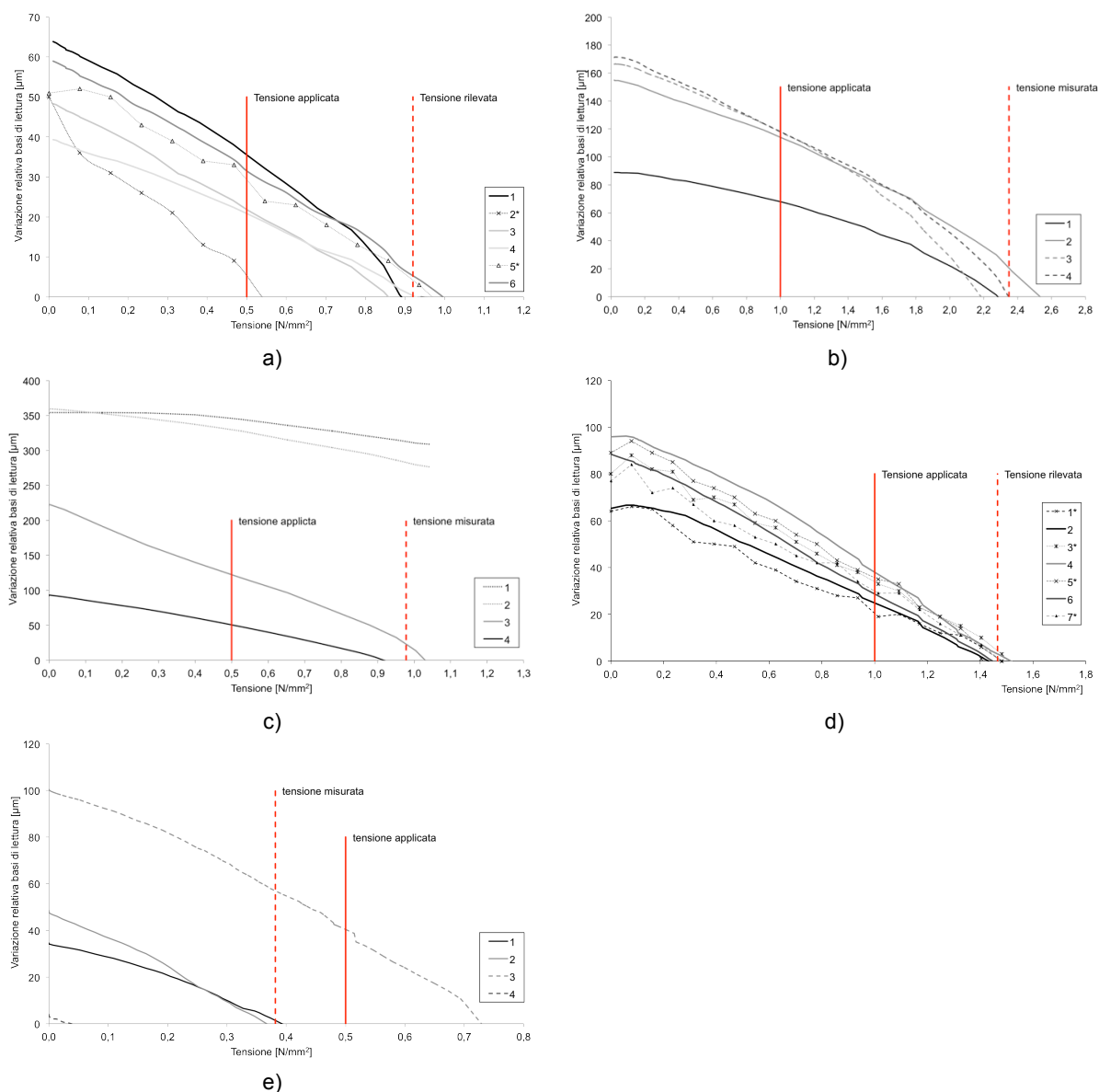


Figura 4.10 Restituzione grafica delle prove di martinetto piatto singolo su muratura in pietra a tre paramenti, SFJ-P1 muro A4 (a), SFJ-P2 muro A4 (b), SFJ-P3 muro A1 (c), SFJ-P4 muro A6 (d), SFJ-P5 muro A3.

4.2.2 Martinetto piatto doppio

4.2.2.1 Muratura in mattoni

Le prove di martinetto piatto doppio sono state eseguite con gli stessi livelli di compressione utilizzati per la prova di martinetto piatto singolo.

Nella prova DFJ-M1, eseguita a seguito della prova di martinetto singolo SFJ-M1, ha una tensione di compressione applicata pari a $0,30 \text{ N/mm}^2$. Al raggiungimento della tensione prevista il sistema di prova è stato impostato per il controllo di posizione per garantire il confinamento necessario per proseguire la prova oltre lo stato di tensione imposto.

La pressione nel martinetto è stata aumentata ciclicamente a vari livelli. In Figura 4.11 a) è riportato il diagramma tensione deformazione delle sei basi di misura posizionate nella zona compressa dai martinetti. Dall'involuppo dei cicli è possibile ottenere il modulo elastico della muratura. In Tabella 4.7 sono riportati i moduli elastici tangenti ai diversi livelli di tensione

indagati. Si nota una rapida diminuzione della rigidezza iniziale per poi stabilizzarsi a valori tipici per una muratura in mattoni.

Tabella 4.7 Prova DFJ-M1 Modulo elastico tangente.

Intervallo tensione [N/mm ²]	Modulo Elastico Tangente [N/mm ²]
0,00÷1,00	6780
1,00÷2,00	2900
2,00÷3,00	2150
3,00÷4,00	1850
4,00÷5,00	1850
5,00÷6,00	2200
6,00÷6,70	2050

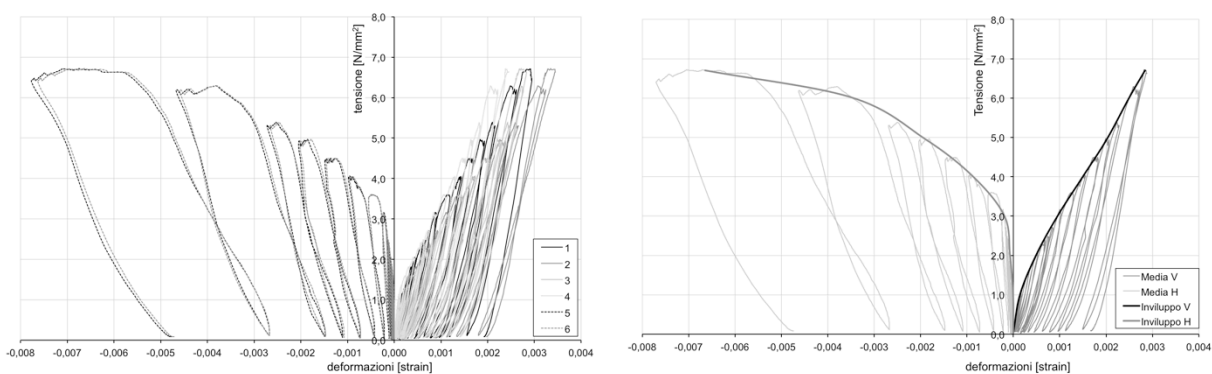
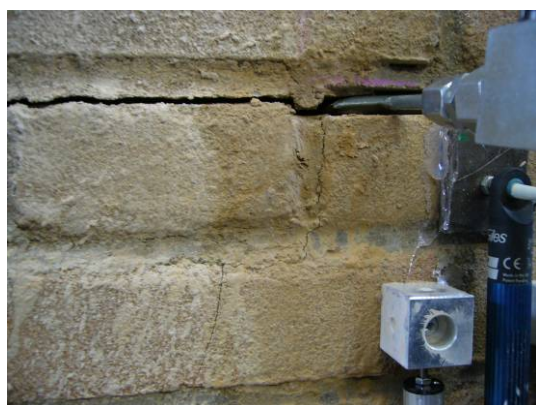


Figura 4.11 Diagrammi tensione deformazione della prova DFJ-M1, tutte le basi di misura (a), gli inviluppi della media delle basi (b).

Osservando il quadro fessurativo e le lesioni di Figura 4.12 è possibile notare l'apertura di una profonda lesione su tutta la lunghezza nella parte alta del pannello dovuta al rigonfiamento del martinetto sul muro con carico verticale basso. Tra i martinetti le lesioni si sono sviluppate principalmente in direzione verticale oltre alle lesioni oblique nei punti di discontinuità generati dal taglio del muro dove il martinetto applica la pressione.



a)



b)

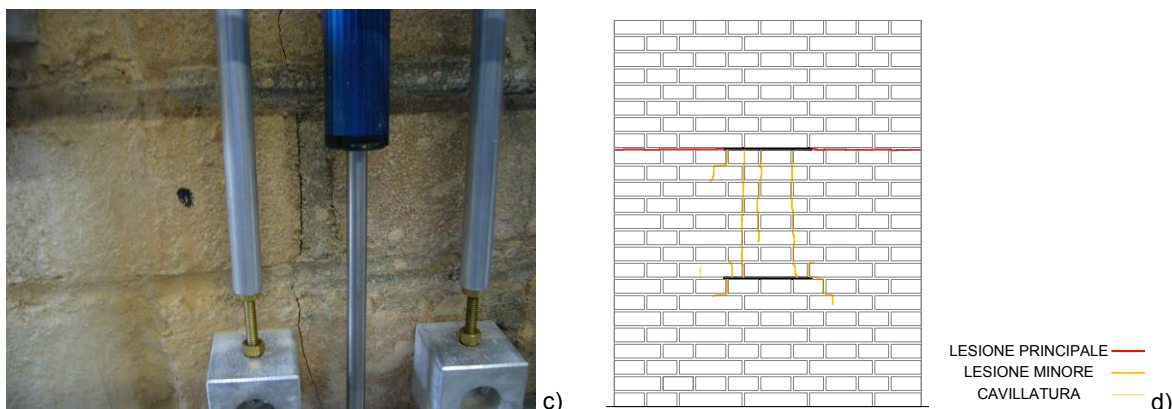


Figura 4.12 Prova DFJ1 lesioni alla tensione massima, sollevamento della parte superiore del muro (a), fessure nei mattoni esterni alla zona testata (b), lesioni verticali sui mattoni e giunti (c), quadro fessurativo (d)

La prova DFJ-M2 è stata eseguita sul pannello caricato a $1,2 \text{ N/mm}^2$. Anche in questo caso il sistema di carico è stato posto in controllo di spostamento per garantire il contrasto durante l'applicazione delle tensioni superiori a quella imposta.

La prova presenta risultati simili a quelli visti nel caso precedente.

Il maggior contrasto offerto dal carico verticale ha ridotto l'entità della lesione longitudinale allineata con il martinetto superiore. Il carico più elevato ha però generato lesioni anche alle estremità superiore e inferiore del pannello a dimostrazione della ridotta diffusione della tensione nelle zone esterne a quella confinata dai martinetti (Figura 4.14). La rigidità nelle fasi iniziali di prova si è ridotta meno di quanto visto nella prova DFJ-M1 per poi assestarsi sugli stessi valori (Tabella 4.8).

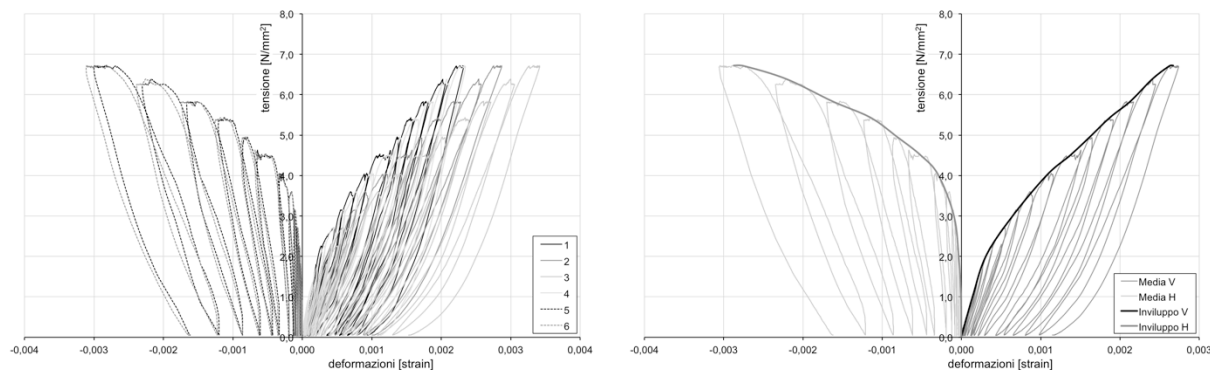


Figura 4.13 Diagrammi tensione deformazione della prova DFJ-M2, tutte le basi di misura (a), gli involuipi della media delle basi (b).

Tabella 4.8 Prova DFJ-M2 Modulo elastico tangente.

Intervallo tensione $[\text{N/mm}^2]$	Modulo Elastico Tangente $[\text{N/mm}^2]$
0,00÷1,00	7050
1,00÷2,00	5900
2,00÷3,00	2950
3,00÷4,00	2350
4,00÷5,00	1850
5,00÷6,00	1550
6,00÷6,70	1500

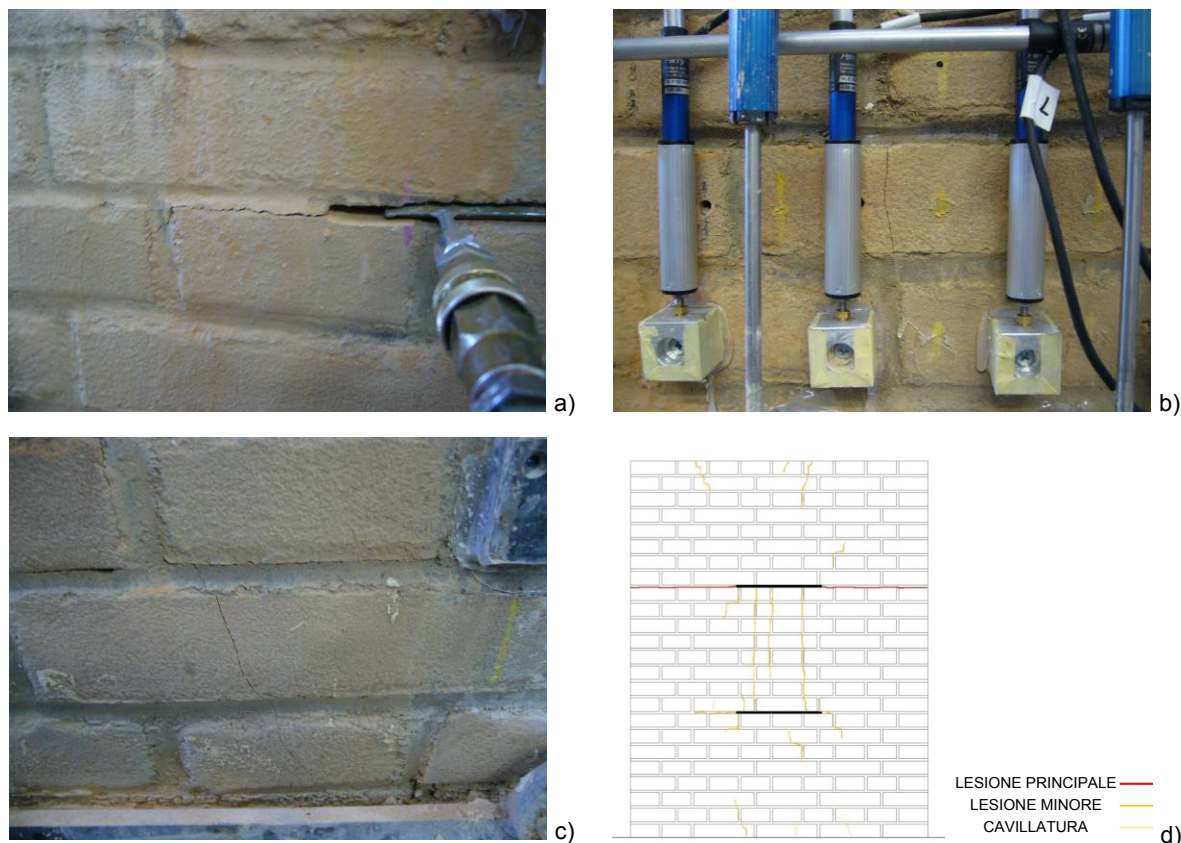


Figura 4.14 Prova DFJ-M2 lesioni alla tensione massima, sollevamento della parte superiore del muro (a), fessure su mattoni interni (b) ed esterni all'area di prova (c), quadro fessurativo (d)

4.2.2.2 Confronto martinetto piatto doppio e compressione monoassiale

Per poter validare la prova di martinetto piatto doppio sono stati testati a compressione monoassiale tre pannelli di muratura. La resistenza media a compressione della muratura è risultata pari a $10,6 \text{ N/mm}^2$ ben più alta di quella raggiungibile con i martinetti piatti limitata dalle caratteristiche del martinetto.

In Figura 4.15 è riportato il diagramma tensione deformazione delle tre prove con la media degli strumenti verticali (deformazioni positive) e orizzontali (deformazioni negative).

Nelle Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.18 sono riportati i quadri fessurativi e immagini significative delle modalità di rottura dei campioni.

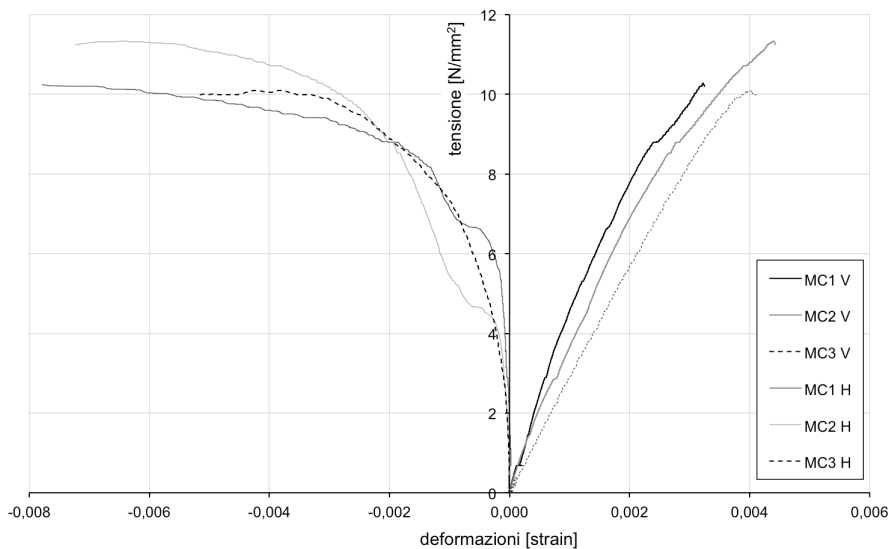


Figura 4.15 Diagrammi tensione deformazione delle prove di compressione monoassiale.

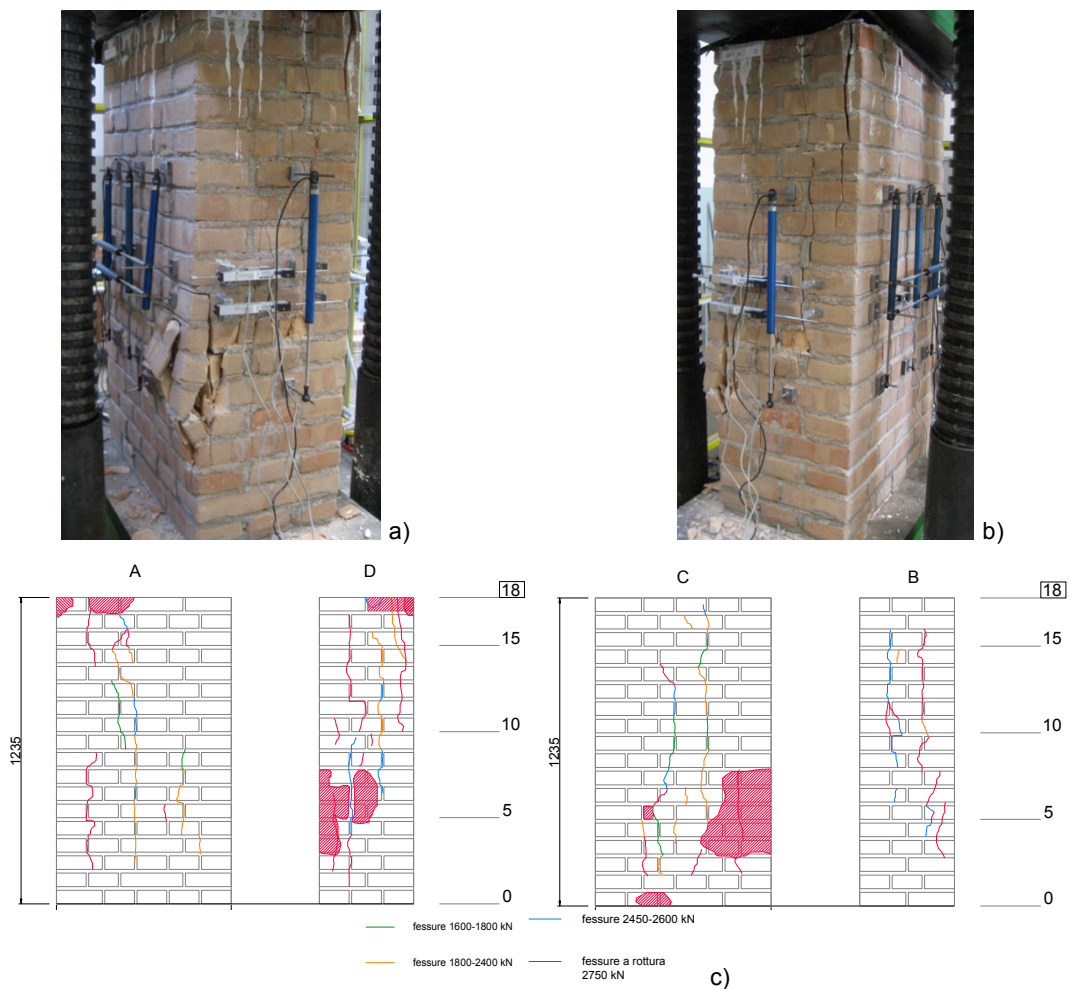


Figura 4.16 Prova MC1 lesioni dopo la rottura con danno agli spigoli (a e b), quadro fessurativo (c).

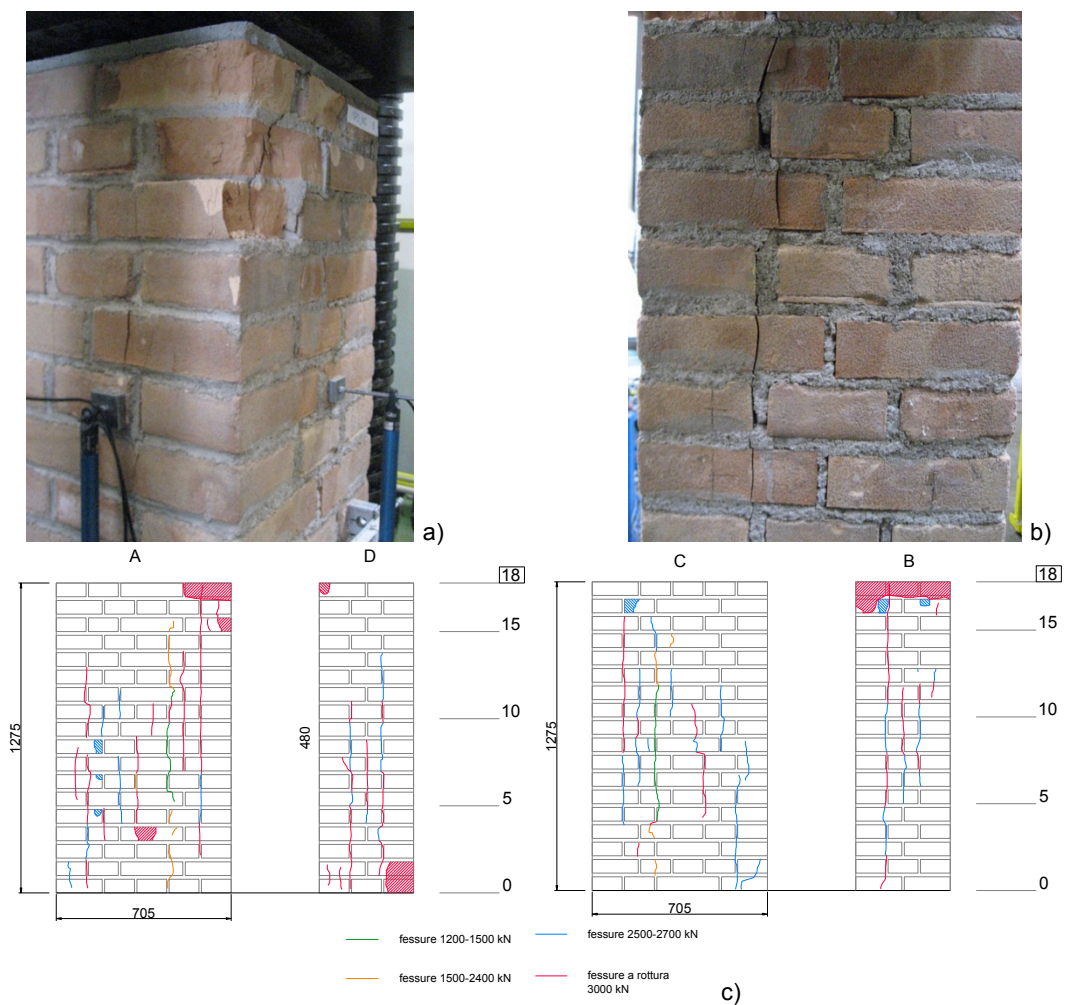
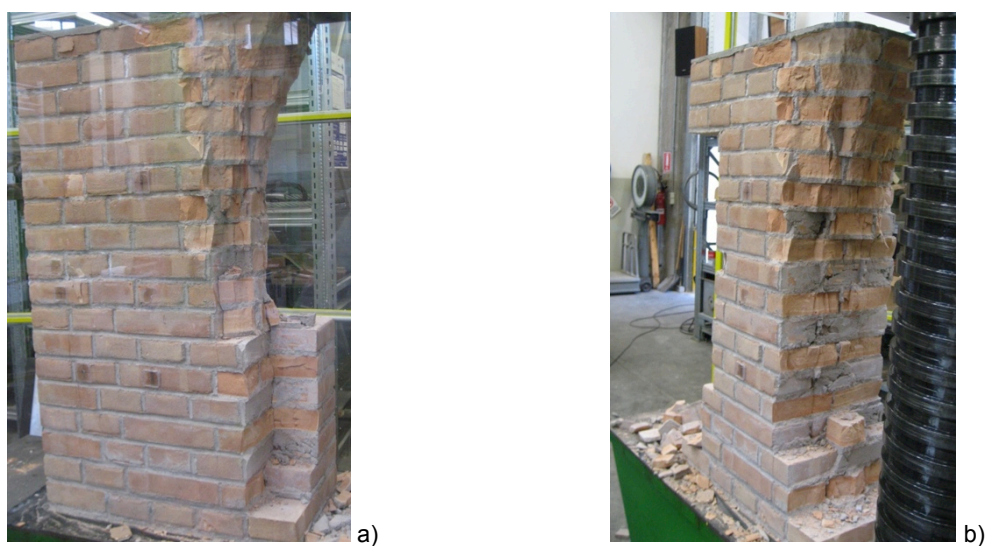


Figura 4.17 Prova MC2 lesioni dopo la rottura con concertazione del danno agli spigoli (a) e lesioni allineate sui giunti verticali (b), quadro fessurativo (c).



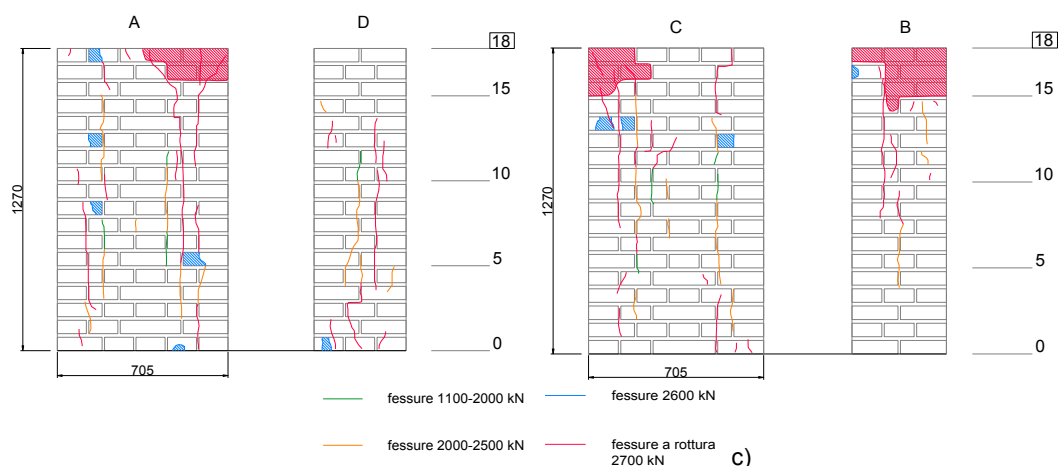


Figura 4.18 Prova MC3 lesioni dopo la rottura con effetto del confinamento delle piastre della pressa (a) e lesioni allineate sui giunti verticali (b), quadro fessurativo (c).

Sulla base dei risultati raccolti è possibile quindi confrontare i valori del modulo elastico ottenuti con la prova di martinetto piatto doppio e con la prova di compressione monoassiale mediata sui tre campioni testati.

Si nota come la prova di martinetto piatto sovrastimi la rigidezza per livelli di tensione inferiori a $1\div 2 \text{ N/mm}^2$. Per tensioni superiori, la rigidezza ricavata con i martinetti è sempre inferiore con un intervallo di errore pari a $31\div 56\%$. Considerato che abitualmente la prova di martinetto piatto in sito non raggiunge valori di pressione così elevati come quelli raggiunti in laboratorio si può concludere che per le tensioni indagate abitualmente dell'ordine di $1\div 2 \text{ N/mm}^2$ l'errore sia compreso tra $9\div 41\%$.

Tabella 4.9 Modulo elastico tangente ottenuto con i martinetti piatti e la prova di compressione.

Intervallo tensione [N/mm^2]	MC	DFJ-M1		DFJ-M2	
	E_{Tan} [N/mm^2]	E_{Tan} [N/mm^2]	Errore	E_{Tan} [N/mm^2]	Errore
0,00÷1,00	6200	6780	9%	7050	13%
1,00÷2,00	4850	2900	-41%	5900	21%
2,00÷3,00	4900	2150	-56%	2950	-40%
3,00÷4,00	3550	1850	-48%	2350	-34%
4,00÷5,00	3300	1850	-44%	1850	-44%
5,00÷6,00	3200	2200	-31%	1550	-51%
6,00÷6,70	2800	2050	-28%	1500	-47%

In Figura 4.19 a) sono riportati i diagrammi tensione deformazione di tutte le prove eseguite in questa campagna prove e in Figura 4.19 b) l'andamento del valore del modulo elastico tangente ai vari livelli di tensione.

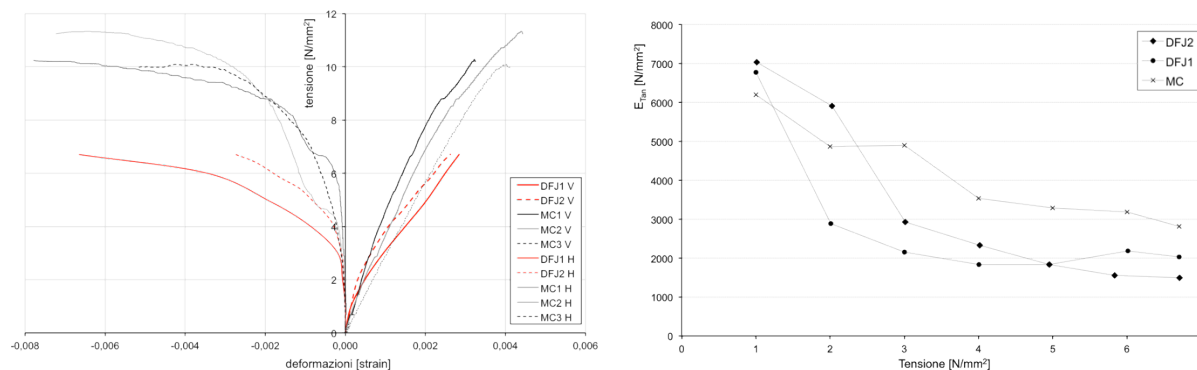


Figura 4.19 Diagramma tensione deformazione delle prove di martinetto piatto doppio e di compressione monoassiale.

I risultati offerti dalla prova di martinetto piatto sono quindi comparabili con quelli offerti dalle prove abitualmente effettuate in laboratorio. Pur essendo affette da un errore di circa il 40% esse permettono di valutare la consistenza della muratura altrimenti incognita.

4.2.2.3 Muratura in pietra a tre paramenti

Le prove di martinetto piatto doppi sono state realizzate solo sui campioni consolidati dopo i risultati ottenuti dalla prova SFJ-P3 sulla muratura non iniettata. In questo caso sono stati messi a confronto il sistema di misura tradizionale con trasduttori di spostamento e un sistema d'identificazione ottica sviluppato dal personale del Politecnico di Milano (Figura 4.20). Tale sistema permette in tempo reale di monitorare un numero elevato di marker. Quest'ultime sono dei punti neri su sfondo bianco che il software di acquisizione riesce a rilevare e seguire durante l'evoluzione della prova. Il grosso vantaggio offerto da questo sistema è la possibilità di monitorare la zona di muratura compressa senza l'applicazione di strumenti, operazione spesso difficile a causa dell'irregolarità della muratura. Fornendo l'evoluzione temporale del vettore di spostamento dei singoli marker il programma permette a posteriori di elaborare le deformazioni tra qualsiasi coppia di punti scelti. Le limitazioni sono legate alle riprese fotografiche necessarie per l'esecuzione della misura. Le condizioni di polvere e scarsa luminosità che spesso si riscontrano in sito possono rendere meno precisa l'identificazione delle marker da parte del programma.

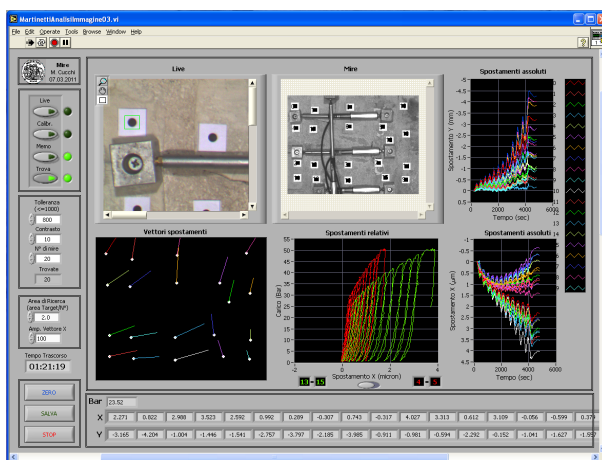
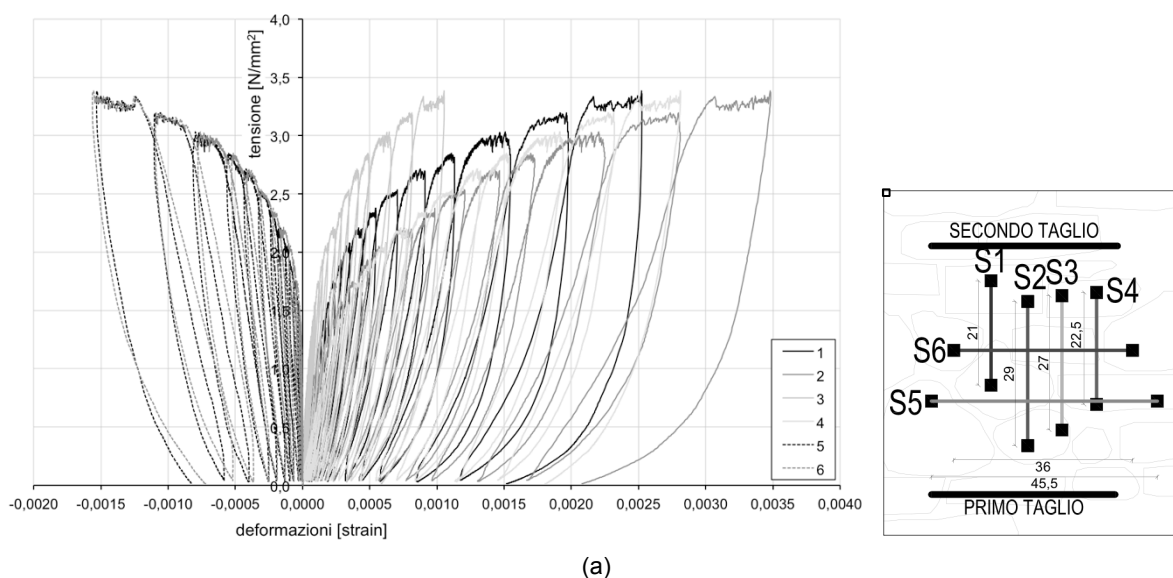


Figura 4.20 Schermata del sistema di acquisizione ottica.



Figura 4.21 Realizzazione del secondo taglio per la prova di martinetto piatto doppio (a) e strumentazione installata (b).

Analizzando i diagrammi tensione deformazione delle diverse basi di misura acquisite con il sistema tradizionale a trasduttori di spostamento si nota come non venga rispettato l'andamento ideale che vuole le basi centrali maggiormente caricate di quelle esterne. La muratura in pietra anche se realizzata con corsi sub-orizzontali presenta differente deformabilità da punto a punto. Nel caso della prova DFJ-P2 (Figura 4.22 b) si nota come la base di misura 1 se pur applicata in una zona con pietre di piccola dimensione presenti un comportamento incrudente molto diverso dalle altre due basi. In Figura 4.23 e Figura 4.24 sono rappresentati gli involuipi dei cicli di carico e le pendenze dei rami di scarico per le rispettive prove DFJ-P1 e DFJ-P2.



(a)

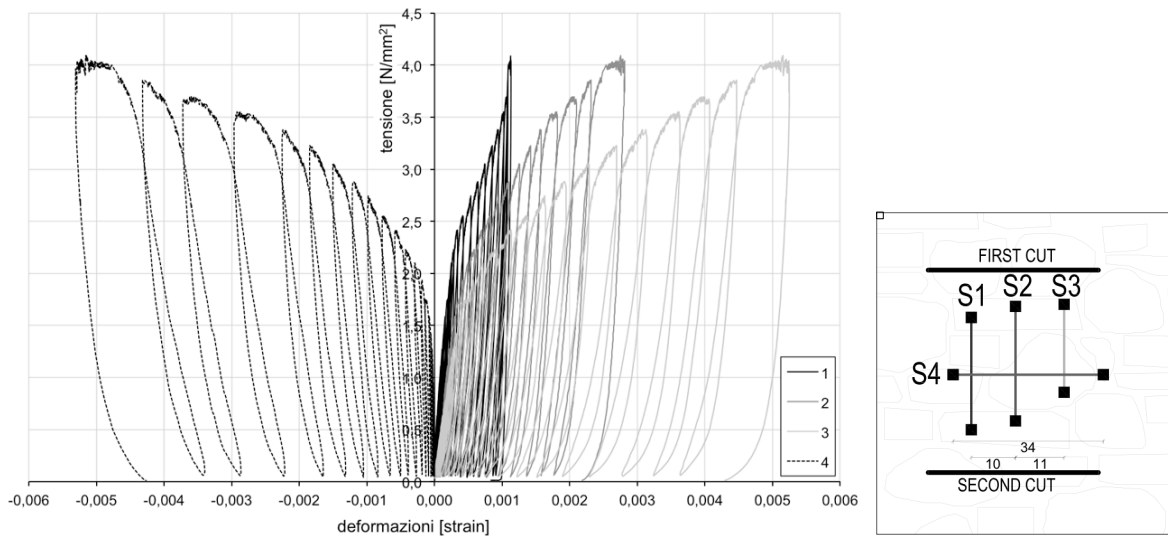


Figura 4.22 Diagramma tensione deformazione della prova DFJ-P1 (a) e DFJ-P2 (b).

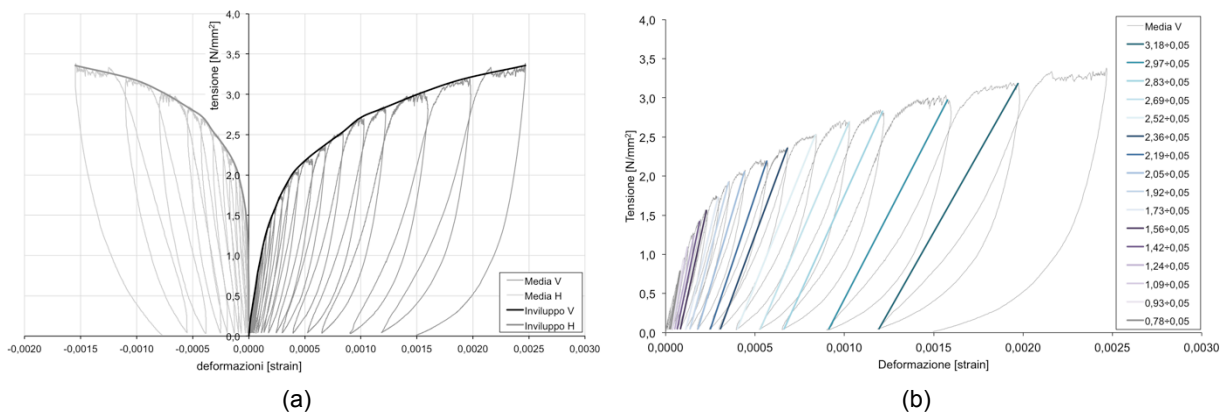


Figura 4.23 Prova DFJ-P1, diagrammi tensione deformazione con involucro dei cicli (a) e valutazione della rigidità nei rami di scarico (b).

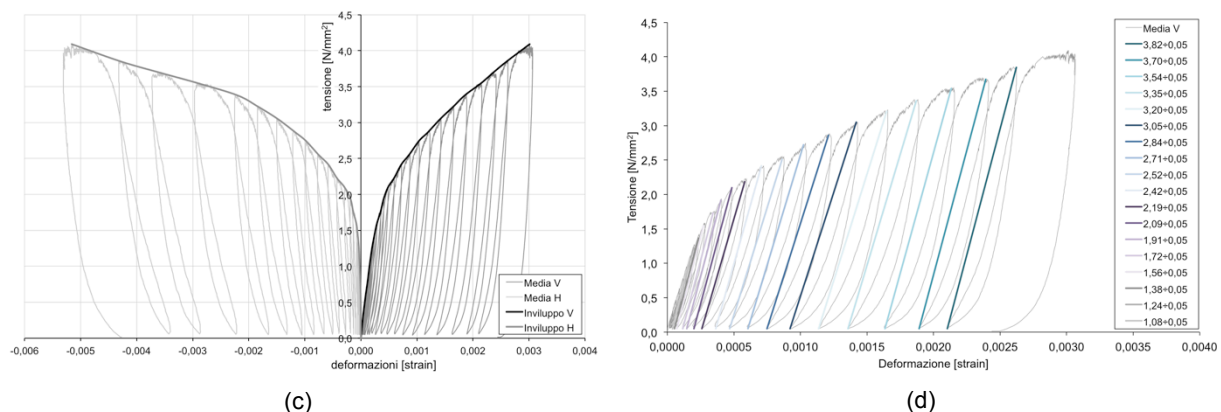


Figura 4.24 Prova DFJ-P2, diagrammi tensione deformazione con involucro dei cicli (a) e valutazione della rigidità nei rami di scarico (b).

Sovrapponendo in un unico diagramma gli involucri dei digrammi tensione deformazione si vede come tra le due prove per tensioni fino a 2 N/mm² i valori siano simili. Analizzando i

valori dei moduli elastici calcolati sulla tangente dell'involuppo e secante ai rami di scarico si nota una maggiore somiglianza tra i moduli elastici tangenti.

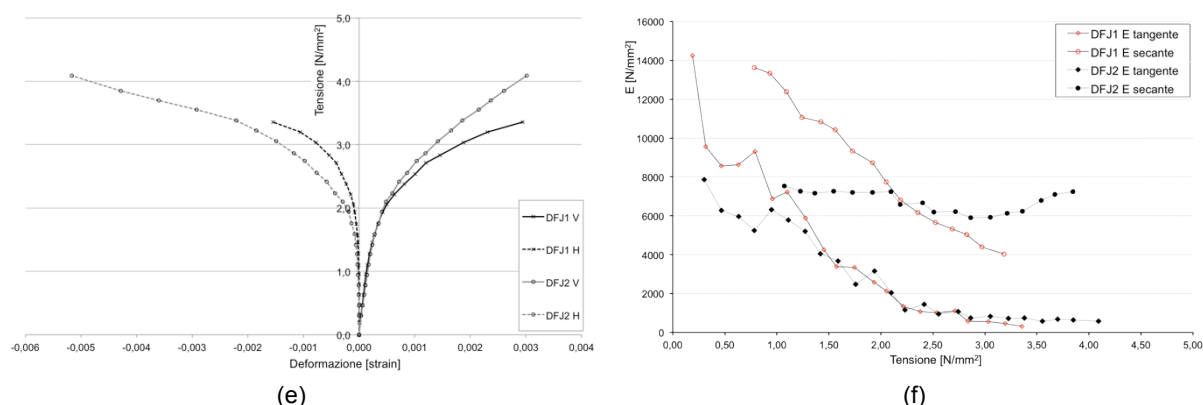


Figura 4.25 Sovrapposizione dell'involuppo dei cicli per le due prove di martinetto piatto doppio (a) e variazione della rigidità (b).

In Tabella 4.10 sono riportati i risultati delle due prove eseguite in relazione alle compressioni monoassiali presentate nel § 5.2.2 per i muri in scala reale consolidati (B4, B5 e B6). La tensione massima ottenuta con i martinetti piatti doppi risulta nell'intervallo di variabilità di prove sulla muratura in pietra. Non risulta corretta la tensione di prima fessurazione che risente delle condizioni al contorno. Nelle prove di compressione monoassiale la snellezza della muratura influenza notevolmente questo parametro. Anche i moduli elastici valutati tra 30÷60% della tensione massima risultano comparabili.

Per completezza sono stati inseriti anche i dati delle prove eseguite sui pannelli a paramento singolo. In Figura 4.27 si vede come i muri F abbiano una resistenza e rigidità più elevata di quella ottenuta dalle compressioni monoassiale e dai martinetti.

Tabella 4.10 Riassunto dei parametri meccanici ottenuti da prove di martinetto piatto doppio e compressione monoassiale.

Campione	Tipo di prova	Tipo campione	Tensione locale [N/mm ²]	σ_{max} [N/mm ²]	$\sigma_{1,cr}$ [N/mm ²]	$\sigma_{1,cr}$ [%]	$E_{30-60\%}$ [N/mm ²]
A4	Martinetto piatto doppio	R 1:1	1,0	3,38	3,03	90	3000
A6			1,0	4,09	2,85	70	2200
B4	Compressione monoassiale	R 1:1	-	3,72	2,00	54	2400
B5			-	4,88	2,08	43	3650
B6*			-	4,23	0,69	16	3450
F1	Compressione monoassiale	SL 1:1	-	5,78	2,77	48	2550
F2			-	6,70	2,58	39	2300
F3			-	6,98	2,87	41	3700
F4*			-	6,50	1,23	19	1800

*Prove eseguite in modalità monotona

Si può concludere che la prova di martinetto piatto doppio identifichi correttamente i parametri meccanici della muratura in pietra a tre paramenti.

In Figura 4.26 sono riportati i quadri fessurativi al termine delle prove di martinetto piatto doppio sui muri A4 e A6. In quest'ultimo pannello la tensione è stata aumentata non solo fino alla rottura della muratura nella zona tra i due martinetti ma ha interessato l'intero pannello con una lesione verticale a tutta altezza.

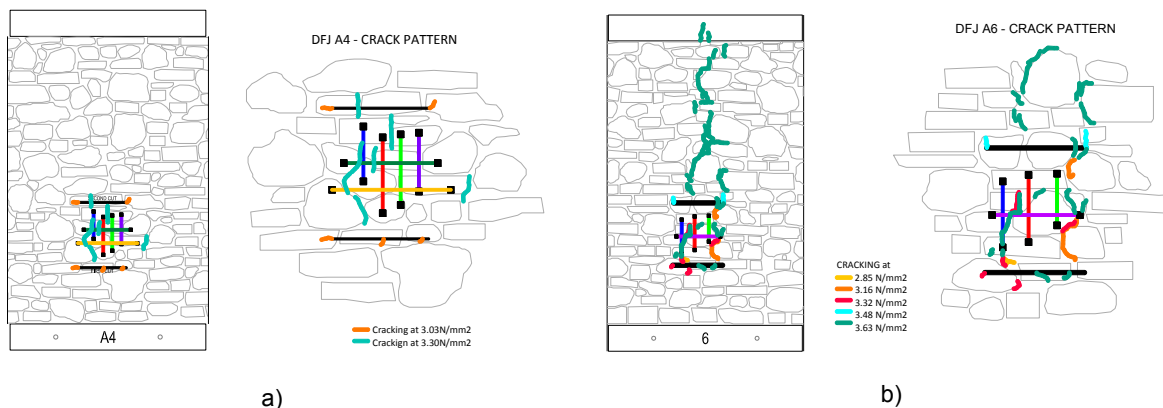


Figura 4.26 Quadro fessurativo sui campioni testati con martinetto piatto doppio, muro A4 prova DFJ-P1 (a), muro A6 prova DFJ-P2 (b).

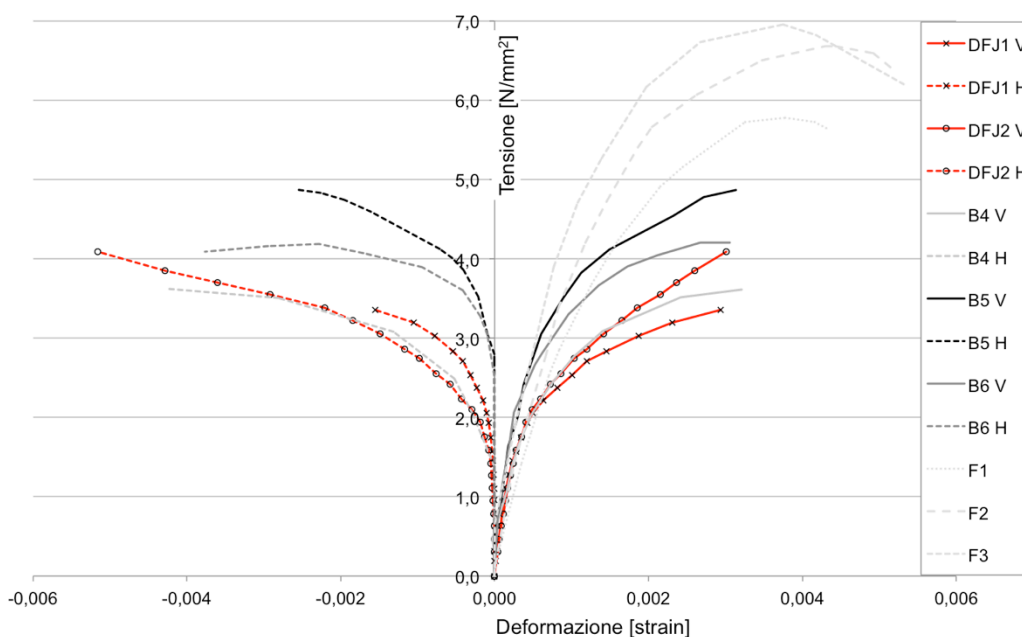


Figura 4.27 Curve tensione deformazione ottenute dall'involuppo dei cicli nelle prove di martinetto doppio e dalle prove di compressione monoassiale dei muri B in scala reale e dei muri F a paramento singolo

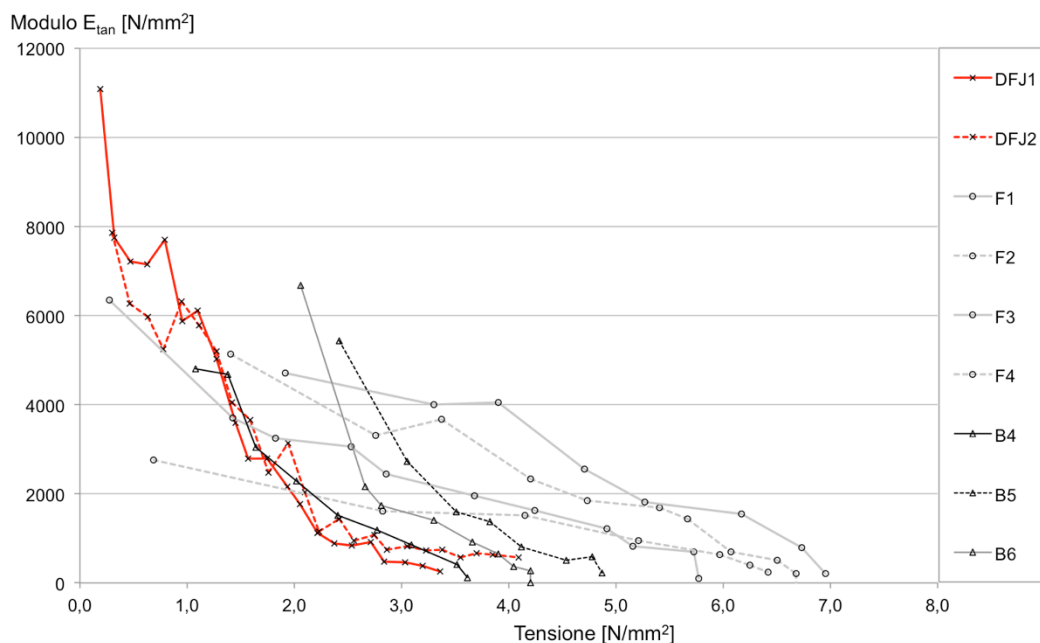


Figura 4.28 Andamento del modulo elastico tangente nelle varie prove eseguite.

Confrontando le misure realizzate con i trasduttori di spostamento con quelle ottenute con il sistema di misura a marker si può notare come i risultati ottenuti siano sostanzialmente gli stessi e quindi ai fini della determinazione del modulo elastico tangente o secante i due sistemi sono equivalenti (Figura 4.29). Il sistema ottico offre ulteriori informazioni sul comportamento della muratura compresa tra i due martinetti, in Figura 4.30 è riportata l'evoluzione degli spostamenti opportunamente amplificati rilevati con il sistema ottico. Si nota come nei punti di sinistra vi sia una maggior tendenza a deformare orizzontalmente e come durante la prova il comportamento dei punti superiori abbia modificato l'orientamento del vettore deformazione.

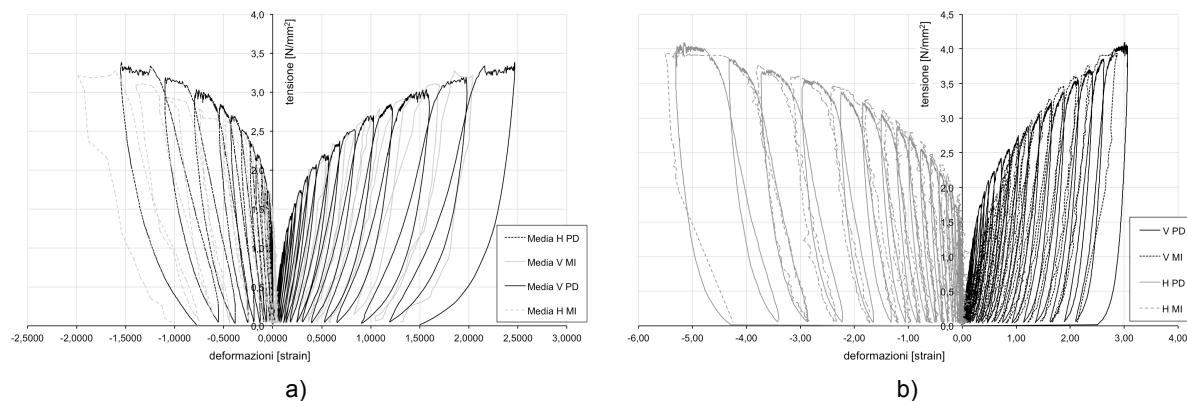


Figura 4.29 Confronto tra le deformazioni medie verticali ricavate con la misura tradizionale (PD) e quella ottica (MI) per la prova DFJ-P1 (a) e DFJ-P2 (b).



Figura 4.30 Rappresentazione degli spostamenti rilevati con l'acquisizione ottica nella prova DFJ-P2 su muro A6.

Analizzando le deformazioni rilevate con i trasduttori di spostamento posti nella porzione di muratura sopra il secondo martinetto piatto è possibile valutare la possibile distribuzione delle tensioni partendo dall'ipotesi che il materiale sia omogeneo. Tale ipotesi risulta valida per la prova DFJ-P1 dove la distribuzione delle pietre è più regolare, nella DFJ-P2 la presenza di pietre di dimensioni maggiori rende la deformabilità locale più variabile. Osservando le deformazione si osserva come a distanze verticali superiori ad 1 m dal martinetto superiore la perturbazione generata dall'esecuzione del test sia praticamente nulla, lo stesso si osserva in orizzontale per distanze superiori ai 40÷50 cm.

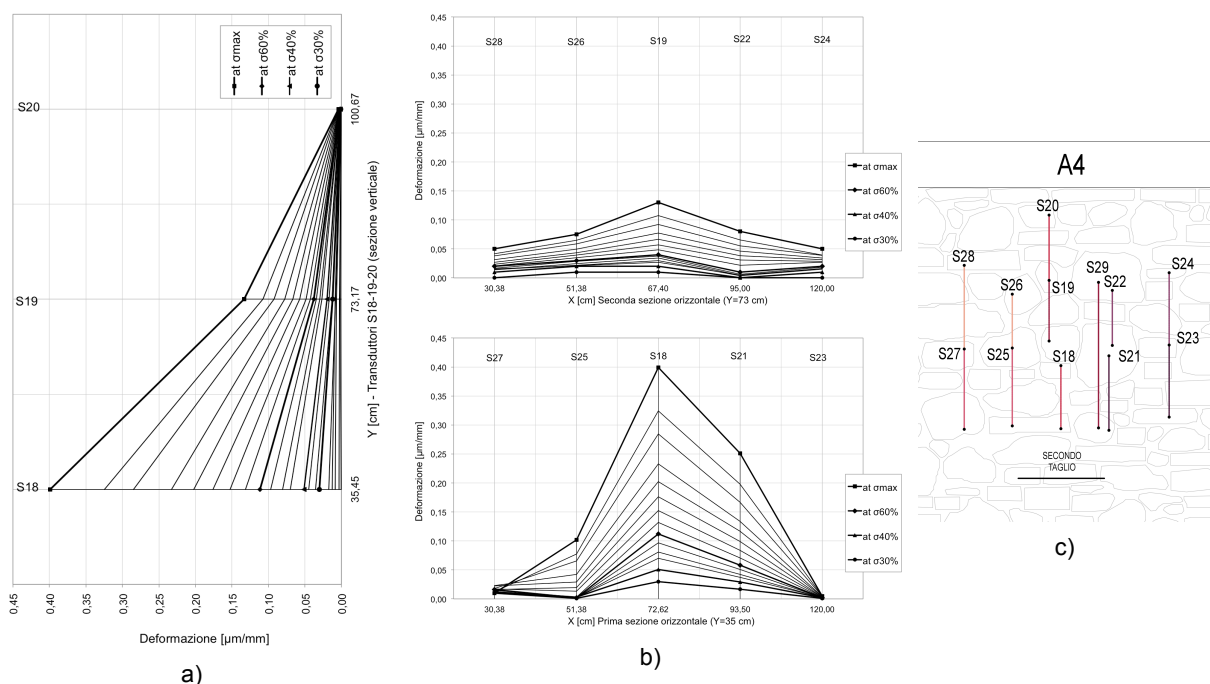


Figura 4.31 Prova DFJ-P1 distribuzione delle tensioni sopra il secondo martinetto piatto, sezione verticale (a) prima e seconda sezione orizzontale (b) e disposizione dei trasduttori (c).

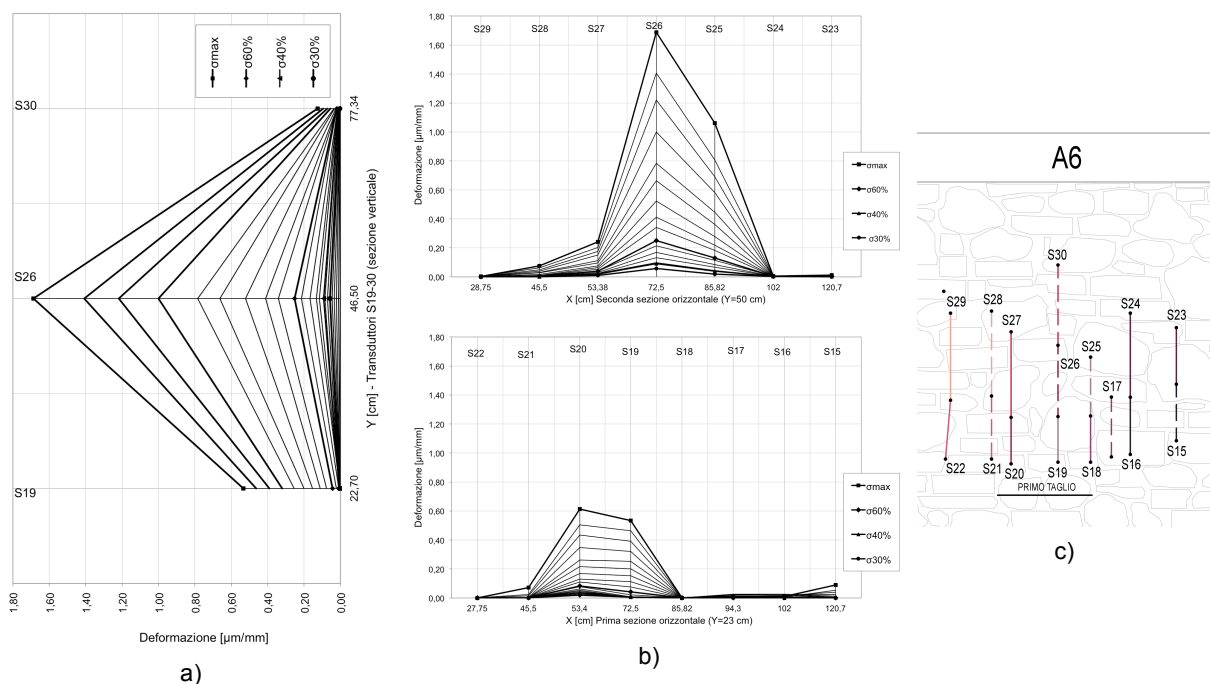


Figura 4.32 Prova DFJ-P2 distribuzione delle tensioni sopra il secondo martinetto piatto, sezione verticale (a) prima e seconda sezione orizzontale (b) e disposizione dei trasduttori (c).

4.3 Calibrazione prova diagonale

I pannelli utilizzati per la calibrazione dei martinetti piatti danneggiati localmente in modo limitato sono stati impiegati anche per la calibrazione della prova diagonale confinata come

descritta nel paragrafo §3.10. Sono state ricavate le due superfici di applicazione del carico con l'ausilio di mototroncatrice e successiva regolarizzazione con malta a presa rapida. Per l'esecuzione del test sono stati utilizzati tre martinetti idraulici con portata nominale di 45 t ciascuno. Per la misura delle deformazioni, su uno dei due lati è stato utilizzato lo schema impiegato nelle prove di compressione e taglio, ovvero sei trasduttori di spostamento applicati secondo i lati e le diagonali di un quadrato (lato 75 cm). Sul lato opposto è stata applicata la normale strumentazione impiegata in sito (lunghezza diagonali 90 cm).

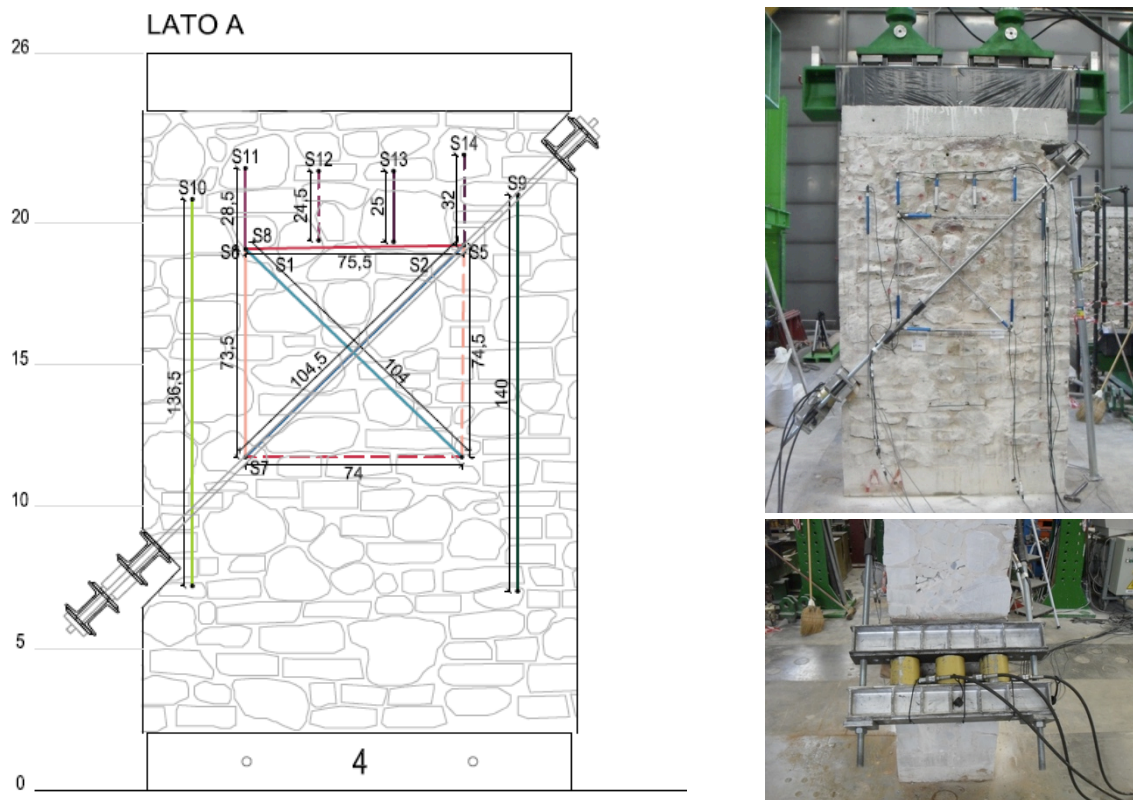
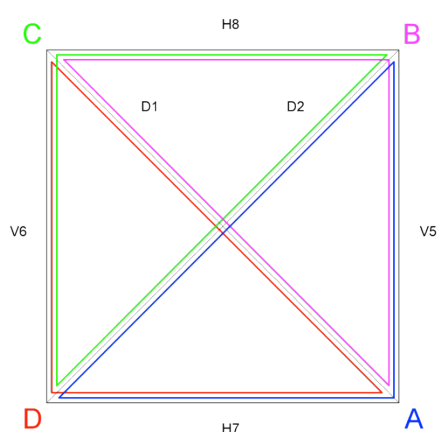


Figura 4.33 Schema di prova per la calibrazione della compressione diagonale

La prova di compressione diagonale è stata elaborata come spiegato in §3.10 avendo però come parametro certo in ingresso il livello di tensione nella muratura altrimenti solo stimato nelle esperienze in sito. Sfruttando i sei trasduttori posti secondo i lati e le diagonali del quadrato sono stati confrontati due diversi metodi di calcolo dello scorrimento angolare. Il primo basato sulla relazione semplificata valida per piccole deformazioni (4.1).

$$\gamma = \frac{|\Delta l_{diag\ tesa}| + |\Delta l_{diag\ compr}|}{D} \quad (4.1)$$

Il secondo metodo va a mediare le deformazioni angolari dei vertici del quadrato di Figura 4.34 determinato invertendo il teorema del coseno (o *teorema di Carnot*) con le formule da (4.2) a (4.6). Per ogni registrazione effettuata è quindi possibile calcolare la lunghezza dei lati dei triangoli rappresentati ottenendo uno scorrimento compensato da eventuali errori di misura.



$$\gamma_A = \arccos\left(\frac{V5^2 + H7^2 - D2^2}{2 \cdot V5 \cdot H7}\right) \quad (4.2)$$

$$\gamma_B = \arccos\left(\frac{V5^2 + H8^2 - D1^2}{2 \cdot V5 \cdot H8}\right) \quad (4.3)$$

$$\gamma_C = \arccos\left(\frac{V6^2 + H8^2 - D2^2}{2 \cdot V6 \cdot H8}\right) \quad (4.4)$$

$$\gamma_D = \arccos\left(\frac{V6^2 + H7^2 - D1^2}{2 \cdot V6 \cdot H7}\right) \quad (4.5)$$

$$\gamma' = \frac{\sum_{i=A}^D \gamma_i}{4} \quad (4.6)$$

Figura 4.34 Determinazione dello scorrimento angolare mediante gli strumenti posti nel centro del pannello.

4.3.1 Risultati delle prove di compressione diagonale in laboratorio

La verifica della prova di compressione diagonale confinata è stata eseguita sui tre pannelli murari in pietra già testati in precedenza per la calibrazione dei martinetti piatti. In Tabella 4.11 sono riportati i risultati delle 3 prove messe in relazione ai risultati ottenuti sullo stesso tipo di muratura con le prove di compressione e taglio, tutti i parametri meccanici ottenuti dalle prove di compressione diagonale sono superiori a quelli ricavati dalle prove di compressione e taglio. In termini di resistenza a trazione le due prove sono poco comparabili in quanto la maggior parte dei muri testati ciclicamente a taglio hanno sviluppato meccanismi di collasso per pressoflessione, non attivando quindi a pieno i meccanismi resistenti a taglio e non raggiungendo la resistenza a trazione massima.



Figura 4.35 Disposizione della strumentazione necessaria all'esecuzione della prova diagonale.

Tabella 4.11 Risultati delle prove di compressione diagonale e di compressione e taglio eseguite in laboratorio su muratura in pietra a tre paramenti.

Prova	Pannello	Stato	σ_0 [N/mm ²]	Resistenza a trazione f_t [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{0+30\%}$ [N/mm ²]	Modulo a taglio $G_{30+60\%}$ [N/mm ²]
Diagonale	A1	UR	0,20	0,12	1021	259
	A3	UR	0,50	0,07	577	173
	A_{media,UR}	UR		0,10	799	216
	A4	R	0,00	0,33	(6186)	(3470)
	A6	R	0,50	0,27	2192	1236
	A_{media,UR}	R		0,30	2192	1236
Compressione e Taglio	C1	UR	1,00	0,07	38	52
	C2	UR	1,25	0,05	137	122
	C3	UR	0,75	0,04	176	167
	C4	UR	0,50	0,06	574	429
	C_{media,UR}	UR		0,05	231	193
	C5	R	1,00	0,15	824	791
	C6	R	1,50	0,16	1497	1059
	C7	R	1,25	0,18	289	383
	C8	R	2,00	0,18	583	735
	C_{media,R}	R		0,17	798	742
NTC 2008	Muratura a conci sbozzati	UR	-	0,07	426	-
		R	-	0,12	781	-

In Figura 4.36 sono riportati i quattro diagrammi tensione tangenziale su scorrimento angolare delle prove eseguite sulla muratura non consolidata (a-b) e su quella consolidata (c-d). Soprattutto nella muratura consolidata è evidente come l'applicazione del carico in modalità ciclica offra le stesse informazioni ottenute in sito in modalità monotona. Essendo la prova elasto-fragile non è apprezzabile il degrado di rigidità fino all'apertura delle prime lesioni diagonali rappresentative del raggiungimento della resistenza a trazione massima nella muratura. Nella prova eseguita sul muro A4 il modulo a taglio ottenuto non è significativo essendo circa il triplo di quello ottenuto con la prova sul muro A6 e quasi di un ordine superiore rispetto a quello ottenuto con le prove di compressione e taglio.

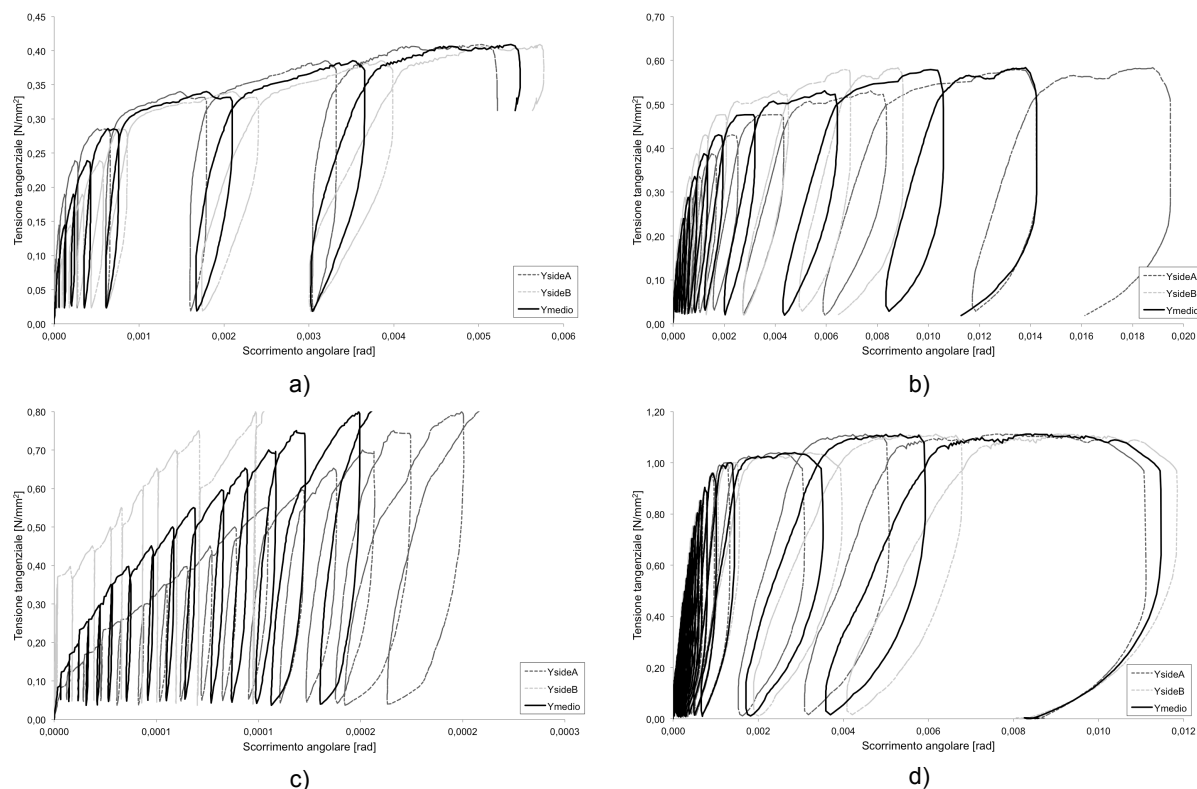
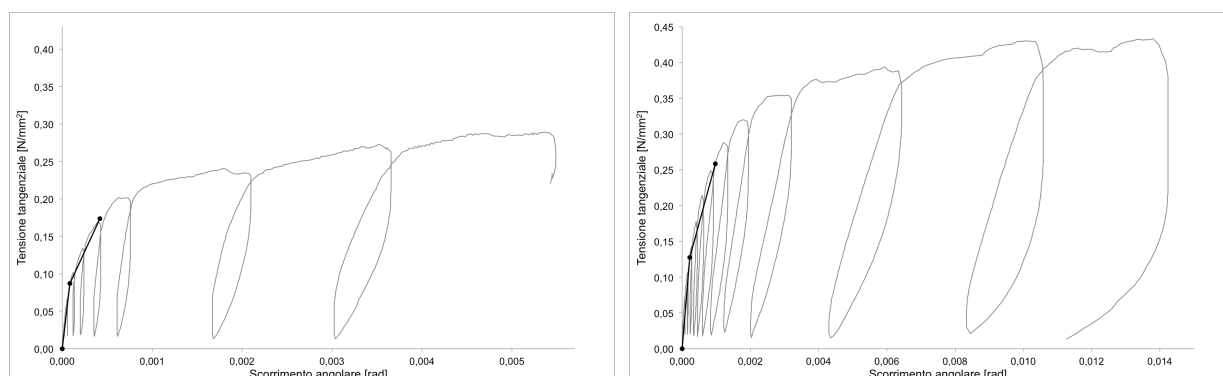


Figura 4.36 Diagrammi Tensione tangenziale scorrimento angolare delle deformazioni sui due lati del muro delle prove diagonali eseguite in laboratorio: muro A1 (a), muro A3 (b), muro A4 (c) e muro A6 (d)

In Figura 4.37 sono riportate le elaborazioni effettuate per la determinazione del modulo a taglio G come valori tangenti alla curva tensione deformazione.

L'andamento tipico dei diagrammi tensione tangenziale-scorrimento angolare delle prove condotte in assenza di compressione verticale mostrano a seguito dell'apertura della lesione diagonale una repentina perdita di resistenza. Nelle prove condotte in presenza di uno stato tensionale verticale tale fenomeno non si verifica e la tensione tangenziale applicata si mantiene pressoché costante anche per grandi deformazioni con la possibilità di incrementare la tensione tangenziale se viene impedito lo spostamento del lato superiore del pannello. Dal punto di vista della resistenza a trazione della muratura tali incrementi di tensione non hanno influenza sulle prove eseguito in laboratorio dove la tensione verticale è continuamente monitorata e quindi se ne può tener conto. Durante le prove in sito condotte con le stesse condizioni al contorno risulta invece difficile stimare gli incrementi di tensione tangenziale dovuta al confinamento dopo l'apertura della lesione diagonale.



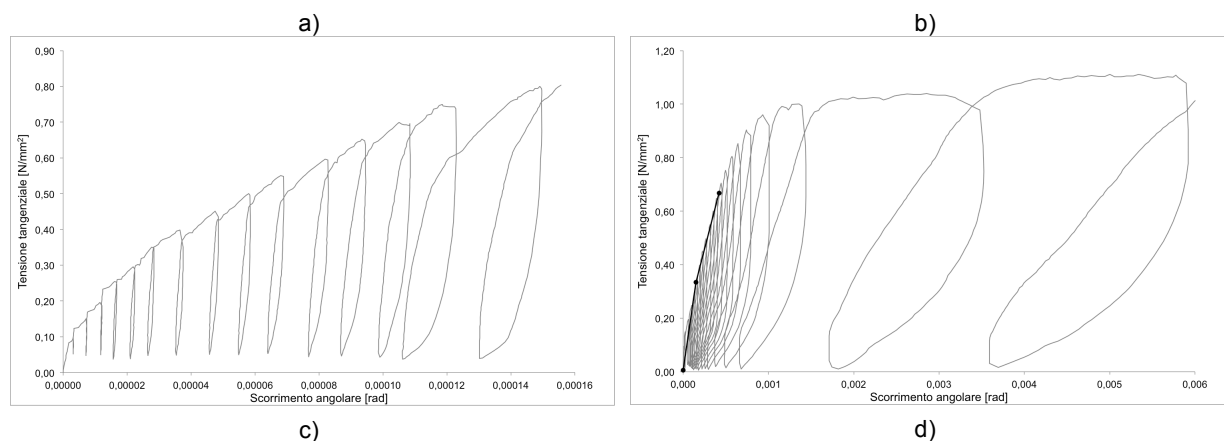


Figura 4.37 Diagrammi Tensione tangenziale scorrimento angolare delle prove diagonali con individuazione dei moduli elastici: muro A1 (a), muro A3 (b), muro A4 (c) e muro A6 (d)

In Figura 4.38 è riportato un diagramma che mette in relazione la forza diagonale applicata con la resistenza a trazione della muratura e il livello di precompressione applicato.

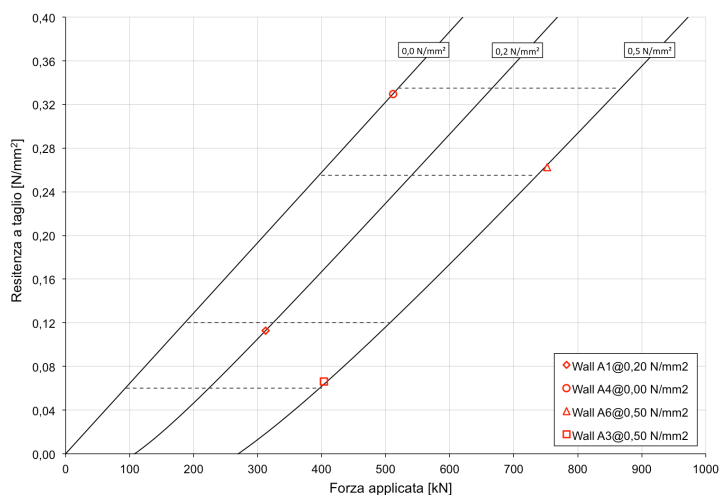


Figura 4.38 Rappresentazione dei risultati delle prove diagonali in laboratorio con il confronto tra la forza diagonale applicata e la resistenza a taglio.





Figura 4.39 Muro A6 lesionato al termine della prova di compressione diagonale.

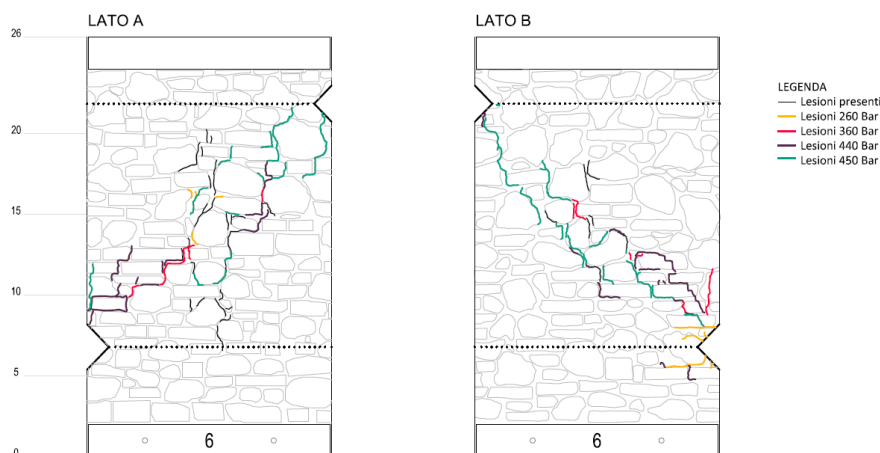


Figura 4.40 Rilievo del quadro fessurativo Muro A6.

4.4 Conclusioni

Dalle prove di martinetto piatto singolo in laboratorio sia su muratura in mattoni che su muratura in pietra si nota l'errore ottenuto, non trascurabile. Nella muratura in mattoni gli errori rilevati sono paragonabili a quelli ottenuti nelle prove riportate in §2.6.2.4 (Gregorczyk P. Lourenço P.B.,2000). Nel caso della muratura in pietra, oltre all'incertezza intrinseca della prova si aggiunge l'indeterminazione della distribuzione delle tensioni nella sezione muraria. Per quanto riguarda la prova con martinetto piatto doppio i risultati, se pur affetti da errore, danno un'utile valutazione del modulo elastico della muratura. Nel caso della muratura in mattoni il modulo elastico determinato con i martinetti piatti risulta sottostimato per tensioni superiori a 1 N/mm^2 . Per la muratura in pietra a tre paramenti l'andamento della prova di martinetto piatto fornisce dei valori comparabili con quelli ottenuti dalle compressioni monoassiali sui pannelli realizzati con lo stesso tipo di muratura. Durante le esperienze in laboratorio con martinetto piatto doppio è stato possibile anche portare a rottura la muratura, potendo sfruttare il contrasto offerto dal sistema di prova. Nel caso della muratura in mattoni la resistenza massima osservata è pari al 50÷60% di quella ottenuta con la prova di compressione monoassiale. Nella muratura in pietra si osserva invece la corrispondenza della resistenza a compressione massima.

Dalla calibrazione della prova di compressione diagonale si è osservato la coerenza del metodo di elaborazione dei dati utilizzato con le proprietà dei materiali. La resistenza a trazione della muratura non è direttamente comparabile con quella rilevata dalle prove di compressione e taglio a causa delle modalità di rottura di quest'ultime prevalentemente a pressoflessione.

È da rilevare quindi che il valore di resistenza a trazione desunto da quest'ultime corrisponde alla distribuzione delle tensioni principali di trazione lungo la diagonale del pannello, per le quali però non si è ancora giunti a rottura, stante che la rottura viene anticipata dal *crushing* della sezione di base parzializzata per pressoflessione.

La resistenza a trazione risulta doppia rispetto a quella ottenuta dalle prove di compressione e taglio. Questo risultato conferma l'infondatezza dell'assunto secondo cui le prove di compressione diagonale forniscano valori dimezzati di questo parametro rispetto alle prove di compressione e taglio.

Per quanto riguarda il modulo di rigidezza a taglio si ottengono dei valori più elevati rispetto a quelli ottenuti da prove di compressione taglio, ma anche come sia necessario interpretare correttamente le modalità di rottura osservate, in caso di discrepanza tra i dati delle due prove.

Non è possibile stabilire con i risultati delle prove eseguite se ci sia una relazione tra il livello di tensione verticale applicato e la rigidezza a taglio ottenuta, visto il limitato numero di prove. Il confronto diretto tra le due coppie di prove eseguite su muratura non consolidata (A1-A3) e consolidata (A4-A6) mostra una riduzione dei moduli al crescere della tensione verticale. Vista l'elevata variabilità della rigidezza a taglio G riscontrata nelle prove di compressione e taglio, questa tendenza sembra più casuale che legata alla configurazione di prova.

5 VERIFICA DELL'EFFICACIA DEI CONSOLIDAMENTI IN LABORATORIO E IN SITO

5.1 Introduzione

Nel presente capitolo sono presentati i risultati delle prove eseguite in laboratorio e in sito per la valutazione dell'efficacia dei consolidamenti di muratura in pietra eseguiti mediante iniezione di miscele a base di calce. Il primo caso riguarda le prove di laboratorio su muratura in pietra a tre paramenti mentre il secondo caso è relativo alle prove eseguite in sito su murature danneggiate dal sisma del 6 aprile 2009 dell'Aquila.

5.2 Muratura a tre paramenti

La ricerca è finalizzata ad approfondire la conoscenza degli effetti indotti dall'iniezione di malta di calce idraulica naturale su pannelli murari a più paramenti, indagando su un campione a tre paramenti in pietra e a singolo paramento. La campagna sperimentale è composta da un gran numero di prove sui materiali di base e su modelli fisici in diversa scala (1:1 e 2:3).

Queste osservazioni finali derivano dall'analisi effettuata sulle prove sperimentali di laboratorio e mirano a definire l'affidabilità e l'efficacia del materiale appositamente progettato per le iniezioni strutturali.

Nel dettaglio sono state eseguite le seguenti prove, svolte prevalentemente in laboratorio a esclusione delle prove soniche:

- quarantadue prove soniche dirette pre e post iniezione;
- cinque prove di compressione monoassiale con applicazione del carico monotona;
- undici prove di compressione monoassiale con applicazione del carico ciclico;
- sedici prove di compressione e taglio con applicazione del carico ciclico.

5.2.1 Prove soniche prima e dopo l'iniezione

Le prove soniche dirette hanno evidenziato nei pannelli non consolidati una velocità media di 1169 m/s nei pannelli full scale e di 1.255 m/s nei pannelli 2/3, valori che indicano una muratura con presenza di vuoti e irregolarità nei corsi e nelle giunzioni. Si tratta di un valore che ci si aspettava in questa fase della sperimentazione e che si ritrova in altre sperimentazioni. In particolare, nelle prove effettuate da Bresolato e Pasin (2008) si è registrata una velocità media di circa 1.400 m/s, mentre nella tesi dell'Ing. Da Porto del 2000 la velocità media era di circa 1.000 m/s. Successivamente al consolidamento dei pannelli, le velocità sono aumentate sostanzialmente, con un valore medio di 3.640 m/s nei pannelli full scale e 3.750 m/s nei pannelli a scala ridotta. Dalla letteratura queste velocità sono indice di murature accuratamente costruite e con elevata resistenza a compressione, stimabile fra i 5 e i 15 N/mm². In genere sui pannelli murari si sono riscontrate delle velocità maggiori in corrispondenza delle zone inferiori. Questo è dovuto al fatto che il nucleo della muratura non è omogeneo ma, presumibilmente, più denso verso la base perché nel corso della sua costruzione si è accumulata e concentrata una maggiore quantità di pietre riducendo i vuoti nell'area inferiore. Analizzando la distribuzione degli incrementi delle velocità, si è registrato in generale un maggiore incremento delle velocità nell'area superiore dei pannelli rispetto alla zona inferiore del muro.

Tabella 5.1 Riassunto dei risultati delle prove soniche dirette sui vari muri consolidati

Muro	Scala	Velocità pre iniezione [m/s]	Velocità post iniezione [m/s]	Variazione [%]
A	1:1	1206	4150	224
B	1:1	1195	3695	209
C	1:1	1107	3073	178
D	2:3	1220	3637	198
E	2:3	1290	3859	199
Media scala 1:1		1170	3639	211
Media scala 2:3		1254	3748	199
Media		1212	3694	205

In appendice A.1.1 sono riportati i risultati delle prove soniche eseguite.

5.2.2 Prove di compressione monoassiale

Le prove di compressione monoassiale hanno permesso di valutare il comportamento meccanico e i parametri meccanici dei pannelli murari a tre paramenti e a singolo paramento.

Sono stati testati cinque pannelli in modalità monotona e undici in modalità ciclica.

La modalità tipica di rottura è caratteristica per tutti i campioni: si attiva la fessurazione verticale sullo spessore della muratura e interviene il meccanismo di collasso a causa dell'espulsione dal piano dei paramenti esterni. Il comportamento complessivo dei pannelli murari, in entrambe le condizioni, è stato lo stesso nonostante l'incremento delle prestazioni dei campioni iniettati.

Nella Tabella 5.2 sono presentati i risultati ottenuti. I campioni sono identificati con la sigla del muro di provenienza (*B*, *D* o *F*) e numerati progressivamente. È riportata la scala con cui sono stati realizzati i muri e l'eventuale consolidamento (*UR* originario, *R* iniettato).

Tra i paramenti meccanici sono riportati la tensione di rottura a compressione dei provini (σ_{max}), la tensione di prima fessurazione ($\sigma_{1,cr}$) e il rapporto di quest'ultima con la tensione massima. I valori medi del modulo elastico *E* sono stati calcolati tra gli intervalli di tensione del 10÷40% della tensione massima ($E_{10-40\%}$) e del 30÷60% ($E_{30-60\%}$). Il coefficiente di Poisson è calcolato per un livello di tensione pari al 40% nella direzione longitudinale del muro ($\nu_{long,40\%}$) e in quella trasversale ($\nu_{trasv,40\%}$).

I pannelli non iniettati, in entrambe le scale, hanno manifestato la comparsa della prima fessurazione a livelli inferiori di compressione rispetto a quelli iniettati. Tuttavia, i pannelli non iniettati in scala ridotta hanno presentato la prima fessura a livelli più elevati di carico, rispetto quelli in scala reale (60% per 2:3 e 30% per 1:1). Lo stesso fenomeno è apparso per i pannelli iniettati in scala ridotta, in cui la prima fessurazione è comparsa ad un valore di carico superiore del 50% in confronto a quelli della medesima fattura e aventi scala unitaria.

I pannelli a singolo paramento hanno presentato la loro prima fessura a valori di carico più elevati rispetto ai pannelli a tre paramenti, a circa il 45% del carico massimo di compressione; la prima fessura per i campioni in scala reale è stata del 30% per quelli non iniettati e del 37% per quelli iniettati, mentre la prima fessura per i campioni in scala ridotta è stata del 63% per quelli non iniettati e del 60% per quelli iniettati.

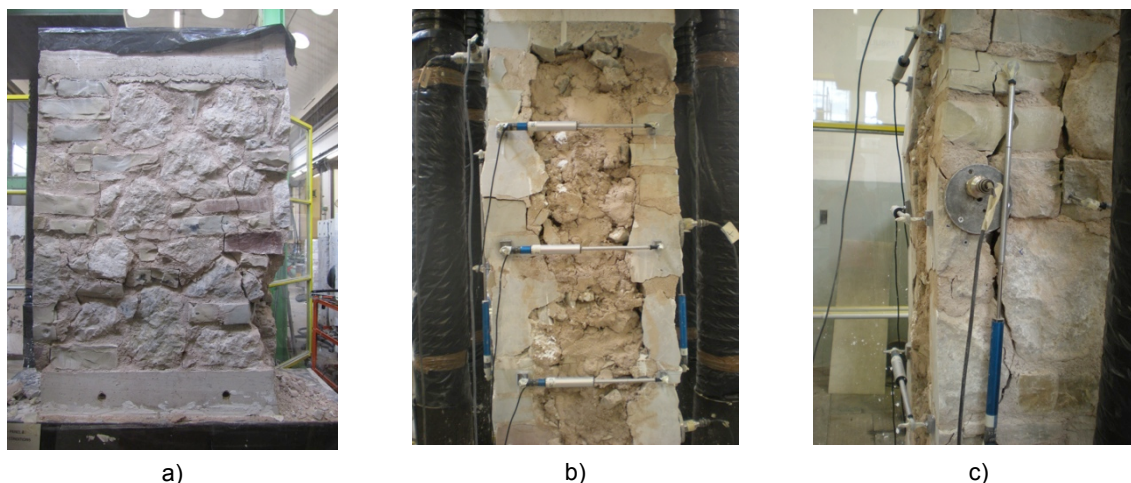


Figura 4.10: Foto del pannello non iniettato in scala reale dopo la prova, pannello B3 fessurazione prospetto anteriore (a), pannello B2 fessurazione trasversale e rigonfiamento dei paramenti (b) ed espulsione di pietre d'angolo (c).

I campioni di entrambe le scale non iniettati (*B1, B2, B3 - D1, D2, D3*) hanno presentato valori medi di resistenza a compressione comparabili ($2,5 \text{ N/mm}^2$ per *B* e $2,4 \text{ N/mm}^2$ per *D*), mentre i campioni iniettati in scala ridotta hanno ottenuto una resistenza mediamente superiore rispetto quelli in scala reale (rispettivamente $4,9 \text{ N/mm}^2$ e $4,3 \text{ N/mm}^2$).

Tabella 5.2 Proprietà meccaniche dei campioni sottoposti a compressione con applicazione del carico monotono.

Pannello	Scala	Stato	σ_{max} [N/mm ²]	$\sigma_{1,cr}$ [N/mm ²]	$\frac{\sigma_{1,cr}}{\sigma_{max}}$ [%]	$E_{10-40\%}$ [N/mm ²]	$E_{30-60\%}$ [N/mm ²]	$\nu_{long,40\%}$	$\nu_{trasv,40\%}$
B1	1:1	UR	0,70	2,91	24%	2415	1487	0,025	0,042
B2			1,14	2,47	46%	2294	1591	0,069	0,061
B3*			0,44	2,10	21%	2885	1770	0,044	0,03
B4		R	2,00	3,72	54%	4725	2404	0,089	0,867
B5			2,08	4,88	43%	6781	3628	0,003	0,288
B6*			0,69	4,23	16%	3391	3429	0,06	0,042
D1	2:3	UR	1,40	2,19	64%	3427	3427	0,010	0,122
D2*			1,61	2,80	58%	2813	1707	0,028	0,122
D3			1,52	2,23	68%	2636	2033	0,669	-
D4*		R	4,35	5,40	81%	5030	2967	0,013	0,020
D5			2,65	3,99	66%	5708	3385	0,012	0,123
D6			1,59	5,29	30%	4637	2810	0,091	0,515
F1	Paramento singolo (1:1)		2,77	5,78	48%	3418	2536	0,005	-
F2			2,58	6,70	39%	3486	2319	0,008	-
F3			2,87	6,98	41%	4944	3681	0,188	-
F4*			6,50	1,23	19%	1691	1789	-	-

* Prove eseguite in modalità monotona

Confrontando i due diversi tipi di test, vale a dire monotono e ciclico, il campione non iniettato in scala reale ha raggiunto maggiore resistenza alla compressione durante il carico ciclico con un aumento medio del 30%, quello iniettato, nella medesima scala, ha mostrato la stessa resistenza media a compressione in entrambi i tipi di test. Considerando i campioni in scala ridotta non iniettati, questi hanno registrato un aumento medio del 30% della resistenza

a compressione monotona. Lo stesso è accaduto per i pannelli iniettati con l'aumento del 16%.

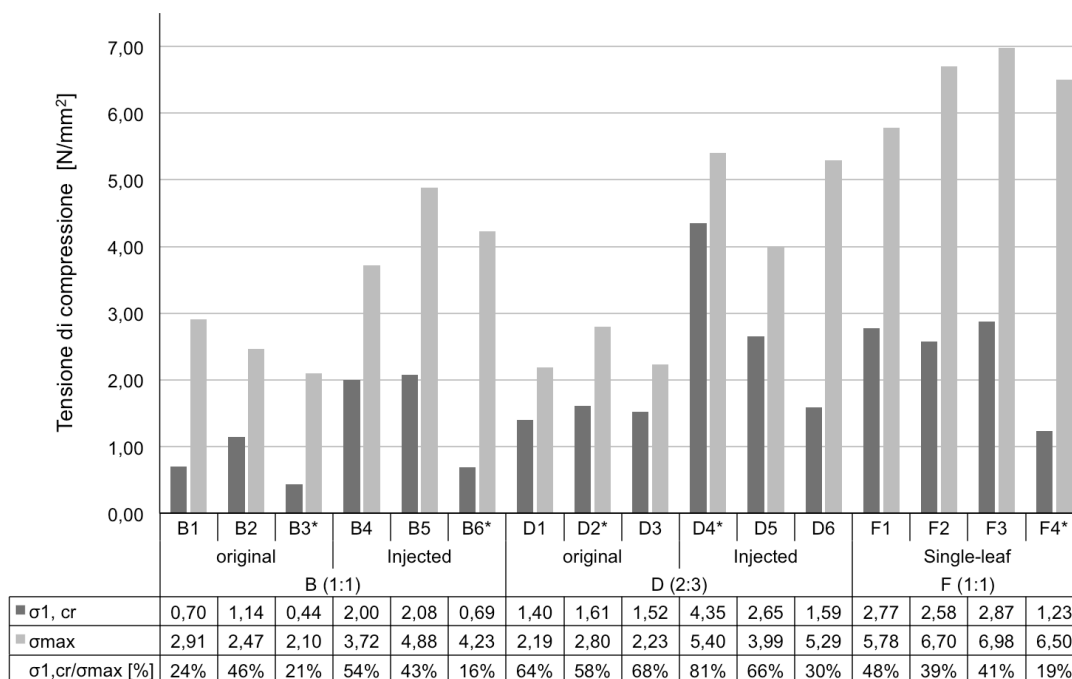


Figura 5.1 Confronto la tensione di rottura a compressione e la tensione di fessurazione.

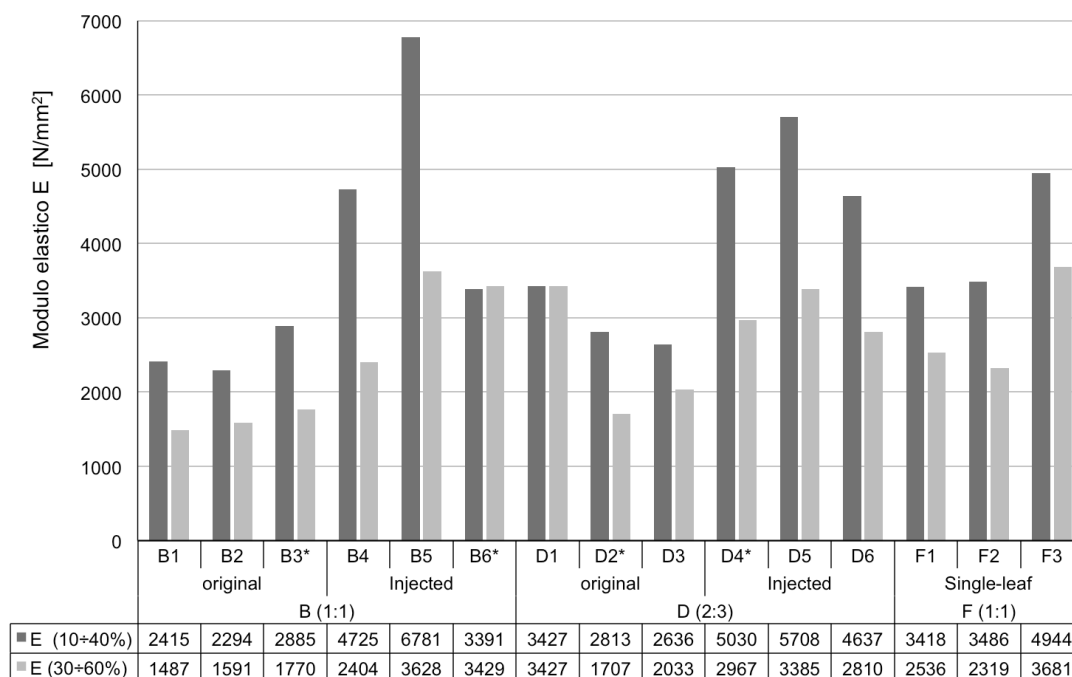


Figura 5.2 Confronto tra i moduli elastici calcolati al 10+40% e 30+60%.

Il modulo elastico E dei pannelli non iniettati in scala ridotta ha presentato una rigidità maggiore rispetto a quella in scala reale (rispettivamente 2959 N/mm^2 e 2531 N/mm^2). I valori medi del modulo di elasticità sono: 4966 N/mm^2 per i pannelli iniettati in scala reale e 5125 N/mm^2 per quelli in scala ridotta. L'aumento di rigidità dei campioni in scala unitaria è di circa il 95% e di 73% per i pannelli in scala ridotta.

I valori del coefficiente di Poisson sono stati calcolati ad un livello di sforzo pari al 40% della resistenza massima a compressione. Si sono ottenuti risultati con valori abbastanza differenti tra loro, pertanto alcuni di essi sono stati omessi poiché ritenuti inaffidabili.

In tutti i casi, la deformazione trasversale è superiore a quella orizzontale (fino al 150% per la scala reale e oltre il 300% per la scala ridotta).

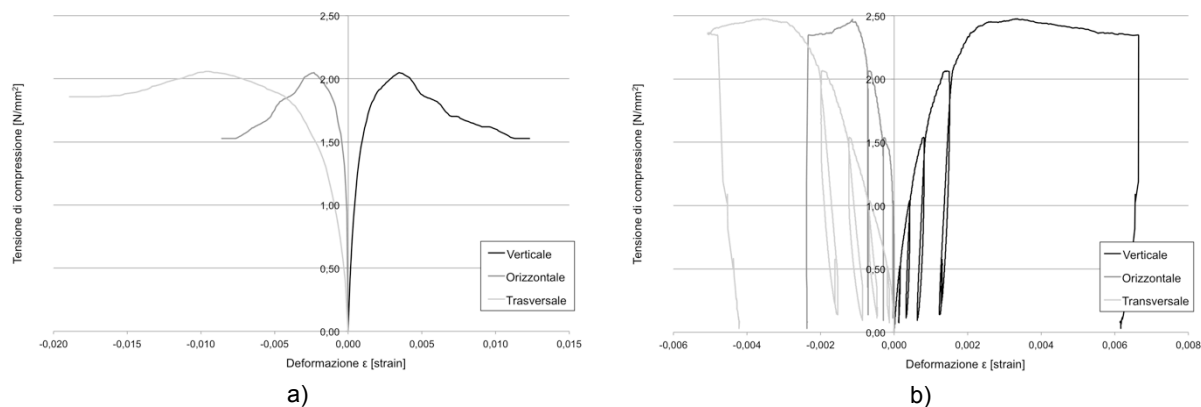


Figura 5.3 Diagrammi tensione-deformazione per le pareti testate a compressione con carico monotono B3 (a) e carico ciclico B2 (b).

La medesima riduzione percentuale, tra le due differenti scale costruttive, si raggiunge in prossimità di circa il 70% della massima resistenza a compressione dei pannelli iniettati.

La separazione dei tre paramenti, che compongono il provino, è dimostrata dai valori elevati di deformazione trasversale in corrispondenza della mezzera delle sezioni del campione. Questa caratteristica si è riscontrata in tutti i provini sottoposti a prova di compressione.

Si è ottenuto, per i campioni in scala ridotta, un aumento della deformazione longitudinale e trasversale, rispettivamente di circa il 100% e il 70%, con un coefficiente di variazione elevato (52%) sulla deformazione orizzontale, nei campioni non iniettati. Per quanto riguarda i campioni in scala unitaria, il coefficiente di variazione presenta valori che si attestano intorno al 40%. Dall'analisi effettuata si è visto che tali provini, sia in condizioni iniettate che non, presentano valori medi di deformazione orizzontale e verticale prossimi tra loro.

Confrontando i risultati delle prove a compressione con applicazione di carico ciclico con quelle aventi applicazione di carico monotono, sia le deformazioni longitudinali che quelle trasversali hanno presentato valori maggiori durante la prova con carico monotono, soprattutto per i campioni *D* e quelli a singolo paramento. L'incremento medio di deformazione trasversale per i provini non iniettati, in scala 1:1, è dell'11%, mentre del 25% per quelli iniettati. Per quanto riguarda i provini a scala ridotta, l'incremento medio della deformazione è di circa il 16% per quelli non iniettati e del 63% per quelli rinforzati. I pannelli a singolo paramento hanno presentato una deformazione maggiore del 50% per la prova monotona, rispetto a quella ottenuta durante la prova a compressione con carico ciclico.

Dall'osservazione visiva durante la prova e dall'analisi delle curve tensione deformazione (Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6) si conclude che i pannelli murari presentano il medesimo comportamento a rottura, si è ottenuto un incremento delle prestazioni e il ritardo dell'apertura dei paramenti nei pannelli iniettati. Questo dimostra che l'intervento d'iniezione oltre a consolidare il nucleo interno incoerente con relativi incrementi di resistenza a compressione migliora al tempo stesso la connessione tra i paramenti esterni riducendo l'instabilità degli stessi.

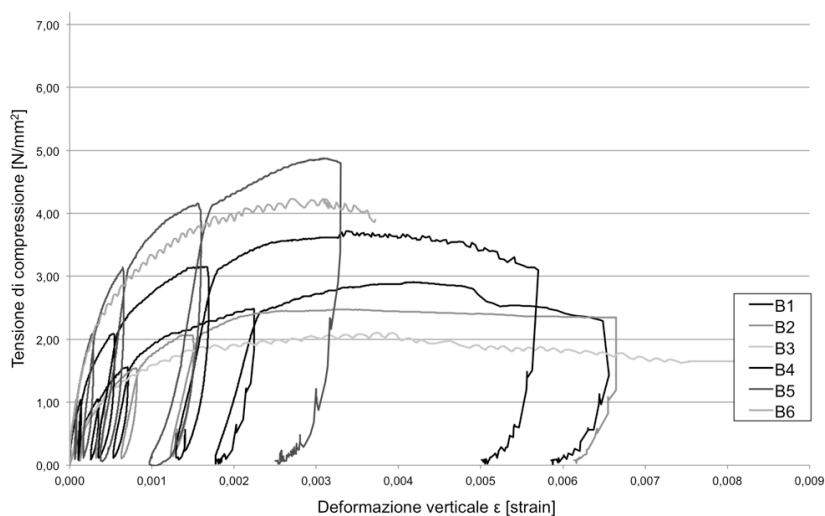


Figura 5.4 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro B.

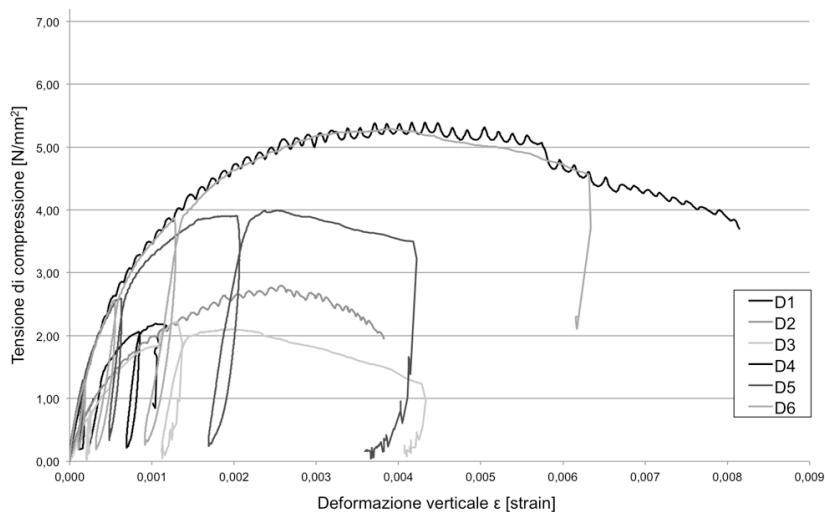


Figura 5.5 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro D.

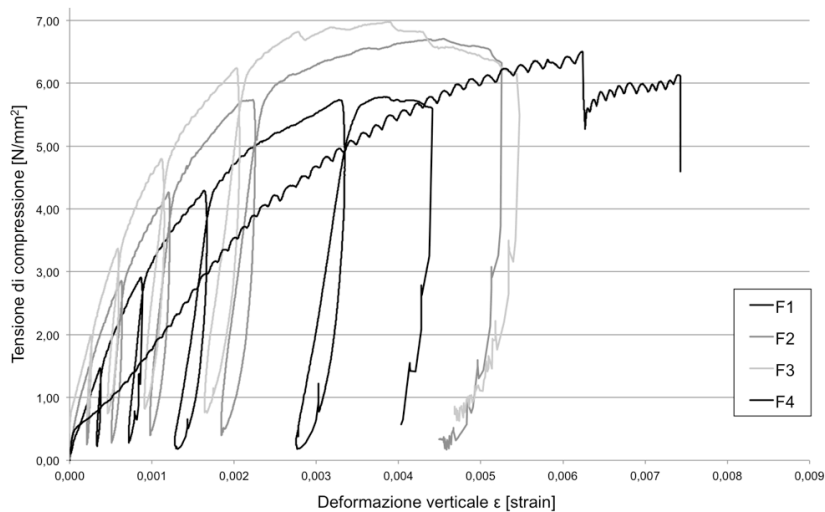


Figura 5.6 Diagrammi tensione/deformazione verticale dei pannelli del muro F.

Confrontando i risultati medi ottenuti per le diverse scale costruttive nella condizione non consolidata (UR) e consolidata con iniezioni (R) si possono ricavare i rapporti tra le resistenze e le rigidezze dei due casi.

Per la tipologia di muratura con pietre a spacco di buona tessitura la Circolare integrativa alle Norme tecniche fissa come coefficiente moltiplicativo per le resistenze delle murature consolidate con iniezioni il valore di 1,7. Tale parametro appare pertanto adeguato ai risultati ottenuti con le prove di compressione monoassiale.

Tabella 5.3 Confronti tra i risultati in funzione del consolidamento.

Gruppo			σ_{max} [N/mm ²]	$\frac{R}{UR}$	$\sigma_{1,cr}$ [N/mm ²]	$\frac{R}{UR}$	$E_{10-40\%}$ [N/mm ²]	$\frac{R}{UR}$	$E_{30-60\%}$ [N/mm ²]	$\frac{R}{UR}$
B	1:1	UR	2,49	1,72	0,76	2,09	2531	1,96	1616	1,95
		R	4,28		1,59		4966		3154	
D	2:3	UR	2,41	2,03	1,51	1,90	2959	1,73	2389	1,28
		R	4,89		2,86		5125		3054	
F	Paramento singolo		6,49		2,36		3385		2581	

I quadri fessurativi rilevati durante le prove di compressione monoassiale per i muri *B*, *D* e *F* sono riportati in Appendice A.1.2.

5.2.3 Prove di compressione e taglio

Le prove di compressione e taglio su campioni di muratura in pietra forniscono informazioni utili sui meccanismi di collasso, lo spostamento massimo, la resistenza a taglio e altri parametri meccanici come il modulo di taglio e la deformazione a taglio.

In tutti i campioni, le prime fessure si sono verificate alla base del pannello, più precisamente tra il cordolo di calcestruzzo armato e il primo corso di muratura in pietra. In tutti i casi, il meccanismo di rottura sviluppato è risultato diverso, a seconda delle condizioni del muro (iniettato e non), della scala costruttiva (reale o ridotta a 2:3) e del livello di pre-compressione applicato. I pannelli murari aventi carico di pre-compressione elevato hanno manifestato per primi l'attivazione della fessurazione delle pietre.

I pannelli murari non iniettati in scala reale sono stati governati dal meccanismo di taglio. I campioni *C1*, *C2* e *C3* hanno sviluppato fessure diagonali nella parte centrale del prospetto a partire da spostamenti di 0,5÷1,0 mm. Successivamente, i campioni hanno sviluppato un quadro fessurativo caratterizzato dall'apertura di fessure orientate in diagonale lungo gli angoli opposti del prospetto (Figura 5.7 a). Il campione *C4* ha manifestato un meccanismo di rottura a flessione. Infatti, all'aumento dello spostamento indotto ($\delta_f = 1,11$ mm, *drift* = 0,07%), si sono attivate delle fessure a livello del giunto di malta tra il campione murario e il cordolo inferiore e lungo il giunto di malta subito superiore (Figura 5.7 c). Tutti i campioni hanno sviluppato fessurazioni concentrate nelle interfacce tra il paramento interno e quelli esterni; inoltre, i provini *C2* e *C4* hanno manifestato tale fenomeno sin da piccoli spostamenti (Figura 5.7 b).

I campioni iniettati in scala reale hanno presentato un meccanismo di rottura a *rocking*, con l'attivazione della prima fessura in orizzontale lungo il giunto di malta tra il campione murario e il cordolo inferiore a spostamenti intorno ad 1,0÷1,5 mm. Al raggiungimento della resistenza laterale massima sono apparse fessure verticali in tutta la larghezza del campione, seguite da ampie fessure sui prospetti laterali che hanno portato al collasso del

provino. I campioni C6 e C7 hanno sviluppato una profonda fessura diagonale, appena prima del crollo, dovuta al collasso del puntone compresso. Le fessure sui prospetti trasversali a livello d'interfaccia tra i paramenti esterni e quello interno sono apparse dopo il raggiungimento della resistenza laterale massima e, a causa della compressione, è avvenuta la rottura del nucleo interno in prossimità del collasso.



Figura 5.7 Pannello C1 fessurazione a taglio (a), pannello C2 rottura a taglio e a compressione (b), pannello C4 rottura a flessione (c), pannello E4 rottura a flessione (d), pannello C1 separazione dei paramenti a causa di instabilità (e), pannello C8 paramento interno iniettato (f).

I pannelli non iniettati in scala ridotta hanno manifestato un meccanismo di rottura a flessione. I campioni *E2*, *E3* ed *E4* hanno presentato delle fessure a livello del giunto di malta tra il provino e il cordolo inferiore (a $\delta_f = 0,85$ mm e *drift* = 0,06%), seguite da fessure verticali lungo i prospetti trasversali al raggiungimento della resistenza laterale massima; il collasso è stato raggiunto con lo sviluppo di fessure verticali lungo i prospetti laterali (Figura 5.7 d). Tutti i pannelli murari hanno esibito fessure orientate in diagonale lungo il puntone compresso. Inoltre nei campioni *E2* ed *E4* si è verificata la rottura delle pietre. Il pannello murario *E1* è stato danneggiato durante il trasporto in laboratorio e pertanto durante le prove di compressione e taglio ha fornito valori non attendibili.

I pannelli iniettati in scala ridotta sono stati influenzati da un meccanismo a *rocking*. I campioni *E5* e *E6* hanno mostrato un comportamento simile a quello dei provini iniettati in scala reale. Il campione *E7* ha presentato un meccanismo di rottura di flessione e *rocking* mentre il campione *E8* ha manifestato un comportamento a flessione dovuto a carico verticale superiore.

I provini iniettati in scala ridotta hanno avuto un comportamento monolitico fino al raggiungimento della resistenza laterale massima. Si sono instaurate fessure verticali per tutta la larghezza dei campioni e, in prossimità del collasso, si sono presentate fessure diagonali sui prospetti laterali. Il campione *E7* ha evidenziato fessure orizzontali solo su un lato in corrispondenza del giunto di malta tra il campione e il cordolo inferiore e lungo il primo giunto di malta a $\delta_f = 0,84$ mm (*drift* = 0,06%); al raggiungimento della resistenza laterale massima si sono formate fessure verticali in corrispondenza del puntone compresso. Nel campione *E8*, avente livello di pre-compressione maggiore, si sono sviluppate fessure verticali lungo i prospetti trasversali. Tali fessure sono aumentate al conseguimento della resistenza laterale massima e, in prossimità del collasso, è avvenuta la rottura del paramento interno a conferma dell'omogeneità del pannello murario iniettato (Figura 5.7 f).

Analizzando la forza di taglio orizzontale in rapporto allo spostamento orizzontale si ottiene un diagramma isteretico.

La Tabella 5.4 presenta una sintesi dei valori caratteristici della forza orizzontale, dello spostamento e della deformazione angolare limite (*drift*), in corrispondenza allo stato limite considerato.

Tabella 5.4 Valori della forza orizzontale, spostamento e l'angolo di rotazione nei quattro stati limite.

Campione	Compr. σ'_0 [N/mm ²]	Rottura a flessione			Stato limite di fessurazione			Resistenza massima			Spostamento massimo			
		H_f [kN]	δ_f [mm]	ψ_f [%]	H_{cr} [kN]	δ_{cr} [mm]	ψ_{cr} [%]	H_{max} [kN]	δ_{Hmax} [mm]	ψ_{Hmax} [%]	$H_{\delta max}$ [kN]	δ_{max} [mm]	$\psi_{\delta max}$ [%]	
UR 1:1	C1	1,00	76	0,65	0,04	106	1,84	0,12	116	4,0	0,27	103	6,7	0,44
	C2	1,25	75	0,89	0,06	93	1,46	0,10	105	2,4	0,16	97	2,8	0,19
	C3	0,75	49	0,45	0,03	68	1,13	0,08	77	2,5	0,17	63	4,3	0,29
	C4	0,5	59	1,11	0,07	71	2,51	0,17	76	6,4	0,43	65	10,3	0,69
	media		65	0,78	0,05	85	1,74	0,12	93	3,8	0,26	82	6,0	0,40
R 1:1	C5	1,00	123	1,50	0,10	151	6,47	0,43	172	19,9	1,33	135	21,6	1,44
	C6	1,50	175	1,26	0,08	200	2,46	0,16	215	5,3	0,36	213	6,5	0,43
	C7	1,25	159	1,35	0,09	186	3,84	0,26	208	15,0	1,00	197	18,1	1,20
	C8	2,00	201	1,01	0,07	246	2,98	0,20	259	6,1	0,40	230	7,8	0,52
	media		165	1,28	0,09	196	3,94	0,26	214	11,6	0,77	194	13,5	0,90

Campione	Compr. σ'_0 [N/mm ²]	Rottura a flessione			Stato limite di fessurazione			Resistenza massima			Spostamento massimo			
		H _f [kN]	δ_f [mm]	ψ_f [%]	H _{cr} [kN]	δ_{cr} [mm]	ψ_{cr} [%]	H _{max} [kN]	δ_{Hmax} [mm]	ψ_{Hmax} [%]	H _{δ_{max}} [kN]	δ_{max} [mm]	$\psi_{\delta_{max}}$ [%]	
UR 2:3	E1	0,50	23	0,97	0,07	28	2,17	0,15	29	4,0	0,28	23	5,3	0,38
	E2	1,00	46	0,82	0,06	62	2,24	0,16	68	5,1	0,37	59	6,7	0,48
	E3	0,75	39	0,85	0,06	49	2,28	0,16	53	4,9	0,35	48	6,8	0,49
	E4	1,25	52	0,85	0,06	68	1,88	0,13	73	3,6	0,26	47	6,2	0,44
	media		40	0,87	0,06	52	2,14	0,15	56	4,4	0,32	44	6,3	0,45
R 2:3	E5	1,25	74	1,20	0,09	94	3,43	0,25	103	9,0	0,65	97	14,1	1,01
	E6	1,00	67	1,14	0,08	81	4,19	0,30	89	16,3	1,16	80	19,1	1,36
	E7	1,50	70	0,84	0,06	94	2,78	0,20	103	5,7	0,40	97	8,9	0,64
	E8	2,00	90	1,77	0,13	108	2,90	0,21	117	4,9	0,35	108	6,1	0,44
	media		75	1,24	0,09	94	3,33	0,24	10	9,0	0,64	95	12,1	0,86

I valori di Tabella 5.4 sono rappresentati negli istogrammi in Figura 5.8 e Figura 5.9.

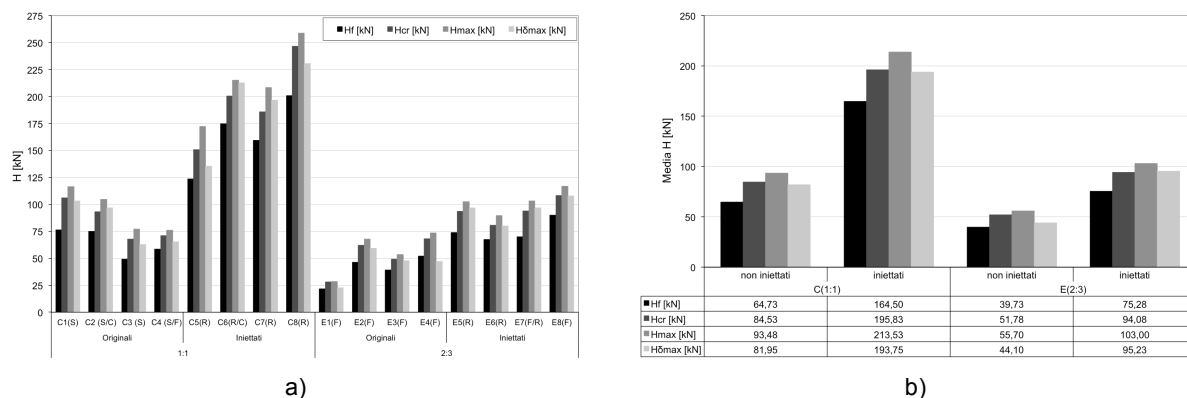


Figura 5.8 Istogrammi forza di taglio per gli stati limiti per tutti i campioni (a), valori medi per tipo di campione (b).

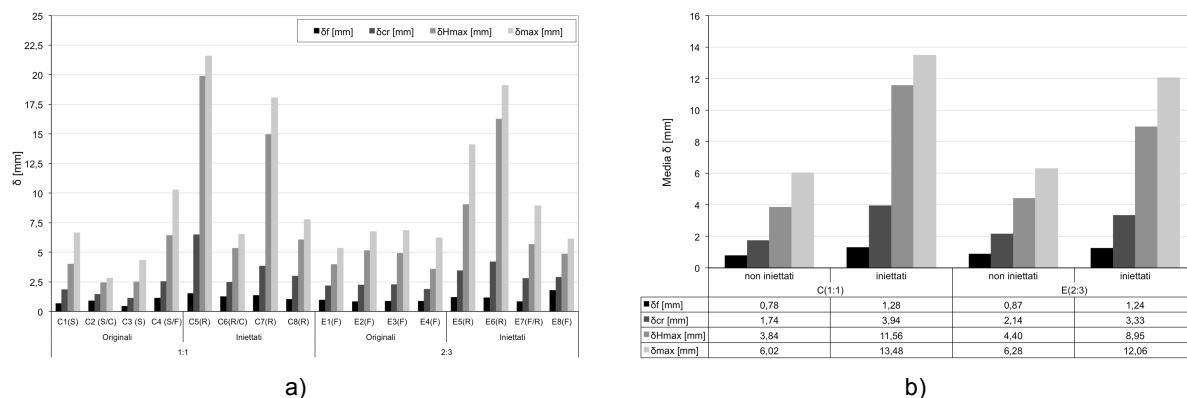


Figura 5.9 Istogrammi dello spostamento orizzontale di tutti i campioni (a) e valori medi per tipo di campione (b).

I diagrammi isteretici e i quadri fessurativi delle prove eseguite sono riportati in Appendice A.1.3

L'inviluppo dei cicli isteretici è stato semplificato secondo i quattro stati limite illustrati in §3.11. Segue un commento sul comportamento dei pannelli consolidati o meno testati applicando lo stesso livello di pre-compressione.

Muri C in scala reale

I pannelli in scala reale non consolidati hanno resistito a forze orizzontali inferiori (Figura 5.10 a). I pannelli *C1* e *C2*, sottoposti ad un livello di pre-compressione maggiore, hanno raggiunto forze orizzontali maggiori con una rigidità iniziale più elevata rispetto ai pannelli *C3* e *C4*.

Il campione *C4*, con il carico verticale inferiore, ha raggiunto la forza orizzontale più bassa ma un graduale aumento dello spostamento laterale, con valore massimo di 10,28 mm.

Tutti i pannelli iniettati hanno avuto medesimo comportamento durante la fase lineare. I campioni *C5* e *C7*, con carichi verticali inferiori, hanno mantenuto il medesimo comportamento anche in fase plastica, presentando un aumento dello spostamento laterale, raggiungendo rispettivamente 21,6 mm e 18 mm. I campioni *C6* e *C8* hanno raggiunto la resistenza massima più elevata dei provini in scala reale, presentano un comportamento fragile con spostamenti massimi simili ai pannelli non iniettati.

I campioni *C1* e *C5* (Figura 5.10 c), aventi lo stesso carico verticale ($\sigma'_0 = 1,00 \text{ N/mm}^2$), hanno evidenziato alcune differenze nell'andamento delle curve d'isteresi. Il provino *C5* ha raggiunto la resistenza massima con un carico quasi costante a spostamenti maggiori, dopodiché è collassato in modo più fragile rispetto al campione *C1*. Il comportamento dei campioni *C2* e *C7* ($\sigma'_0 = 1,25 \text{ N/mm}^2$) risulta differente. Il campione *C2* inizialmente più rigido raggiunge la resistenza massima con spostamenti inferiori a quelli del campione *C7*. Quest'ultimo mostra delle similitudini con il provino *C5* raggiungendo la resistenza massima in un ramo plastico a bassa rigidità con spostamenti maggiori.

Muri E in scala ridotta

I campioni in scala ridotta non rinforzati hanno raggiunto forze e spostamento massimi più piccoli rispetto ai provini iniettati (Figura 5.10 b). Il campione *E1* fornisce valori non comparabili con quelli degli altri pannelli a causa del danneggiamento subito nelle fasi di trasporto. La rigidità di tutti i pannelli risulta simile in fase elastica. La resistenza massima per tutti i pannelli è stata raggiunta allo stesso spostamento ad esclusione dei campioni *E5* ed *E6*.

I muri non iniettati *E2* ed *E3* presentano lo stesso comportamento generale con una forza orizzontale maggiore per il pannello *E3* legata alla maggiore pre-compressione. Il campione *E4*, avente il più alto carico verticale, ha avuto un comportamento iniziale più rigido raggiungendo una resistenza massima maggiore e bassi valori di spostamento.

Il provino iniettato *E8*, con carico verticale massimo, ha mostrato un comportamento più fragile con una rigidità iniziale maggiore e il valore di resistenza massima più elevato (116 kN) ma ad uno spostamento inferiore (4,85 mm) rispetto al resto dei pannelli iniettati. Il campione *E6*, con il carico verticale minore, ha avuto un comportamento più duttile con aumento dello spostamento laterale ultimo con una forza orizzontale minore. I muri *E5* ed *E7* si sono comportati allo stesso modo, raggiungendo quasi gli stessi valori di resistenza in tutti gli stati limite.

Il comportamento dei pannelli *E2* ed *E6* ($\sigma'_0 = 1,00 \text{ N/mm}^2$), ha delineato valori di spostamento e di forza massima più elevati rispetto ai corrispondenti campioni *E4* ed *E5* (sottoposti a $\sigma'_0 = 1,25 \text{ N/mm}^2$) (Figura 5.10 d).

Dall'analisi di tutti i campioni in scala unitaria (Figura 5.10 e) è chiaro che quelli iniettati hanno raggiunto valori più alti di rigidezza iniziale, resistenza laterale massima e spostamento massimo rispetto agli stessi in scala ridotta. I campioni non consolidati e quelli iniettati nelle diverse scale, a parità del carico verticale applicato, hanno mostrato lo stesso comportamento.

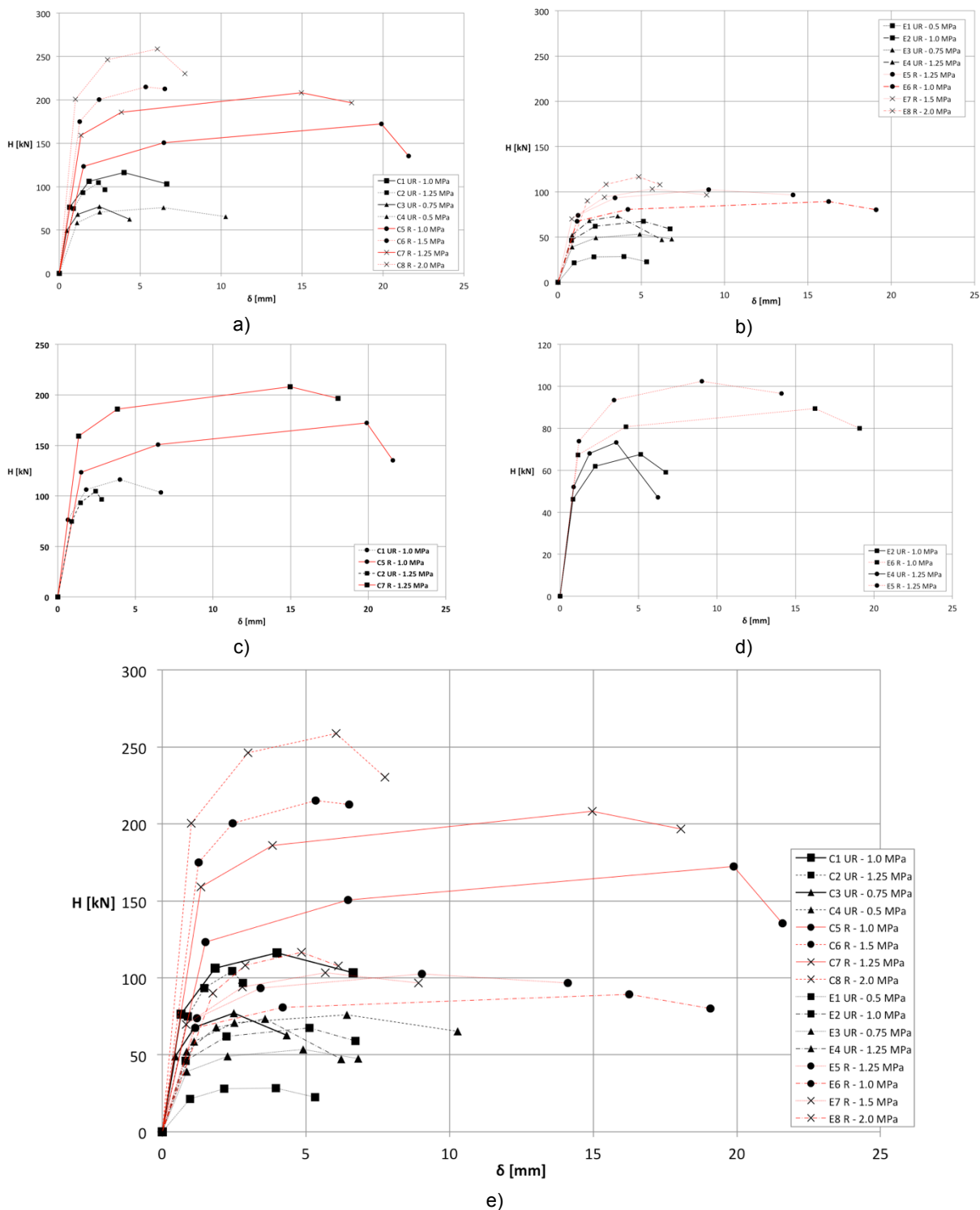


Figura 5.10 Confronto dei cicli isteretici per campioni in scala reale (a), campioni in scala ridotta (b), campioni in scala reale aventi stesso carico di pre-compressione (c), campioni in scala ridotta aventi stesso carico di pre-compressione (d) e tutti i campioni testati (e).

5.2.3.1 Parametri meccanici

Le prove di compressione e taglio hanno permesso la determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale oggetto di studio, in particolare la resistenza a trazione (f_t) e le caratteristiche di taglio, come la tensione di taglio massimo (τ_{Hmax}) e il modulo di taglio (G).

Il valore di riferimento della resistenza a trazione della muratura (f_t) è stato valutato secondo l'equazione (3.15), conoscendo i valori sperimentali della pre-compressione (σ'_0) e lo sforzo di taglio medio alla resistenza massima (τ_{Hmax}),

Il modulo di taglio G è stato valutato considerando tre diversi metodi come spiegato in §3.11. I valori della tensione di taglio, della resistenza a trazione e del modulo a taglio sono presentati in Tabella 5.5.

La resistenza a trazione f_t non sembra essere influenzata dal fattore di scala o dal grado di pre-compressione. Per questo tipo di muratura in condizioni originali si sono considerati un valore medio della resistenza a trazione della muratura pari a $0,05 \text{ N/mm}^2$ e una $\tau_{Hmax-media}$ pari a $0,185 \text{ N/mm}^2$. Per quanto riguarda la condizione rinforzata può essere considerato un valore medio di f_t pari a $0,160 \text{ N/mm}^2$ e una $\tau_{Hmax-medio}$ pari a $0,393 \text{ N/mm}^2$.

Tabella 5.5 Parametri meccanici delle prove di compressione e taglio.

Tipo	Pannello	σ_0 [N/mm ²]	b	τ_{Hmax} [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	G_{exp} [N/mm ²]	$G_{exp30+60\%}$ [N/mm ²]	G_k [N/mm ²]
1:1 UR	C1	1	1,2	0,23	0,07	38	52	64
	C2	1,25	1,2	0,21	0,05	137	122	109
	C3	0,75	1,2	0,15	0,04	176	167	124
	C4	0,5	1,2	0,15	0,06	574	429	267
	media			0,19	0,05	231	193	141
1:1 R	C5	1	1,2	0,34	0,15	824	791	145
	C6	1,5	1,2	0,43	0,16	1497	1059	97
	C7	1,25	1,2	0,42	0,18	289	383	190
	C8	2	1,2	0,52	0,18	583	735	202
	media			0,43	0,17	798	742	158
2:3 UR	E1	0,5	1,25	0,11	0,04	50	64	187
	E2	1	1,25	0,11	0,02	212	332	217
	E3	0,75	1,25	0,20	0,08	213	217	277
	E4	1,25	1,25	0,28	0,09	87	96	97
	media			0,18	0,06	141	177	194
2:3 R	E5	1,25	1,25	0,39	0,17	1140	1117	60
	E6	1	1,25	0,34	0,16	1386	1021	271
	E7	1,5	1,25	0,39	0,14	148	117	132
	E8	2	1,25	0,44	0,14	21	91	236
	media			0,35	0,15	674	587	175

5.2.3.2 Verifica dei campi di rottura

Per i campioni testati sono stati calcolati i campi di rottura attraverso le formulazioni analitiche della pressoflessione (5.1), del taglio con fessurazione secondo Turnšek e Čačovič (5.2) e taglio con legge attrittiva alla Mohr-Coulomb (5.3). (Tassios, 1988).

$$\tau = \left[\frac{\sigma'_0}{\sigma_{max}} - \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma_{max}} \right)^2 \right] \cdot \frac{\sigma_{max}}{2 \cdot h/l} \tag{5.1}$$

$$\tau = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma'_0}{f_t}} \tag{5.2}$$

$$\tau_{\kappa} = \tau_{\kappa,0} + 0,4\sigma_0 \tag{5.3}$$

Dai risultati ottenuti dalla campagna sperimentale di taglio-compressione presentati nella Tabella 5.4 e dalle curve analitiche regolate sulla base di parametri meccanici ottenuti sperimentalmente (Figura 5.11) è possibile concludere che, in generale, le equazioni permettono una buona previsione delle modalità di collasso.

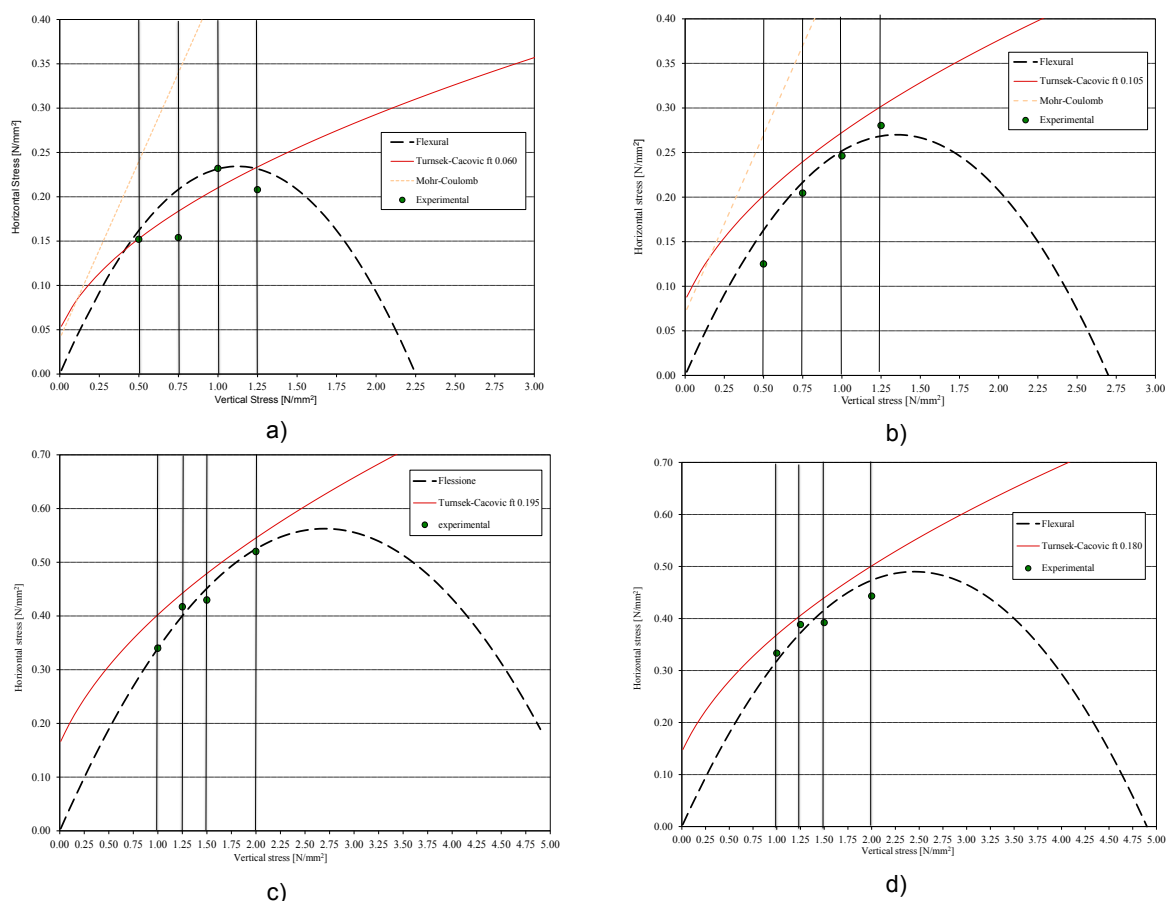


Figura 5.11 Campi di rottura dei campioni testati. provini non iniettati in scala 1:1 (a), provini non iniettati in scala 2:3 (b), provini iniettati in scala 1:1 (c) e provini iniettati in scala 2:3 (d).

5.2.3.3 Considerazioni conclusive

I pannelli non iniettati in scala reale hanno manifestato generalmente un meccanismo di rottura a taglio e sviluppato delle fessure diagonali; i provini sottoposti ad un più alto livello di carico verticale sono collassati per instabilità del puntone compresso (campione C2). Le pareti aventi minore pre-compressione hanno sviluppato un meccanismo di flessione (campione C4), l'attivazione di fessure verticali lungo i prospetti trasversali e conseguente collasso. Diversamente, i pannelli iniettati in scala unitaria sono stati caratterizzati dal meccanismo di rottura a *rocking*, ovvero hanno mostrato un comportamento monolitico con la formazione della prima fessurazione in prossimità del giunto di malta tra il cordolo inferiore e il pannello murario. Si è inoltre registrata, lungo le facce trasversali dei pannelli, la comparsa di fessure verticali all'aumentare dell'ampiezza degli spostamenti e conseguente separazione dei paramenti esterni fino al collasso dei provini.

I pannelli non iniettati in scala ridotta hanno evidenziato un meccanismo di flessione governato da fessurazioni lungo il secondo giunto di malta alla base del campione, seguite da fessure verticali dopo il raggiungimento della resistenza laterale massima; i provini aventi livello di carico verticale maggiore sono stati caratterizzati da fessure diagonali orientate lungo il puntone compresso.

I pannelli iniettati, in entrambe le scale, hanno manifestato un meccanismo a *rocking*, ad eccezione di quelli soggetti a un carico verticale maggiore (campioni E7 ed E8) che hanno sviluppato un meccanismo di rottura a flessione.

In tutti i casi, i pannelli non iniettati hanno presentato la separazione dei paramenti a valori minori di spostamento e conseguente crollo dei campioni a causa della deformazione dei paramenti esterni. I campioni iniettati, in entrambe le scale, hanno manifestato un'ampia fessura trasversale dopo il raggiungimento della loro resistenza massima e la rottura del nucleo interno a conferma dell'omogeneità dei pannelli murari iniettati.

5.2.3.4 Confronto con parametri NTC 2008

Sono stati messi a confronto dai valori ottenuti sperimentalmente con quelli ricavabili dalla Circolare del Consiglio Superiore dei lavori pubblici integrativa alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. Sono stati presi in considerazione due tipi di muratura riportati nella Tabella C8A.2.1, quella a conci sbozzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno e quella in pietre a spacco con buona tessitura. I valori meccanici proposti sono stati corretti con gli specifici coefficienti (Tabella C8A.2.2) per tener conto della malta di buona qualità e del nucleo scadente e ampio e del consolidamento con iniezioni. In Tabella 5.6 sono riassunte le proprietà meccaniche ricavate con l'approccio normativo e i risultati sperimentali. La muratura a conci sbozzati da normativa risulta più corretta come tipologia di muratura per rappresentare quella utilizzata nella sperimentazione. Analizzando i paramenti meccanici si nota la concordanza nella resistenza a compressione e in quella a trazione. Per quanto riguarda i moduli elastici, la normativa offre dei valori pari a circa la metà di quelli ottenuti dai test. Il modulo a taglio risulta corretto nel caso di pannelli consolidati. Analizzando i rapporti tra le resistenze e rigidezze pre e post consolidamento si nota una certa variabilità dei risultati tra le due scale costruttive. Si nota come la resistenza a trazione aumenti maggiormente rispetto alla resistenza a compressione. L'incremento della rigidezza a taglio risulta maggiore rispetto a quello ottenuto dalle resistenze.

Tabella 5.6 Confronto tra risultati sperimentali e dati da normativa

Tipologia	Coefficienti correttivi			f_m [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
	malta buona	nucleo incoerente	Iniezione				
Muratura a conci sbozzati	1,4	0,8		2,60	0,07	1279	426
Con iniezione	1,4	0,8	1,7	4,76	0,12	2342	781
Muratura in pietre a spacco	1,3	0,8		3,33	0,10	1762	603
Con iniezione	1,3	0,8	1,5	4,99	0,15	2644	905
UR 1:1				2,49	0,05	2531	231
R 1:1				4,28 (1,7)	0,17 (3,4)	4966 (2,0)	798 (3,5)
UR 2:3				2,41	0,06	2959	141
R 2:3				4,89 (2,0)	0,15 (2,5)	5125 (1,7)	674 (4,8)

5.3 Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti

Le attività svolte per l'esecuzione della sperimentazione che ha riguardato il consolidamento di murature danneggiate dal sisma del 6 aprile 2009 sono le seguenti:

- selezione degli edifici e selezione di ventun pannelli;
- rilievo e classificazione delle murature;
- prove soniche dirette pre-consolidamento;
- monitoraggio degli interventi di iniezione su dodici pannelli;
- prove soniche sui pannelli consolidati;
- prove di compressione diagonale su venti pannelli.

In Tabella 5.7 sono riportate le ubicazioni dei pannelli.

Tabella 5.7 Pannelli individuati nella sperimentazione a L'Aquila.

Pannelli	Località	Miscela
1* - 2* - 3	Via degli Oppieti, Onna	A
4 - 5 - 6* - 7*	Via del Grottone, Sant'Eusanio Forconese	B
8 - 9 - 10* - 11*	Via degli Oppieti, Onna	C
12 - 13 - 14* - 15*	Via del Massale, Onna	D
16* - 17* - 18	Largo Biade, Tempera	E
19* - 20* - 21	Via dei Martiri, Onna	F

*pannelli consolidati

Durante lo svolgimento di ogni intervento di consolidamento è stata misurata la quantità di miscela su ogni singolo foro con metodi diversi in funzione del tipo di attrezzatura impiegata. Nel caso di macchine semiautomatiche è stata misurata la portata con utilizzo a vuoto e durante l'iniezione si sono misurati i tempi impiegati per iniettare ciascun foro, correggendo le singole misure per renderle coerenti con la quantità totale di materiale. Nel caso di macchine manuali sono state contate le unità di volume iniettate per ogni corsa del cilindro azionato con l'apposita leva sul singolo foro. Con le macchine manuali la stima delle quantità iniettate è più corretta in quanto il volume iniettato non è influenzato dalla pressione di esercizio.

La valutazione della quantità iniettata non fornisce informazioni sui reali percorsi compiuti dalla miscela, ma definisce globalmente l'iniettabilità della muratura.

In Tabella 5.8 sono riassunti i parametri rilevati durante l'intervento di iniezione dei pannelli. La percentuale di vuoti riempiti è stimata sulla base del volume di miscela rispetto al volume totale del pannello. Tutte le murature indagate sono riconducibili alla tipologia con tessitura irregolare e paramenti esterni debolmente ammorsati e presentano una percentuale media di vuoti saturati con le iniezioni del 12%.

Tabella 5.8 Riassunto dei dati rilevati durante le fasi d'iniezione.

Pannello	Base [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Quantità iniettata [l]	Quantità iniettata [kg]	Vuoti [%]	Incremento Peso [%]
01-O_C/A	79	87	46	40	65	8,9	4,6
02-O_C/A	95	92	45	62	99	10,3	5,3
06-S_C/B	68	77	55	52	98	18,2	17,6
07-S_C/B	82	67	55	48	91	10,2	15,6
10-O_C/C	81	84	47	36	59	11,1	9,5
11-O_C/C	94	90	47	55	92	13,8	11,7
14-O_C/D	76	87	52	63	94	12,4	6,5
15-O_C/D	72	86	52	64	96	12,7	6,6
16-T_C/E	79	89	61	53	101	12,3	12,2
17-T_C/E	78	81	61	46	87	11,9	11,6
19-O_C/F	72	63	58	40	54	15,1	10,6
20-O_C/F	67	57	58	16	22	7,4	3,7
Media						12,0	9,6

In appendice A.2.1 sono riportate le mappe contour relative alle quantità in litri di miscela iniettata nei pannelli.

Al termine delle operazioni d'iniezione sono state confezionate due terne di prismi per ogni miscela utilizzata. Le dimensioni dei campioni realizzati sono conformi all'UNI EN 1015-11 (2007), ovvero 40x40x160 mm. Una terna di prismi è stata fatta maturare in condizioni standard come riportato nella normativa mentre l'altra terna è stata fatta maturare in sito con le medesime condizioni ambientali dei pannelli consolidati.

Questo ha permesso di verificare l'influenza della temperatura sulle miscele. Nel caso F realizzato nel periodo invernale si è riscontrato il congelamento del materiale con disidratazione e conseguente deterioramento del materiale.

Tutti i prismi sono stati testati in laboratorio determinando le proprietà meccaniche delle miscele quali la resistenza a flessione, la resistenza a compressione ed il modulo elastico.

5.3.1 Prove soniche dirette prima e dopo l'intervento

La verifica qualitativa della buona riuscita degli interventi di consolidamento è stata ottenuta mediante test sonici non distruttivi. La procedura prevede la mappatura delle velocità soniche dei pannelli di muratura realizzata con prove dirette (in trasparenza) con una maglia quadrata dei punti di misura con interassi 0.20x0.20 m. La velocità è stata determinata dividendo lo spessore della parete per il tempo di volata dell'ondaonica generata da un martello strumentato e ricevuta da un accelerometro sulla faccia opposta.

Per ogni punto la misura è stata ripetuta tre volte per poter ottenere un valore medio. L'identificazione così descritta è stata eseguita su tutti i pannelli oggetto di questa ricerca dopo la rimozione dell'intonaco ma prima di qualsiasi intervento di consolidamento. Successivamente, solo per i pannelli consolidati, si è ripetuta la medesima procedura determinando quindi le velocità delle pareti consolidate.

In Tabella 5.9 sono riportate le velocità medie di ogni pannello originario e dopo il consolidamento; per i pannelli consolidati è riportata la percentuale dei vuoti saturati sul volume totale del pannello. Il numero tra parentesi nell'ultima colonna indica il rapporto incrementale rispetto allo stato originale. Si nota che tutti i pannelli presentano un incremento di velocità superiore a tre volte, tranne i pannelli consolidati con la miscela F, che come già

citato hanno presentato problemi di maturazione causati dal gelo. In media, l'incremento di velocità sonora dopo l'iniezione è pari a circa 3,8 volte.

Tabella 5.9 Risultati dei test sonici per i pannelli non consolidati (U) e iniettati (C).

Campione	%vuoti iniettati	Velocità pre [m/s]	Velocità post [m/s]	Incremento di velocità pre/post
01-O_C/A*	8,9	461	2357	5,1
02-O_C/A*	10,3	405	2599	6,4
03-O_U*	-	739	-	-
04-S_U	-	611	-	-
05-S_U	-	433	-	-
06-S_C/B	18,2	456	1793	3,9
07-S_C/B	10,2	401	1997	5,0
08-O_U	-	585	-	-
09-O_U	-	351	-	-
10-O_C/C*	11,1	336	1608	4,8
11-O_C/C*	13,8	454	2148	4,7
12-O_U	-	551	-	-
13-O_U	-	739	-	-
14-O_C/D	12,4	555	2378	4,3
15-O_C/D	12,7	850	2484	2,9
16-T_C/E	12,3	369	1926	5,2
17-T_C/E	11,9	457	1583	3,5
18-T_U	-	402	-	-
19-O_C/F	15,1	881	2222	2,5
20-O_C/F	7,4	767	1156	1,5
21-O_U	-	649	-	-
Media U	-	533	-	-
Media C	12,0	568	2021	3,8

*pannelli iniettati su entrambi i lati

I risultati delle prove soniche risultano significativi nella ricerca di eventuali anomalie esecutive. Ad esempio, in Figura 5.12 si può notare come nel pannello 20-O_C/F ci sia una corrispondenza tra la scarsa iniettabilità della parte superiore del pannello, dovuta forse alle condizioni ambientali durante le operazioni in sito, e le basse velocità rilevate dopo l'intervento nella medesima porzione, comparabili con quelle nel muro non consolidato.

In generale, però, confrontando le mappe che riportano gli incrementi di velocità dopo l'iniezione con le mappe che rappresentano le quantità di materiale iniettato, non è sempre possibile trovare correlazioni puntuali. Ciò è legato al fatto che, stanti la tipologia muraria e la presenza di numerosi e ampi vuoti interconnessi tra di loro, il percorso compiuto dalla miscela all'interno delle cavità della muratura arriva talvolta a saturare zone molto lontane dal punto di iniezione. Osservando ad esempio le percentuali di vuoti iniettati dei campioni 06-S_C/B e 07-S_C/B, disposti uno a fianco dell'altro nel medesimo maschio murario, si nota che nel primo il valore è quasi doppio rispetto al secondo, mentre gli incrementi delle velocità soniche ottenuti sui due pannelli si invertono. Non conoscendo quindi la distribuzione reale dei vuoti e i percorsi compiuti dalla miscela, può diventare forviante, come metodo di verifica della buona riuscita dell'intervento, l'utilizzo dei soli rapporti tra tempi/quantità di miscela iniettata in una zona specifica della parete.

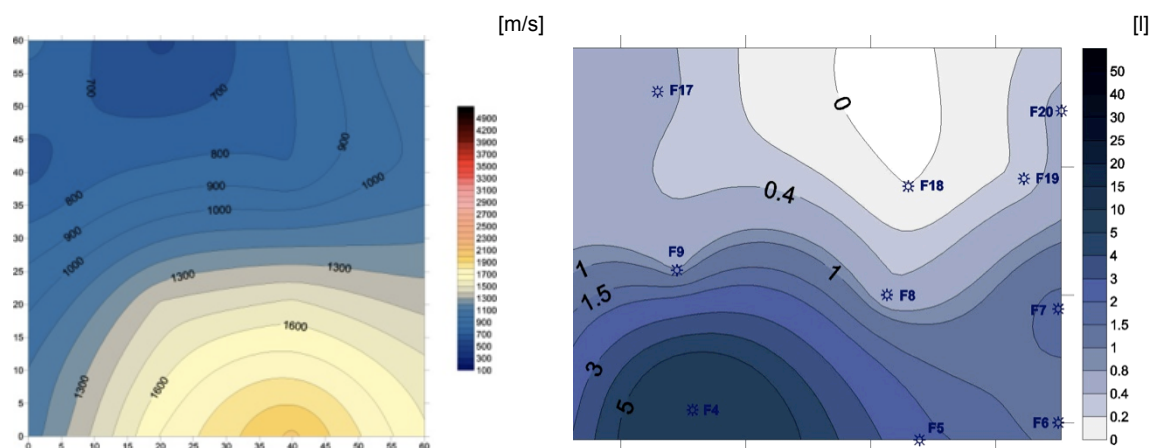


Figura 5.12 Rappresentazione grafica delle velocità soniche post-iniezione per il pannello 20-O_C/F (a) e delle quantità di miscela iniettata (b).

I pannelli in Tabella 5.9 contrassegnati con l'asterisco sono quelli iniettati su entrambi i lati. Analizzando sia le percentuali di vuoti iniettati che e i rapporti tra le velocità pre e post consolidamento si nota come ciò non abbia sostanzialmente modificato il risultato dell'intervento.

In appendice A.2.2 sono riportati i risultati delle prove soniche eseguite sui pannelli di prova.

5.3.2 Caratterizzazione delle miscele

Le prove di caratterizzazione meccanica realizzate sui provini prelevati durante le operazioni d'iniezione hanno permesso di ricavare:

- resistenza a compressione (UNI EN 1015-11, 2007);
- modulo elastico (UNI 6556, 1976);
- resistenza a flessione (UNI EN 1015-11, 2007).



Figura 5.13 Prismi di miscela prima dei test, in primo piano la miscela F deteriorata dal gelo.

I provini maturati in condizioni standard sono identificati con la sigla SC mentre quelli lasciati in sito con le stesse condizioni ambientali dei pannelli con la sigla EC.

In Figura 5.14 sono riportate tre immagini per le prove eseguite.

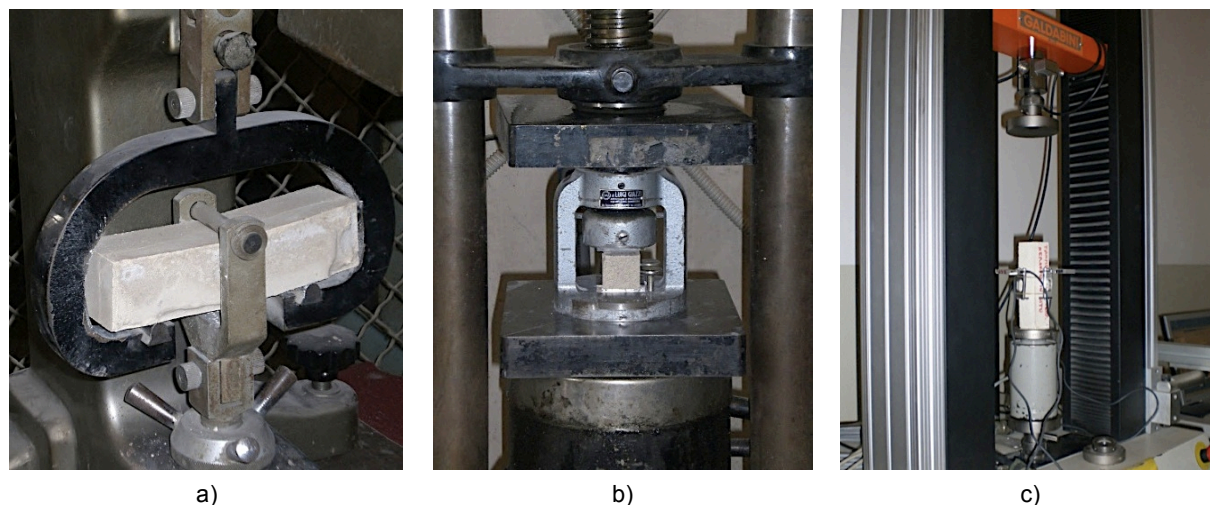


Figura 5.14 Prova a flessione (a), prova a compressione (b) e determinazione del modulo elastico (c)

In Tabella 5.10 sono riportati i risultati, in termini di valori medi, ottenuti dai test. Nel complesso, le serie EC non presentano risultati sostanzialmente diversi dalle omologhe serie SC, confermando una corretta maturazione delle miscele iniettate. I valori di resistenza a compressione e del modulo elastico per le serie EC sono mediamente il 90% di quelli ottenuti dalle serie SC.

La resistenza a flessione ha dei risultati più dispersi e meno confrontabili essendo fortemente influenzata dalla presenza di fessurazione da ritiro, in alcuni casi molto rilevante per queste tipologie di prodotti con rapporto acqua/legante elevato.

Nel caso della serie F_EC, le basse temperature registrate al momento dell'intervento d'iniezione hanno compromesso la maturazione della miscela sia all'interno dei casseri che all'interno dei pannelli murari, separando l'acqua d'idratazione dal legante.

Sulla base dei risultati ottenuti dalla compressione e dal modulo elastico è possibile suddividere le sei miscele in tre gruppi. Un primo gruppo è costituito dalle miscele A, B e D caratterizzato da elevata resistenza (circa 30 N/mm^2) e rigidità (mediamente quasi 10000 N/mm^2), valori di un ordine di grandezza superiore rispetto quelli riscontrabili sulle malte storiche. Un secondo gruppo contiene le miscele C ed F con resistenze a compressione inferiori a 18 N/mm^2 per le serie SC ed un modulo elastico compreso tra i 3700 e 8000 N/mm^2 , con valori quindi superiori a quelli delle malte originarie, ma caratterizzati comunque da una migliore compatibilità meccanica.

La miscela E risulta essere l'unica con proprietà meccaniche simili a quelle delle malte storiche con resistenza a compressione di circa 5 N/mm^2 e modulo elastico di 5700 N/mm^2 . In questo caso, le caratteristiche corrispondono anche alla tipologia (da un punto di vista chimico) di miscela, costituita da una calce idraulica con additivi pozzolanici naturali e inerte siliceo.

Nel caso delle altre miscele, invece, si è riscontrato che la B, C ed F sono basate su calce aeree, con additivi pozzolanici derivanti da loppe d'altoforno, mentre le miscele A e D sono basate su composti ternari formati da calce idraulica e cemento Portland (Artioli et al. 2010; 2011).

Tabella 5.10 Quadro riassuntivo delle prove sulle miscele.

Codice	Densità apparente [kg/dm ³]	Rapporto acqua legante	Massa volumica [kg/dm ³]	Resistenza a Flessione [N/mm ²]	Resistenza a Compressione [N/mm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]
A_SC	1,50	0,40	1,83	1,79	37,70	8800
A_EC			1,82	2,01	32,82	7500
B_SC	1,89	0,35	1,85	3,22	27,18	10400
B_EC			1,90	1,68	25,14	10400
C_SC	1,66	0,60	1,64	1,07	17,72	5900
C_EC			1,55	1,75	13,72	3700
D_SC	1,60	0,50	1,77	4,44	30,90	11000
D_EC			1,78	2,20	31,63	10300
E_SC	1,9	0,33	1,90	1,83	5,47	5700
E_EC			1,94	1,51	4,78	5600
F_SC	1,35	0,33	1,80	1,88	18,13	8100
F_EC			-	-	-	-

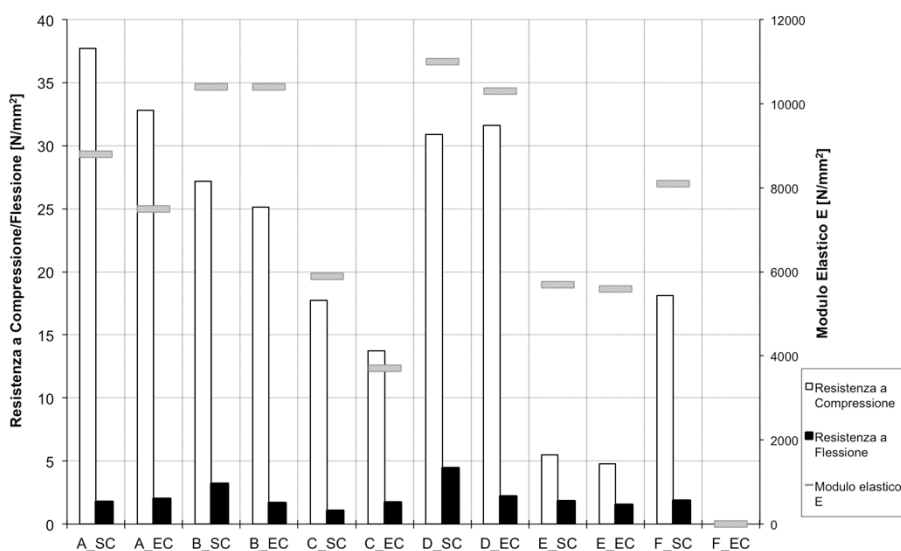


Figura 5.15 Istogramma con i risultati delle prove meccaniche sulle miscele.

5.3.3 Prove di compressione diagonale

In Tabella 5.11 sono riportati i risultati dei test di compressione diagonale divisi in base all'ubicazione dei pannelli con muratura omogenea e tipologia di miscela iniettata. Sia per la resistenza a taglio sia per le rigidzze a taglio calcolate a 0÷30% e 30÷60% sono stati rapportati i risultati dei pannelli consolidati con quelli non iniettati della medesima serie.

In generale tutti i risultati confermano l'efficacia del consolidamento con iniezioni su tutte le murature testate. Il modulo a taglio incrementa (in media di 6,9 volte) maggiormente rispetto alla resistenza a taglio (in media di 2,3 volte) dimostrando una maggiore coesione degli strati interni della muratura.

Tabella 5.11 Risultati dei pannelli non consolidati (U) e iniettati (C).

Campione	f_t [N/mm ²]	τ_0 [N/mm ²]	$\frac{\tau_{0,C}}{\tau_{0,U}}$	G _{0-30%} [N/mm ²]	$\frac{G_{0\div 30,C}}{G_{0\div 30,U}}$	G _{30-60%} [N/mm ²]	$\frac{G_{60\div 30,C}}{G_{60\div 30,U}}$
01-O_C/A*	0,240	0,160	3,2	984	11,6	149	0,0
02-O_C/A*	0,238	0,159	3,1	1760	20,8	133	7,4
03-O_U*	0,076	0,051	-	84	-	18	-
04-S_U	0,024	0,016	-	272	-	13	-
05-S_U	0,030	0,020	-	230	-	14	-
06-S_C/B	0,073	0,049	2,7	318	1,3	87	6,5
07-S_C/B	0,071	0,047	2,6	1110	4,4	298	22,3
09-O_U*	0,178	0,119	-	224	-	89	-
10-O_C/C*	0,207	0,138	1,2	980	4,4	149	1,7
11-O_C/C*	0,346	0,231	1,9	2404	10,7	1069	12,0
12-O_U	0,049	0,033	-	78	-	18	-
13-O_U	0,034	0,022	-	38	-	9	-
14-O_C/D	0,067	0,045	1,6	550	9,5	237	18,1
15-O_C/D	0,108	0,072	2,6	1478	25,6	314	23,9
16-T_C/E	0,055	0,037	2,1	1067	22,6	292	47,3
17-T_C/E	0,041	0,028	1,5	225	4,8	79	12,8
18-T_U	0,027	0,018	-	47	-	6	-
19-O_C/F	0,143	0,095	3,3	198	3,4	139	10,6
20-O_C/F	0,059	0,039	1,4	514	8,9	140	10,7
21-O_U	0,044	0,029	-	58	-	13	-
Media U	0,060	0,040	-	139	-	24	-
Media C	0,137	0,092	2,3	966	6,9	257	10,8
NTC 2008 U	-	0,026	-	290	-	-	-
NTC 2008 C	-	0,052	2	580	2	-	-

I pannelli (1-2-3; 9-10-11) ricavati da edifici non demoliti presentano lo schema di prova di compressione diagonale confinata caricata dal peso proprio della struttura.

La Figura 5.16 mostra il diagramma tensione tangenziale/deformazione angolare dei campioni non consolidati e la Figura 5.17 quelli consolidati con iniezioni.

La differenza tra i test eseguiti sui campioni liberi su tre lati e quelli confinati è apprezzabile in termini di tensione massima. Per la determinazione delle rigidezze a taglio si è considerato che lo stato tensionale di partenza non influenzi le rigidezze a taglio.

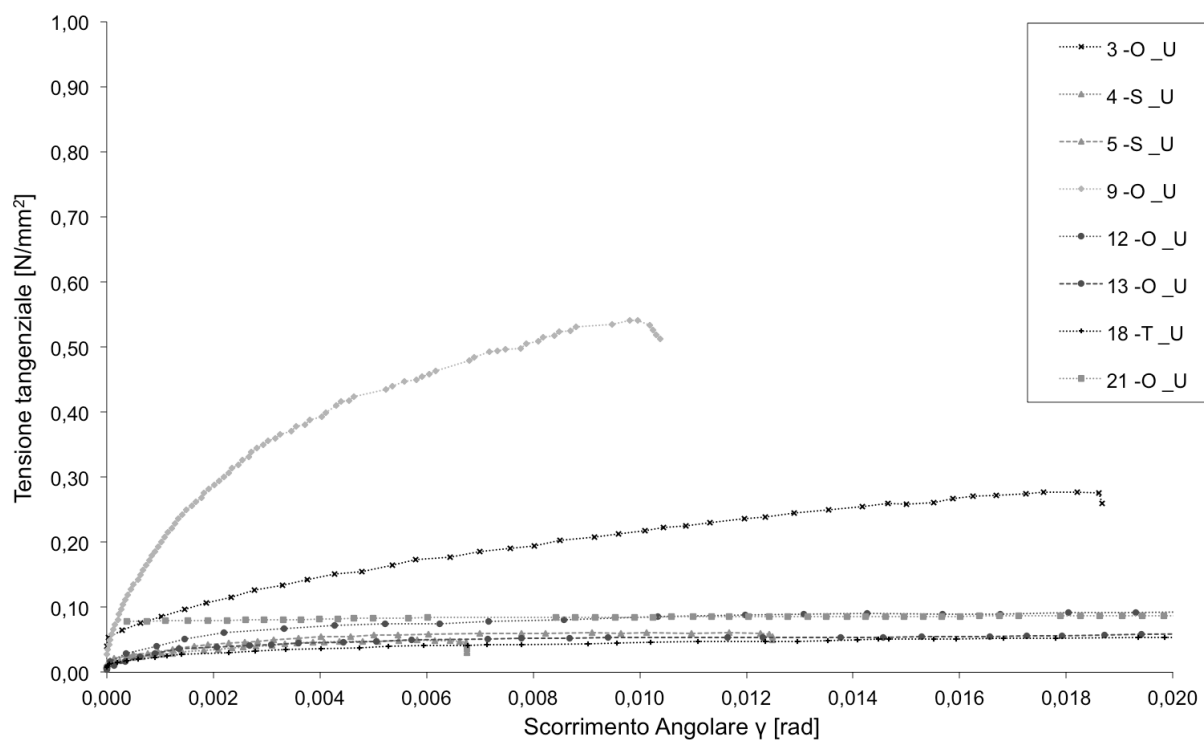


Figura 5.16 Diagramma tensione tangenziale/deformazione angolare per i campioni non consolidati.

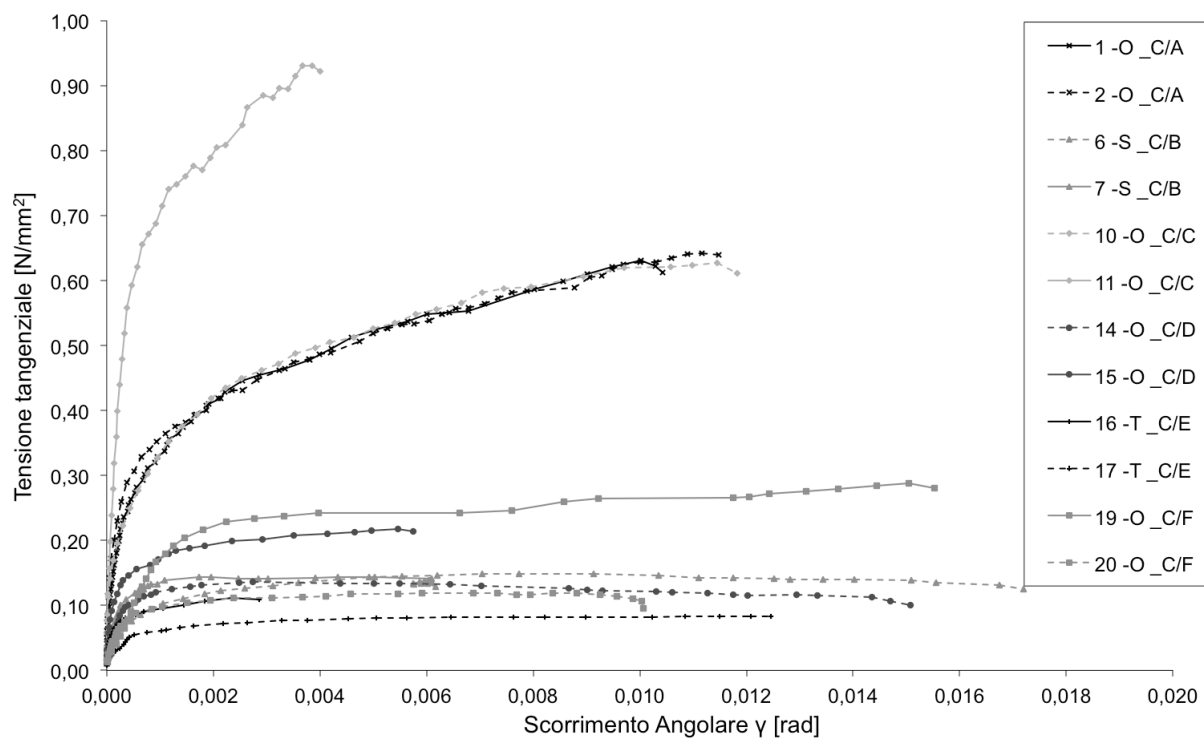


Figura 5.17 Diagramma tensione tangenziale/deformazione angolare per i campioni iniettati.

5.4 Conclusioni

Nei due casi proposti è stata valutata l'efficacia dei consolidamenti con iniezioni mediante l'esecuzione di prove soniche dirette, prove di compressione monoassiale, prove di compressione e taglio e prove di compressione diagonale.

Nelle prove soniche dirette eseguite sulla muratura in pietra a tre paramenti, le diverse scale costruttive hanno presentato valori molto simili tra sia per le prove eseguite prima delle iniezioni sia per i valori post consolidamento. La velocità sonica media è cresciuta da 1212 a 3694 m/s con un incremento del 205%.

Nelle prove a compressione eseguite sulla muratura in pietra a tre paramenti il comportamento complessivo dei pannelli in entrambe le condizioni è stato lo stesso, il consolidamento ha incrementato sia le tensione di prima fessurazione e la tensione massima ritardando l'apertura dei paramenti.

Per quanto riguarda la prova a compressione, i pannelli a singolo paramento hanno presentato la loro prima fessura a valori di carico più elevati rispetto ai pannelli a tre paramenti, a circa il 45% del carico massimo di compressione; la prima fessura per i campioni in scala reale *B* è stata dal 30% per quelli non iniettati al 37% per quelli iniettati. Mentre la prima fessura per i campioni in scala ridotta *D* è stata al 63% del carico massimo per quelli non iniettati e al 60% per quelli iniettati.

L'incremento medio della resistenza a compressione in seguito al consolidamento con iniezione è del 60% per i pannelli *B* (da 2,69 N/mm² a 4,30 N/mm²) e del 110% per i pannelli *D* (da 2,21 N/mm² a 4,64 N/mm²) testati in modalità ciclica, nella prova con applicazione di carico monotono si è valutato un incremento del 102% per i pannelli *B* (da 2,10 N/mm² a 4,23 N/mm²) e del 93% per quelli *D* (da 2,80 N/mm² a 5,40 N/mm²).

Il modulo di elasticità per i pannelli *D* non iniettati hanno presentato una rigidezza maggiore rispetto a quelli *B* (rispettivamente 2959 N/mm² e 2531 N/mm²). I valori medi del modulo di elasticità sono: 4966 N/mm² per i pannelli *B* iniettati e 5125 N/mm² per i *D*. L'aumento di rigidezza dei campioni in scala reale è di circa il 95% e del 73% per i pannelli in scala ridotta. Le modalità di rottura sono state le medesime per ogni pannello, ovvero un collasso dovuto allo spanciamento fuori dal piano dei paramenti esterni dovuto a valori massimi di deformazione in prossimità della mezzeria dell'altezza della sezione trasversale.

Per la prova di taglio compressione i pannelli non iniettati hanno raggiunto la rottura a taglio (scala reale) e a flessione (scala ridotta) in funzione dei diversi livelli di pre-compressione applicati. D'altra parte i pannelli iniettati sono stati contraddistinti dal meccanismo a rocking, comportandosi in maniera monolitica.

I provini non rinforzati in scala ridotta, rispetto a quelli in scala reale, hanno conseguito una forza laterale minore (56 contro 93 kN), ma con spostamenti maggiori (4,4 contro 3,8 mm).

La prima fessura nei pannelli iniettati si è aperta per uno spostamento e una resistenza orizzontale quasi doppie rispetto a quelli non iniettati.

Alla massima resistenza, i pannelli iniettati hanno raggiunto spostamenti di tre volte superiori a quelli non consolidati con un raddoppio della forza. L'aumento del livello di pre-compressione aumenta la rigidezza orizzontale della muratura diminuendone la duttilità.

Durante la fase finale delle prove, allo stato limite di spostamento massimo, è stato osservato un comportamento simile in tutti i pannelli, in particolare nelle caratteristiche meccaniche dei campioni danneggiati e nel distacco dei paramenti esterni.

Per quanto riguarda il degrado delle rigidezze analizzato mediante test di taglio compressione è stata confermata la maggiore rigidezza iniziale dei campioni iniettati.

Nei pannelli consolidati si è verificato inoltre un degrado più rapido a causa del meccanismo di *rocking*. La diminuzione della rigidità è stata osservata anche nel caso dei campioni soggetti a minor livello di pre-compressione in tutte le condizioni e scale costruttive.

La resistenza a trazione media f_t è pari per i pannelli non iniettati a $0,05 \text{ N/mm}^2$ per la scala reale e $0,06 \text{ N/mm}^2$ per la scala ridotta. Per i pannelli iniettati la f_t è pari a $0,17 \text{ N/mm}^2$ per quelli in scala reale e $0,15 \text{ N/mm}^2$ per quelli in scala ridotta. Tali valori non hanno grosse variabilità tra i diversi livelli di precompressione applicata nei diversi test. La resistenza a trazione, quindi, non è influenzata dal fattore di scala o dal grado di pre-compressione. Il rapporto della resistenza a trazione tra i pannelli iniettati e quelli non iniettati è pari a 3,4 per i campioni a scala reale e di 2,5 per quelli in scala ridotta. La tensione di taglio massimo τ_{Hmax} non risulta influenzata dal fattore di scala contrariamente a quanto avviene invece per la resistenza a compressione che risente della scala costruttiva del provino.

La rigidità a taglio risulta un parametro con elevata variabilità tra i diversi test in funzione della tessitura della muratura, i valori medi per i pannelli non iniettati sono di 231 N/mm^2 per la scala reale e di 141 N/mm^2 per la scala ridotta. La rigidità G nel caso dei pannelli consolidati cresce a 798 N/mm^2 per i muri in scala reale e a 674 per quelli a scala ridotta. I rapporti quindi tra le rigidità prima e dopo l'intervento sono di 3,5 per la scala reale e 4,8 per quella ridotta.

Dall'osservazione visiva durante la prova, oltre che dall'osservazione delle curve sforzo-deformazione, i pannelli murari, iniettati o non, presentano un incremento delle prestazioni e il ritardo dell'apertura dei paramenti nei pannelli iniettati.

Dal confronto dei parametri meccanici ricavati dalle prove di compressione monoassiale e di compressione e taglio con i valori forniti dalla Circolare n.617 NTC 2008 in tabella C8A.2.1 si riscontra la corrispondenza per la resistenza a compressione f_m e per la resistenza a trazione f_t per entrambe le scale costruttive e con i dati di normativa sia per la condizione non consolidata che per quella consolidata. I valori del modulo elastico E di normativa in tutti i casi sono invece la metà di quelli ottenuti durante le prove di compressione monoassiale. Per quanto riguarda il modulo a taglio G risulta corretto per la condizione consolidata di entrambe le scale costruttive mentre per le murature non iniettate la normativa fornisce valori doppi rispetto a quelli rilevati sperimentalmente.

Per la muratura danneggiata dal sisma del 6 aprile 2009 dal punto di vista meccanico gli interventi d'iniezione hanno dimostrato generalmente la loro efficacia.

Nonostante la percentuale di vuoti iniettati sia compresa tra 7% e 18%, in media 12%, gli incrementi in termini di velocità soniche, mediamente salite a valori di circa 2000 m/s, corrispondono al 380% delle velocità originarie. La tipologia d'indagine ha confermato la sua notevole sensibilità per l'individuazione delle variazioni di consistenza apportate dagli interventi d'iniezione nel mezzo murario analizzato, data la frequente corrispondenza tra le zone maggiormente iniettate e le zone con più alte velocità post-consolidamento.

Per la resistenza a taglio l'incremento è compreso tra 120% e 330%, in media del 230%.

I risultati ottenuti in termini assoluti, resistenza a taglio di $0,092 \text{ N/mm}^2$ dopo l'intervento d'iniezione, contraddistinguono murature di buona qualità, se confrontati con i valori riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare allegata alle NTC2008.

Partendo dai valori indicati nella tabella stessa per questa tipologia di muratura, in pietrame disordinata, si ricava come valore medio della resistenza a taglio $0,026 \text{ N/mm}^2$, inferiore a quanto ricavato dai test di compressione diagonale su pannelli non consolidati ($0,04 \text{ N/mm}^2$). Considerando il coefficiente correttivo dei parametri meccanici, riportato in tabella C8A.2.2, per muratura in pietrame disordinata consolidata con iniezioni, la campagna sperimentale conferma sostanzialmente il coefficiente pari a 2 per l'incremento di resistenza a taglio. Tale

fattore non risulta invece corretto per gli incrementi di rigidità, che mediamente crescono con un fattore di 6,9 per livello corrispondente al 30% della tensione massima e di 10,8 nell'intervallo 30÷60% della tensione massima. Tale osservazione è in accordo con quanto rilevato nell'analisi dello stato dell'arte confrontando i dati reperiti in letteratura.

Il valore medio del modulo di rigidità a taglio per la muratura abruzzese non consolidata (139 N/mm^2) è circa la metà di quello indicato in tabella C8A.2.1 per muratura in pietrame disordinato (290 N/mm^2), tale differenza può in parte essere dovuta al danneggiamento generato dal sisma.

I parametri meccanici ricavati dalle compressioni diagonali sono in linea con i risultati ottenuti dai dati raccolti in letteratura da sperimentazioni simili.

Raggruppando le miscele in gruppi in base alle proprietà meccaniche si osserva come le miscele *A*, *B* e *D*, con la resistenza a compressione più alta (tra 27 e 37 N/mm^2), ottengono rapporti tra la resistenza a taglio prima e dopo il consolidamento da 1,6 a 3,2 volte, mentre la miscela *E*, avente resistenza a compressione più bassa (circa 5 N/mm^2), ha un rapporto medio di 1,8. Tale risultato è comunque influenzato dalle scarse proprietà meccaniche delle pareti originarie. Nel caso della muratura indagata a Tempera (campione 18) risulta quella con il modulo a taglio e le velocità soniche tra le più basse tra tutti i campioni non consolidati. Nel caso delle miscele (C-F) con resistenza a compressione di circa 18 N/mm^2 , si ottengono dei rapporti di 1,55 per la miscela C e di 2,3 volte per la F. Il minor incremento tra le due è giustificabile perché la muratura consolidata con miscela C presenta al suo stato originario (pannello 9) buone qualità, sia in termini di resistenza a taglio ($0,12 \text{ N/mm}^2$) e modulo a taglio (224 N/mm^2), più alto tra tutti i campioni indagati, dimostrando la maggior efficacia delle iniezioni qualora queste vengano applicate su murature fortemente disomogenee e disgregate.

L'impiego di miscele con proprietà meccaniche elevate non trova giustificazione, in termini di efficacia, rispetto a quelle con proprietà confrontabili con le malte originarie, scontando nel caso di miscele più resistenti, ma a base di composti ternari gravi problemi d'incompatibilità chimico-fisica. Si può comunque in generale concludere che gli interventi di consolidamento proposti hanno ottenuto in tutti i pannelli testati buoni risultati, garantendo anche in murature fortemente disomogenee e danneggiate e l'incremento o il recupero delle proprietà meccaniche.

6 CASI STUDIO

6.1 Introduzione

Nel presente capitolo sono presentati i risultati delle prove in sito eseguite sui due casi studio della corte rurale in località San Colombano a Bardolino e dell'ex ospedale San Paolo di Savona. L'obiettivo delle indagini in entrambi i casi è il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* con l'esecuzione di prove esaustive sulla muratura per la determinazione della resistenza a taglio. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli proposti dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 2008 per i livelli di conoscenza *LC1* e *LC2*. Infine è stata proposta un'analisi sulla convenienza dell'incremento del livello di conoscenza rispetto al costo di esecuzione di interventi di miglioramento sismico.

6.2 Prove in sito su una corte rurale in località San Colombano a Bardolino

Nel caso studio della corte rurale in località San Colombano sono state eseguite tre diverse tipologie di indagini:

- cinque prove soniche dirette (prova non distruttiva);
- quattro prove di martinetto piatto doppio (prova parzialmente distruttiva);
- due prove di compressione diagonale (prova distruttiva).

A tali attività si aggiungono prove di martinetto piatto eseguite dalla committenza prima degli interventi di consolidamento di cui si hanno a disposizione i risultati. In Figura 6.1 sono riportate le posizioni dove sono state eseguite le indagini.

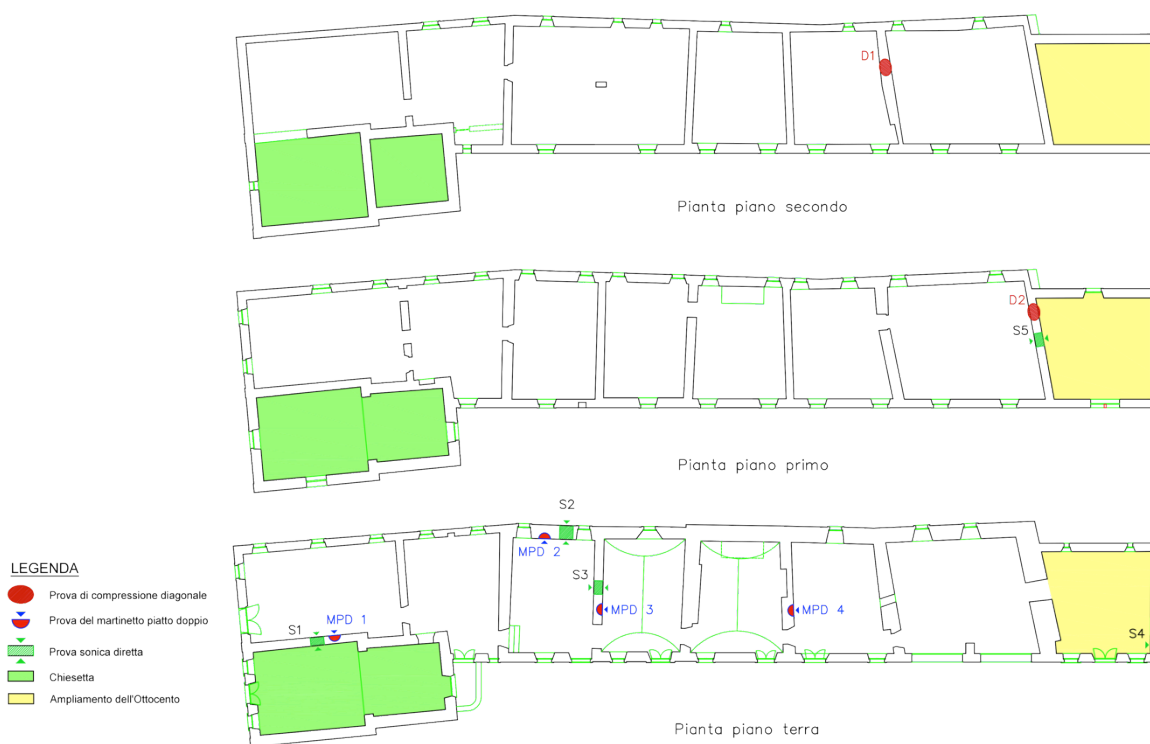


Figura 6.1 Localizzazione delle prove a Bardolino.

Nell'ordine vengono presentati i risultati delle cinque prove soniche dirette (S1, S2, S3, S4, S5), dei quattro martinetti piatti doppi (MPD1, MPD2, MPD3, MPD4) e delle due prove di compressione diagonale (D1, D2). I risultati dei martinetti piatti sono confrontati con quelli ottenuti in un'altra campagna prove eseguita in modo non conforme da una società privata prima degli interventi di consolidamento.

6.2.1 Prove soniche dirette

6.2.1.1 Prova sonica S1

Il test è stato eseguito su una porzione di dimensioni 80x80 cm della muratura della chiesetta al piano terra. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 1 m dal pavimento sul lato A utilizzando una griglia quadrata 5x5 (5 righe e 5 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 56 cm. La battitura dei punti è stata eseguita sul lato B, e la ricezione sul lato A (Figura 6.2).

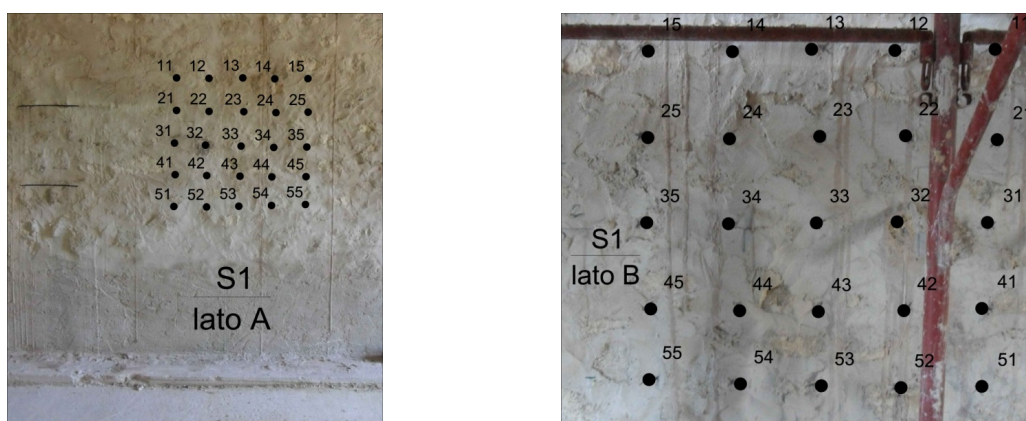


Figura 6.2 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S1.

Sono state acquisite tre registrazioni per ognuna dei venticinque punti di misura. Si sono calcolati i tempi medi di propagazione delle onde soniche e si sono calcolate le velocità medie. Si riportano di seguito l'istogramma delle velocità medie ottenute per ogni punto della griglia (Figura 6.3 a) e la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore (Figura 6.3).

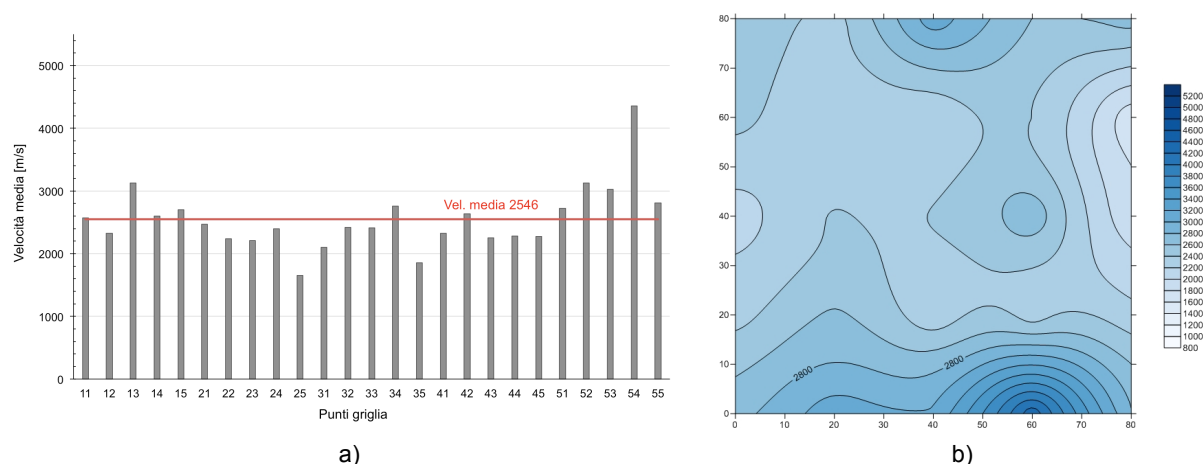


Figura 6.3 Prova sonica S1: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).

Dall'analisi dei dati si nota una discreta omogeneità all'interno dell'area indagata. Le velocità presentano valori medi di tutto rispetto, con valore minimo pari a 1654.55 m/s della coppia 25, e relativamente alti in basso a destra, in corrispondenza della coppia 54, con un valore massimo pari a 4353.46 m/s.

6.2.1.2 Prova sonica S2

Il test è stato eseguito su una porzione di dimensioni 80x80 cm della muratura di grosso spessore del lato nord. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 1,88 m dal pavimento sul lato A utilizzando una griglia quadrata 5x5 e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 85 cm. La battitura dei punti è stata eseguita sul lato B e la ricezione sul lato A (Figura 6.4).

Il pannello murario in oggetto ha subito rimaneggiamenti alla base durante gli interventi di consolidamento delle fondazioni ed è stato in parte ricostruito. È scelta una posizione rialzata per evitare una zona non rappresentativa.

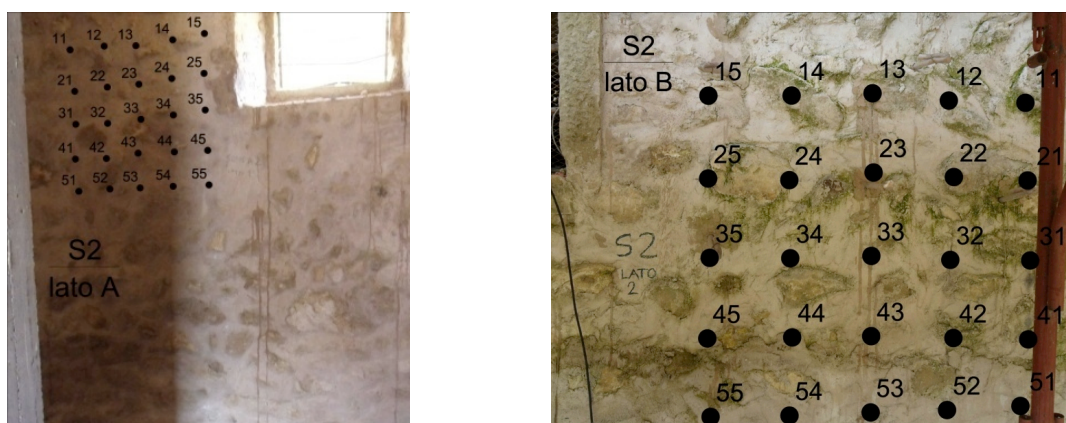


Figura 6.4 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S2.

Si riportano di seguito l'istogramma delle velocità medie ottenute per ogni punto della griglia (Figura 6.5 a) e la mappatura di colore delle velocità mediante (Figura 6.5 b).

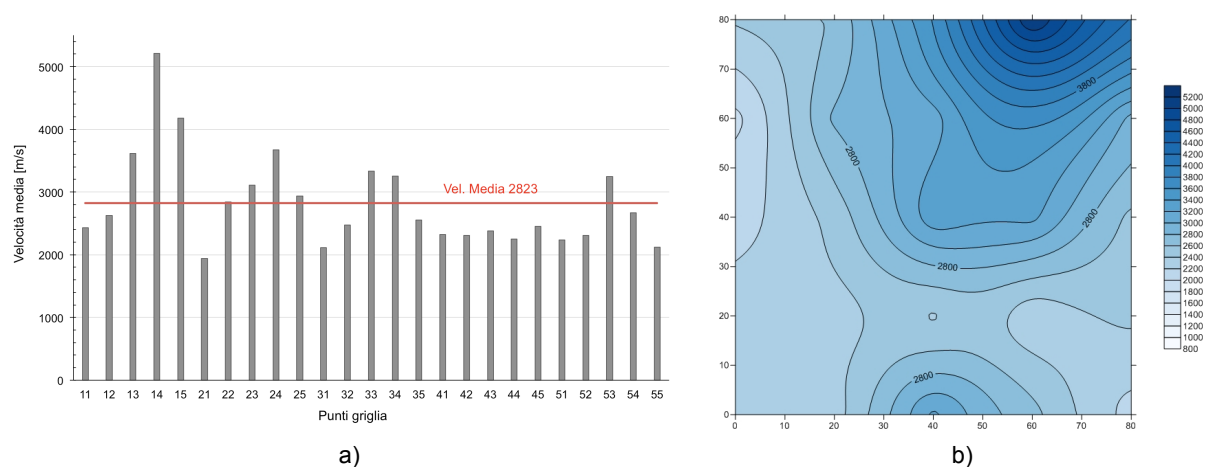


Figura 6.5 Prova sonica S2: Iistogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).

Dall'analisi dei dati si nota una marcata disomogeneità all'interno dell'area indagata con importanti gradienti di velocità. Le velocità presentano valori elevati, con un minimo di 1944 m/s della coppia 21, e decisamente alti in alto a destra, in corrispondenza della coppia 14, con un valore massimo pari a 5211 m/s, che è anche la massima velocità misurata nelle cinque prove.

6.2.1.3 Prova sonica S3

Il test è stato eseguito su una porzione di dimensioni 80x80 cm della muratura di un setto trasversale. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 1 m dal pavimento sul lato A utilizzando una griglia quadrata 5x5 e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 50 cm. La battitura dei punti è stata eseguita sul lato B e la ricezione sul lato A (Figura 6.6).



Figura 6.6 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S3.

Si riportano di seguito l'istogramma delle velocità medie ottenute per ogni punto della griglia (Figura 6.7 a) e la mappatura di colore delle velocità (Figura 6.7 b).

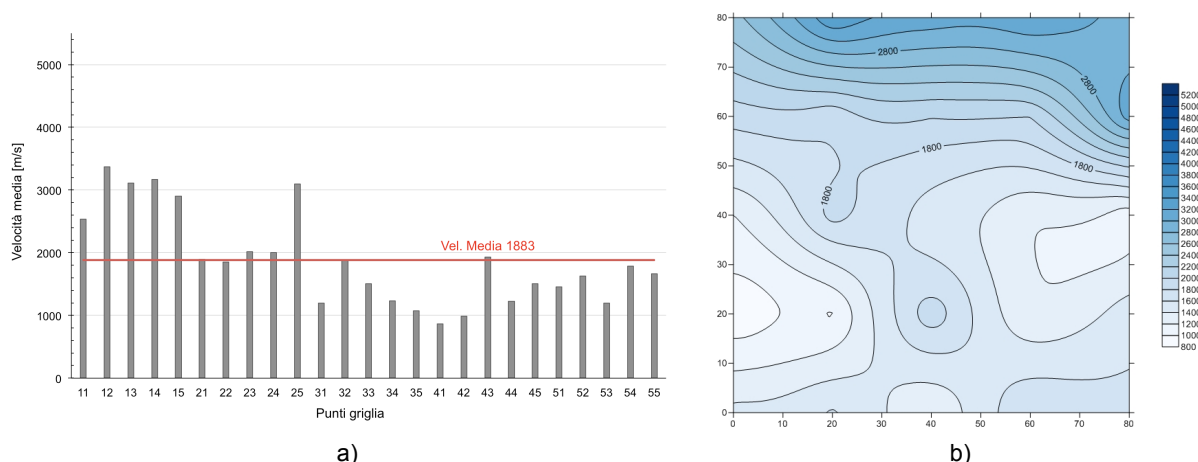


Figura 6.7 Prova sonica S3: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità sonore (dati in m/s) (b).

Dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata. Le velocità presentano valori medi relativi a muratura di buona qualità, ma più elevati nella zona superiore, dove si registra il valore massimo pari a 3369 m/s rispetto al basso con un valore minimo pari a 864 m/s.

6.2.1.4 Prova sonica S4

Il test è stato eseguito su una porzione di dimensioni 80x80 cm della muratura originale dell'ampliamento dell'Ottocento al piano terra. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 1 m dal pavimento sul lato A utilizzando una griglia quadrata 5x5 e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 49 cm. La battitura dei punti è stata eseguita sul lato B e la ricezione sul lato A (Figura 6.8).



Figura 6.8 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S4.

Si riportano di seguito l'istogramma delle velocità medie ottenute per ogni punto della griglia (Figura 6.9 a) e la mappatura di colore delle velocità (Figura 6.9 b).

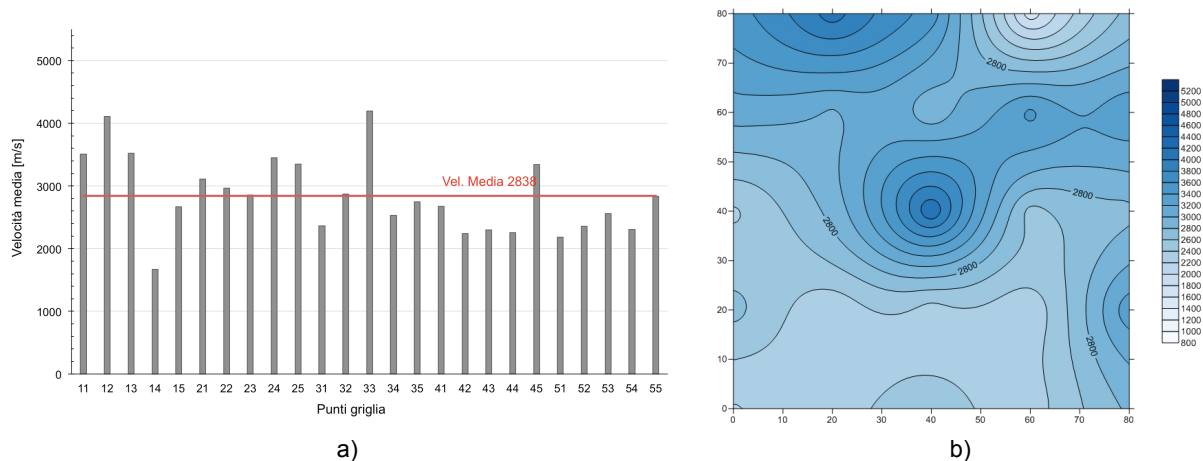


Figura 6.9 Prova sonica S4: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).

Dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata. Le velocità presentano valori medi elevati tipici di murature di buona qualità.

6.2.1.5 Prova sonica S5

Il test è stato eseguito su una porzione di dimensioni 80x80 cm della muratura originariamente perimetrale, posta al primo piano. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 1 m dal pavimento sul lato A utilizzando una griglia quadrata 5x5 e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore

pari a 65 cm. La battitura dei punti è stata eseguita sul lato B e la ricezione sul lato A (Figura 6.10).

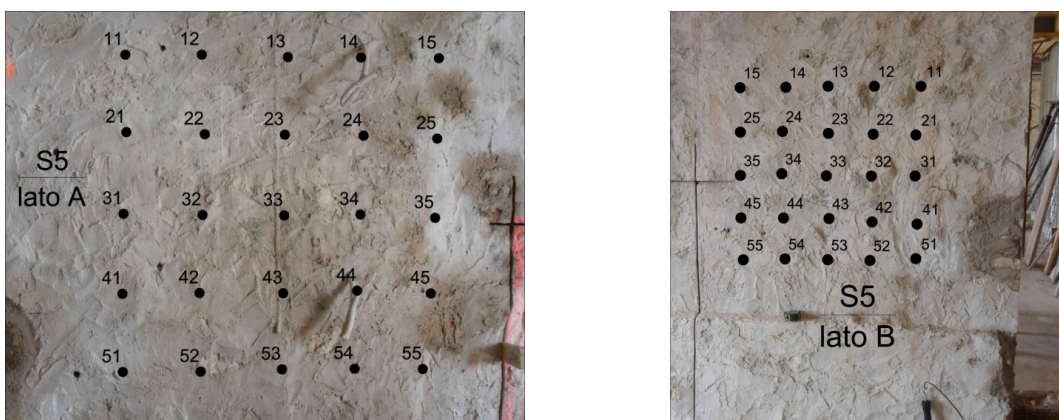


Figura 6.10 Rappresentazione della griglia sul lato A e B, prova S5.

Si riportano di seguito l'istogramma delle velocità medie ottenute per ogni punto della griglia (Figura 6.11 a) e la mappatura di colore delle velocità (Figura 6.11 b).

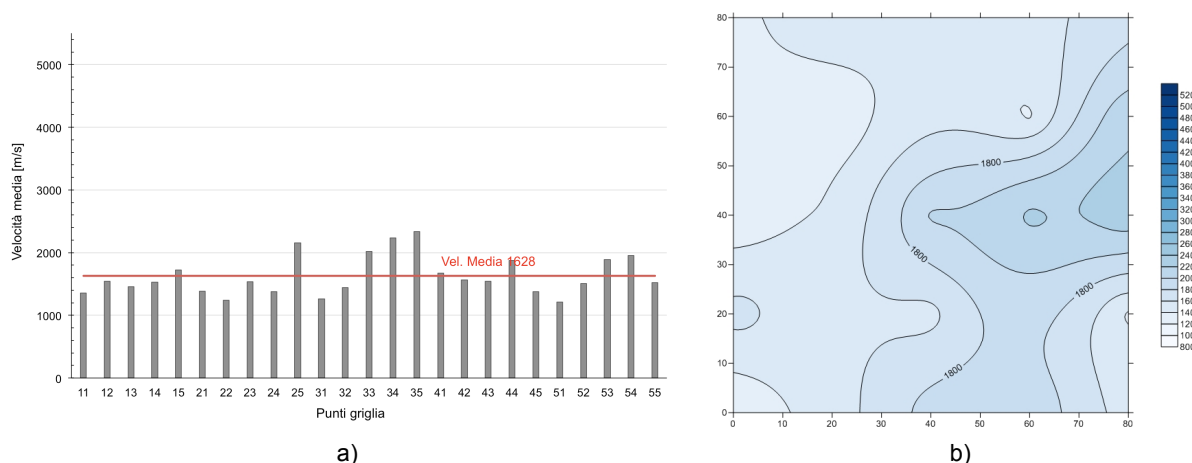


Figura 6.11 Prova sonica S5: Istogramma delle velocità medie dei singoli punti (a) Restituzione grafica delle velocità soniche (dati in m/s) (b).

Dall'analisi dei dati l'area appare omogenea ma con valori medi inferiori a quelli misurati nelle altre quattro prove pur rimanendo nell'intervallo delle murature di discreta qualità.

6.2.1.6 Riassunto dei risultati delle prove soniche

In Tabella 6.1 sono riportati i risultati delle prove soniche eseguite presso Bardolino. Si può notare come tutte le velocità registrate superino i 1500 m/s, valore oltre cui la muratura viene considerata di buona qualità. Tali valori si riferiscono in ogni caso alla muratura già consolidata con iniezione e ristilatura superficiale.

Tabella 6.1 Riassunto dei risultati delle prove soniche dirette.

Codice prova		S1	S2	S3	S4	S5
Tipo muratura		MP-CH-B	MP-B	MP-B	MP-'800-B	MP-B
Livello di piano		Terra	Terra	Terra	Terra	Primo
Altezza dal pavimento [m]		1,00	1,88	1,00	1,00	1,00
Spessore muratura [m]		0,56	0,85	0,50	0,49	0,65
Lato battuta/ricezione		B/A	B/A	B/A	B/A	B/A
Velocità sonica [m/s]	minima	1655	1944	864	1673	1207
	massima	4353	5211	3369	4193	2337
	media	2546	2824	1883	2838	1628

6.2.2 Prove di martinetto piatto doppio

6.2.2.1 Prova MPD1

Si nota dal grafico in Figura 6.12 che le basi di misura 1 e 4 più prossime al bordo del martinetto hanno registrato deformazioni inferiori delle basi 2 e 3. Questo comportamento è tipico della prova di martinetto piatto doppio come descritto nel § 2.4.2.2.

Il grafico in Figura 6.13 riporta la curva tensione/deformazione media delle quattro basi di misura verticali, sul cui involucro si calcola il Modulo di elasticità relativo alla fase di carico e in quella di scarico.

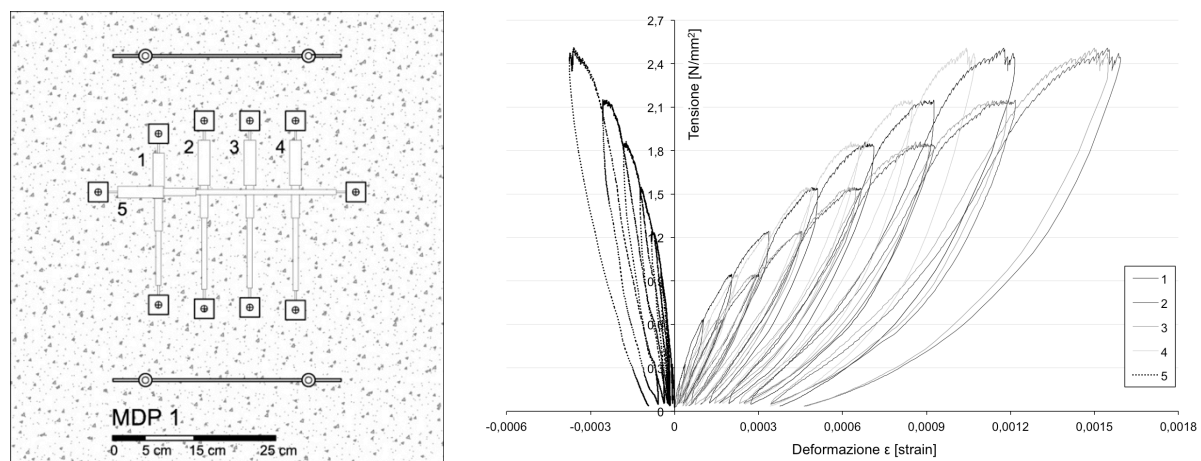


Figura 6.12 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD1

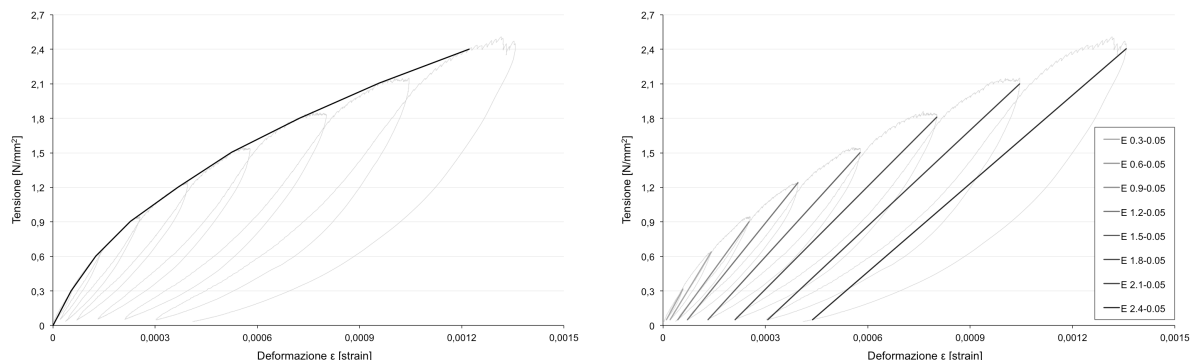


Figura 6.13 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD1.

6.2.2.2 Prova MPD2

La prova MPD2 risulta poco significativa avendo presentato sin dalle prime fasi di carico andamenti irregolari nelle deformazioni con inversione dell'andamento dovuto a rotazioni degli elementi resistenti sui quali sono fissate le basi di misura. In Figura 6.14 sono rappresentate le curve tensione deformazione delle quattro basi di misura e nello schema è evidenziata l'apertura di fessure visibili ad occhio nudo.

La muratura indagata presenta un notevole spessore (85 cm) e con i martinetti piatti si riescono a indagare i primi 26 cm, meno di un terzo della sezione. Non si escludono irregolarità della sezione con scarso ingranamento dei paramenti esterni. Nel complesso la prova non può essere ritenuta significativa per la determinazione del modulo elastico della muratura.

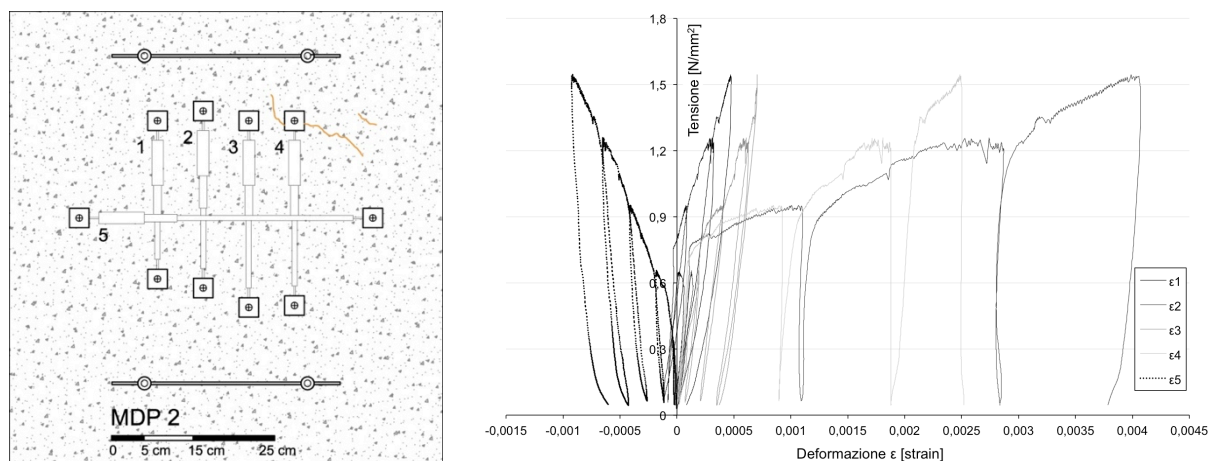


Figura 6.14 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD2.

Il grafico in Figura 6.15 riporta la curva tensione/deformazione media delle quattro basi di misura verticali, sul cui involucro si calcola il Modulo di elasticità relativo alla fase di carico e in quella di scarico.

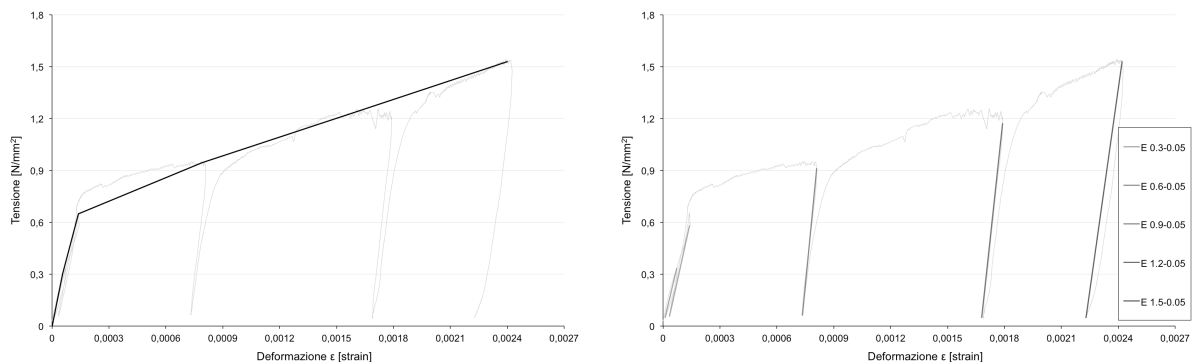


Figura 6.15 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD2.

6.2.2.3 Prova MPD3

La prova MPD3 ha avuto un andamento nel complesso regolare pur con lievi differenze sulle deformazioni lette tra le quattro basi di misura. In questo caso sono state le basi 1 e 3 a registrare deformazioni più contenute rispetto alle basi 2 e 4 (Figura 6.16).

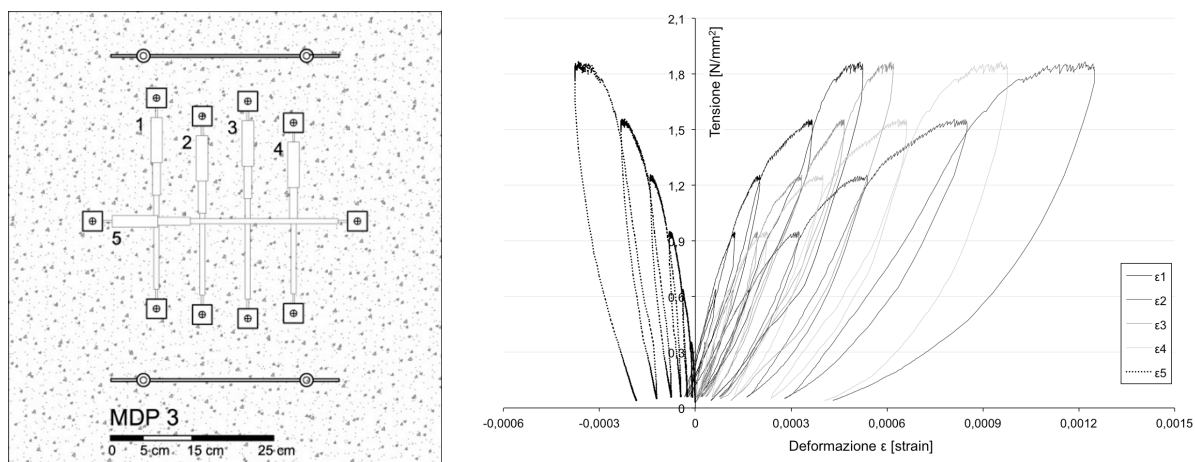


Figura 6.16 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD3.

Il grafico in Figura 6.17 riporta la curva tensione/deformazione media delle quattro basi di misura verticali, sul cui involucro si calcola il Modulo di elasticità relativo alla fase di carico e in quella di scarico.

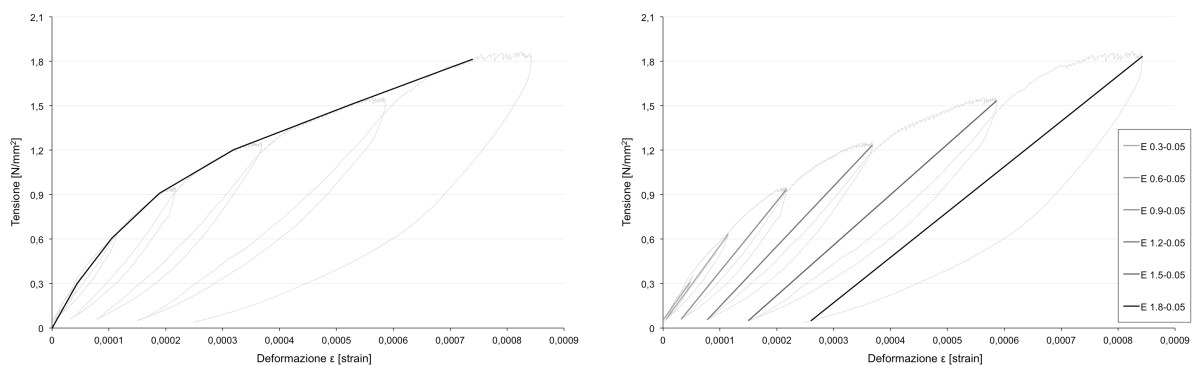


Figura 6.17 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involuppo della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD3.

6.2.2.4 Prova MPD4

La prova MPD4 ripropone i risultati offerti dalla prova MPD1 con andamento regolare e basi esterne meno deformabili di quelle interne. (Figura 6.18).

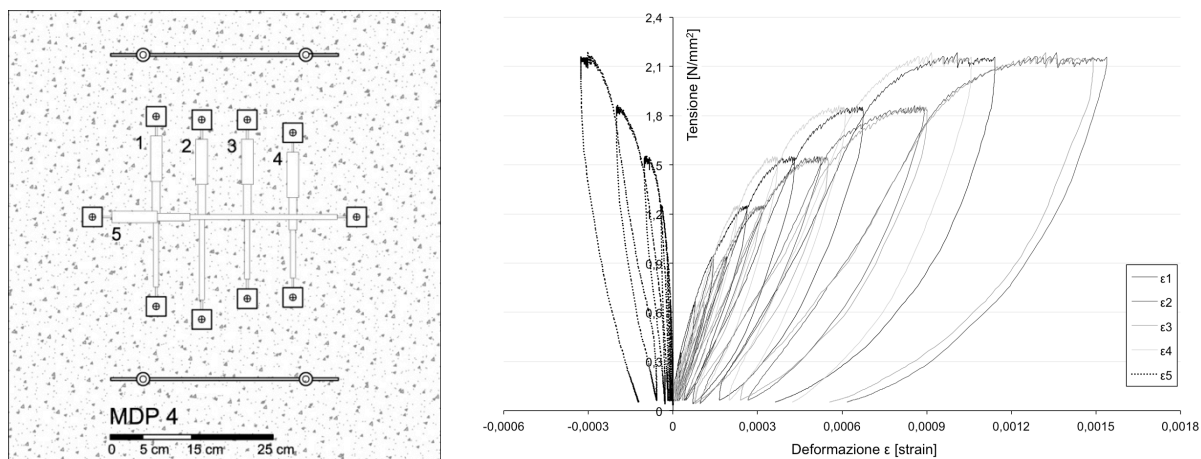


Figura 6.18 Schema della strumentazione e diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura per la prova MPD4.

Il grafico in Figura 6.19 riporta la curva tensione/deformazione media delle quattro basi di misura verticali, sul cui involucro si calcola il Modulo di elasticità relativo alla fase di carico e in quella di scarico.

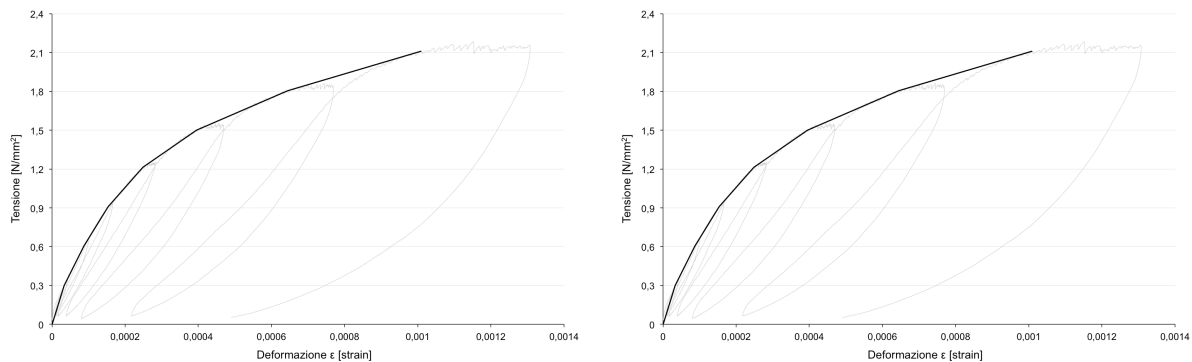


Figura 6.19 Diagramma Tensione/deformazioni con visualizzazione dell'involucro della curva di carico e dei rami di scarico, prova MPD4.

6.2.2.5 Riassunto dei risultati delle prove di martinetto piatto doppio

In Figura 6.20 sono riportate le riprese fotografiche delle prove eseguite. A causa degli interventi di consolidamento realizzati non è stato possibile mettere a nudo le pietre per scegliere i punti di misura, questo può aver influito sui risultati della prova MPD2.

In Tabella 6.2 sono riassunti i valori rilevati durante le prove quali la tensione massima raggiunta e il degrado delle rigidità ottenuto con i vari incrementi di tensione.

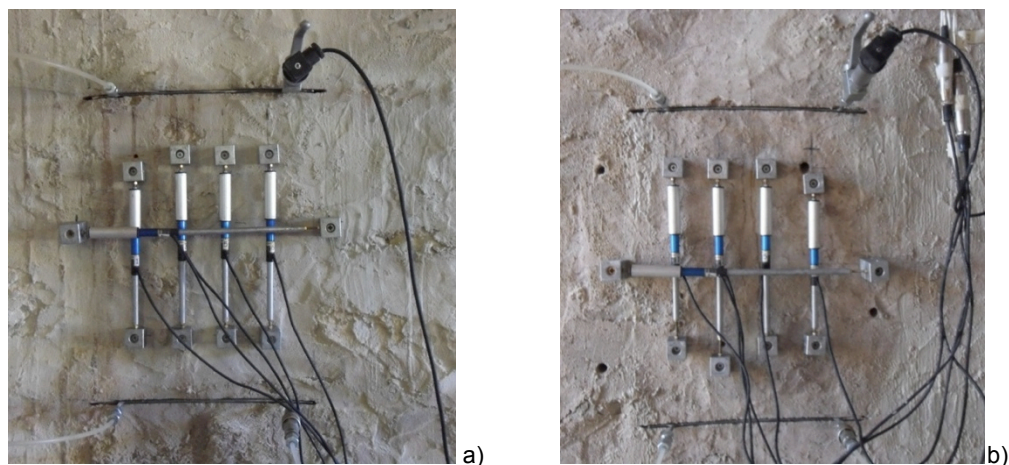


Figura 6.20 Rilievo fotografico delle prove MPD1 (a) e MPD4 (b),

Tabella 6.2 Riassunto dei risultati sperimentali delle prove di martinetto piatto doppio a Bardolino.

Codice prova		MPD1	MPD2	MPD3	MPD4	NTC 2008						
Tipologia Muratura		MP-CH-B	MP-B	MP-B	MP-B	Muratura a conci sbozzati, paramento di limitato spessore e nucleo interno						
Tensione massima applicata σ_{max} [N/mm ²]		2,44	1,53	1,85	2,16							
Incremento $\Delta\sigma$ [N/mm ²]		0,30	0,30	0,30	0,30							
Distanza tra i martinetti [mm]		500	505	500	500							
Basi di misura [mm]												
	D ₁	264	244	325	293							
	D ₂	290	273	306	308							
	D ₃	288	288	335	276							
	D ₄	292	285	294	254							
	D ₅	395	450	406	406							
Moduli elastici [N/mm ²]		Carico	Scarico	E _{tan}	E _{sec}	E _{tan}	E _{sec}	E _{tan}	E _{sec}	E _{tan}	E _{sec}	E
		0,00÷0,30	0,30÷0,05	4695	5489	5381	4660	5690	5353	7451	7911	2091
		0,30÷0,60	0,60÷0,05	4175	4880	4151	4930	4997	5243	5643	6568	
				89%	89%	84%	106%	88%	98%	76%	83%	
		0,60÷0,90	0,90÷0,05	2960	4081	454	-	3620	4721	4641	5773	
				63%	74%	8%	-	64%	88%	62%	73%	
		0,90÷1,20	1,20÷0,05	2138	3678	360	-	2251	4057	3174	4775	
				46%	67%	7%	-	40%	76%	43%	60%	
		1,20÷1,50	1,50÷0,05	1919	3255	366	-	1491	3400	1969	3788	
				41%	59%	7%	-	26%	64%	26%	48%	
		1,50÷1,80	1,80÷0,05	1499	2980	-	-	1424	3059	1223	3188	
				32%	54%	-	-	25%	57%	16%	40%	
		1,80÷2,10	2,10÷0,05	1291	2779	-	-	-	-	831	2510	
				27%	51%	-	-	-	-	11%	32%	
		2,10÷2,40	2,40÷0,05	1123	2562	-	-	-	-	-	-	
				24%	47%	-	-	-	-	-	-	

È evidente come le perdite di rigidità sul ramo di carico siano maggiori di quelle sul ramo di scarico, durante i cicli la malta, che è il materiale più debole, tende a comprimersi in modo plastico senza recuperare la deformazione assorbita. Nel successivo ramo di carico la muratura segue l'andamento lineare con lievi perdite di rigidità.

La tensione massima raggiunta pur non rappresentando il carico massimo a collasso da un'indicazione sulla resistenza del materiale. Osservando i diagrammi e le rigidità residue degli ultimi tratti di carico è evidente come la muratura sia in pieno campo plastico quindi con possibili incrementi di tensione modesti. È da sottolineare che pur in mancanza della misura della tensione di compressione alla base delle pareti le tensioni raggiunte superano notevolmente quelle comunemente rilevati per edifici di 2-3 piani stimabili in $0,2 \div 0,4 \text{ N/mm}^2$.

Confrontando la media dei moduli elastici calcolati tra $0,3 \div 0,6 \text{ N/mm}^2$ ($E_{tan}=4742 \text{ N/mm}^2$; $E_{sec}=5405 \text{ N/mm}^2$), corrispondente alla rigidità in campo elastico della muratura, con i valori della tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 delle NTC 2008 ($E=1734 \div 2448 \text{ N/mm}^2$) si nota come il dato sperimentale sia il doppio del massimo di normativa per la tipologia di muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno.

6.2.2.6 Campagna di prove del 2009

Le quattro prove si sono svolte con modalità non conformi alle prescrizioni RILEM o alle norme ASTM poiché i martinetti sono stati disposti in direzione verticale anziché orizzontale. Inoltre la porzione di muratura oggetto d'indagine è stata isolata due tagli orizzontali dal resto del muro e per limitare il confinamento laterale. In Figura 6.21 è illustrato il metodo di prova adottato

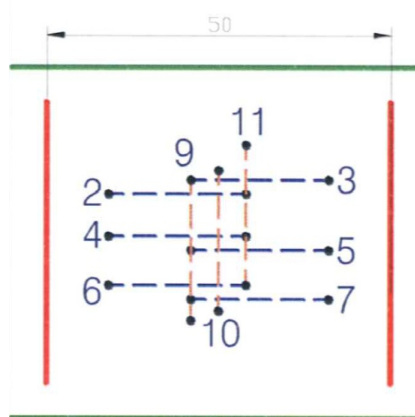
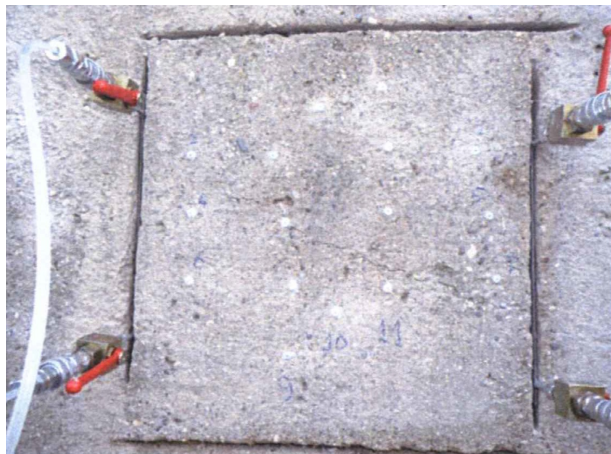


Figura 6.21 Schema martinetto utilizzato nelle prove 2009.

Le quattro prove sono state eseguite tutte al piano terra, nelle posizioni indicate in Figura 6.22.

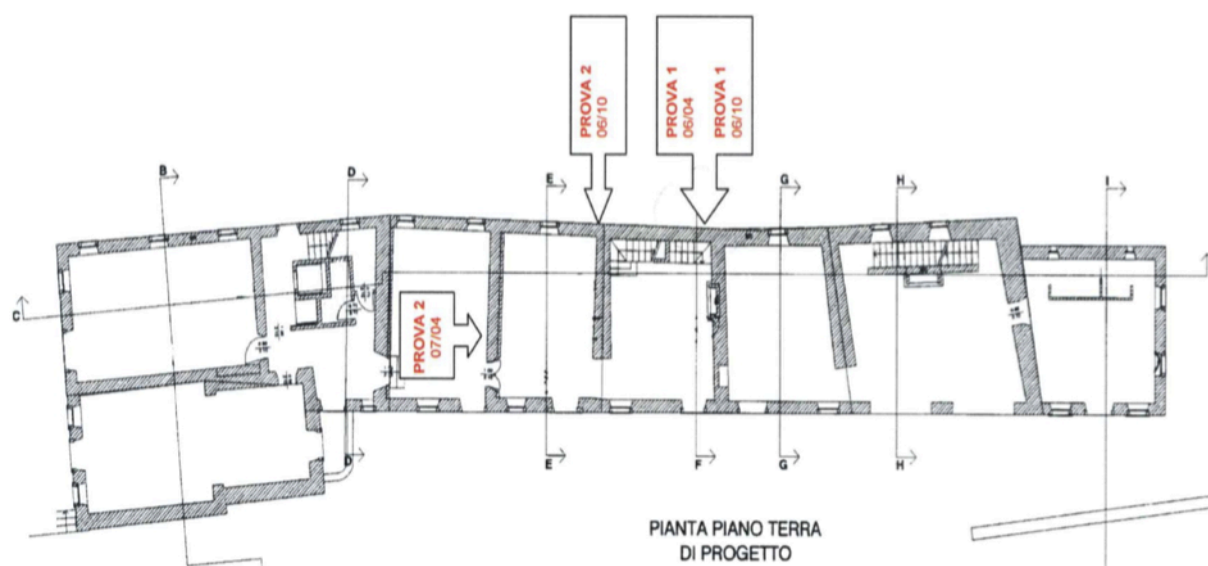


Figura 6.22 Ubicazione delle prove di martinetto piatto doppio della campagna 2009.

Codice prova	Condizione della muratura	Tensione massima [N/mm ²]	Modulo Elastico E [N/mm ²]
Prova 1 06/04	Non consolidata	0,34	458
Prova 2 07/04	Non consolidata	-	-
Prova 1 06/10	Iniezione di resine	1,36	2874
Prova 2 06/10	Ristilatura superficiale	0,34	1282

Commentando brevemente i risultati si nota come la tensione massima definita dall'operatore. Anche nel caso della muratura consolidata con iniezioni, con risultati teoricamente comparabili con quelli ottenuti dalla presente sperimentazione, la tensione massima e la rigidezza sono dimezzati. Il tentativo di ottenere i parametri della muratura ruotando la direzione di prova pur essendo una soluzione "fantasiosa" dimostra a pieno i limiti della scelta compiuta. L'errata esecuzione di prove e un'insufficiente interpretazione dei risultati può indurre i progettisti a effettuare scelte errate sulla quantificazione degli interventi da eseguire sulle strutture.

6.2.3 Prove di compressione diagonale

6.2.3.1 Prova D1

In Figura 6.23 sono rappresentati i quadri fessurativi al termine del test su entrambi i lati. In giallo vengono indicate le fessure di ampiezza inferiore a 1 mm e in rosso quelle di ampiezza superiore. Come per le prove di martinetto piatto nelle riprese fotografiche non è possibile rilevare l'effettiva tessitura muraria.

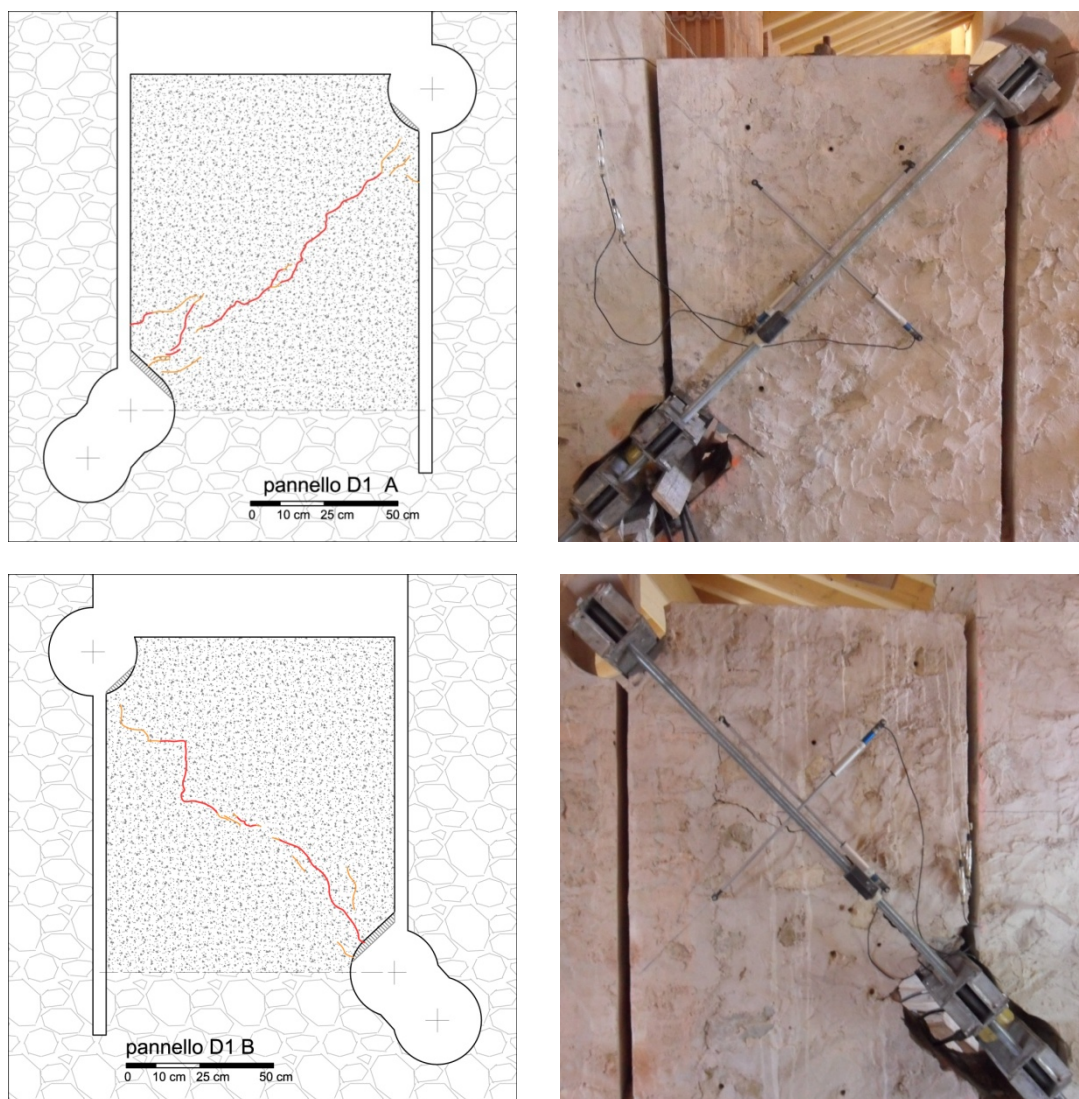


Figura 6.23 Schema fessurativo e rilievo fotografico, prova D1, lato A in alto e lato B

Il grafico in Figura 6.24 a) indica l'andamento deformativo delle singole basi di misura con il crescere del carico applicato lungo la diagonale. Le basi 1 e 3 misurano le diagonali compresse e le basi 2 e 4 misurano le diagonali tese.

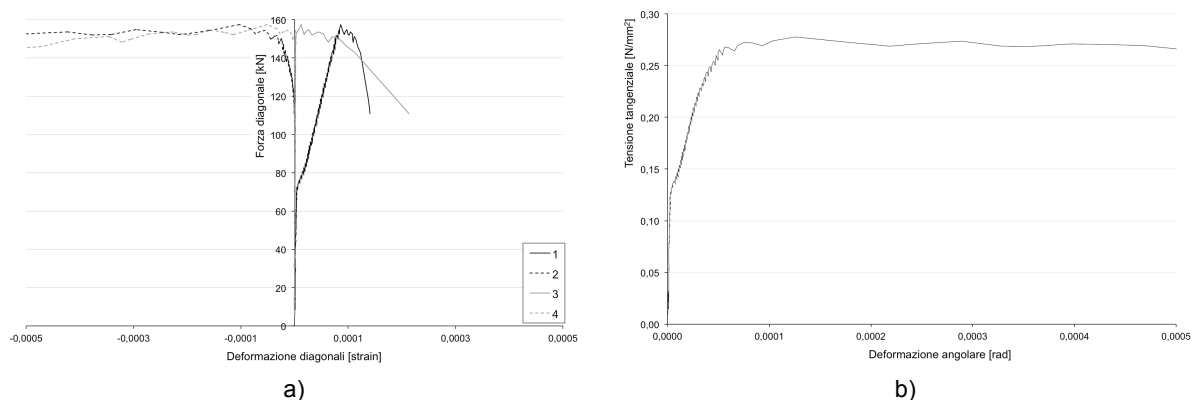


Figura 6.24 Prova D1 diagramma carico/deformazione delle singole basi di misura (a) e diagramma tensione tangenziale/ scorrimento angolare per la rappresentazione del modulo di taglio (b).

Dal grafico si nota come la base 1 sia stata la prima ad avere una brusca variazione a circa 75 kN, mentre le basi 3 e 4 siano state molto più rigide, misurando variazioni molto piccole fino alla rottura del campione.

Il diagramma in Figura 6.24 b) rappresenta la tensione tagliante contro lo scorrimento angolare. Quest'ultimo è stato calcolato considerando solo le basi sul lato A visto che quelle sul lato opposto hanno rilevato deformazioni solo all'apertura della lesione diagonale.

Su questa curva è stato calcolato il modulo di taglio G in due momenti significativi del ciclo di carico, è cioè tra 0÷30% e 30÷60% del carico di rottura. Si può notare che la curva ha un flesso per un valore di tensione tangenziale di poco superiore a $0,12 \text{ N/mm}^2$ all'inizio della fase plastica. I valori del modulo a taglio così calcolati risultano troppo elevati, soprattutto quello calcolato sul tratto iniziale. Ciò non permette di ricavare valori del modulo a taglio G affidabili.

6.2.3.2 Prova D2

Come per la prova D1, in Figura 6.25 sono riportati i quadri fessurativi al termine della prova e le riprese fotografiche del pannello D2.

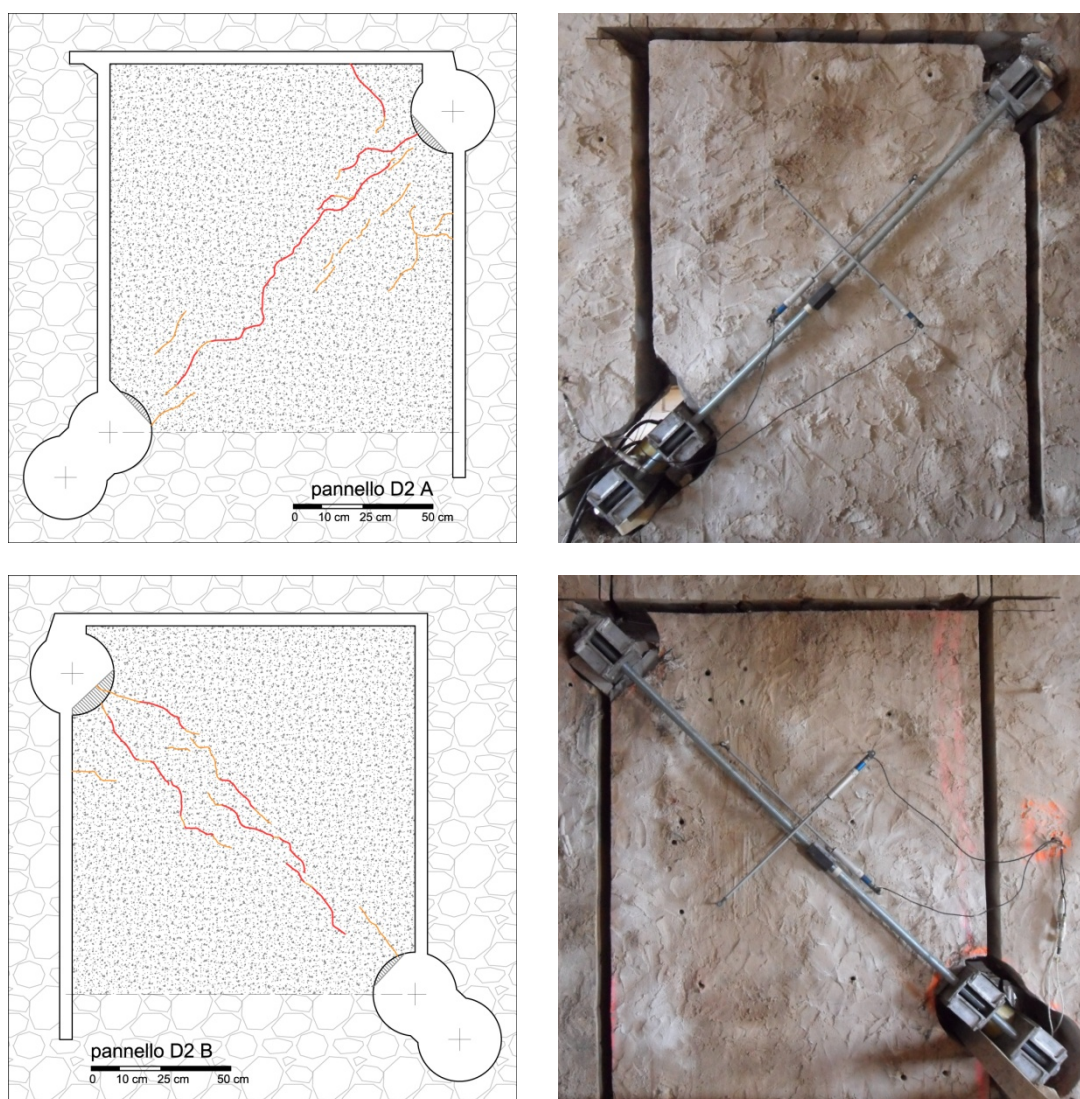


Figura 6.25 Schema fessurativo e rilievo fotografico, prova D2, lato A in alto e lato B.

Per quanto riguarda il diagramma di Figura 6.26 a) si può notare che le misure registrate lungo la diagonale tesa del lato A presentino un andamento a gradini. Tali anomalie nelle prime fasi del test rendono difficile l'elaborazione dei risultati. Per questo motivo si è scelto di non considerare nelle elaborazioni successive questi valori (Figura 6.26 b).

Dal grafico si può notare un netto cambiamento di pendenza della curva in prossimità di $0,08 \text{ N/mm}^2$, che può indicare il termine della fase elastica e l'inizio di quella plastica.

Anche in questo caso, come nel precedente, non è possibile ricavare il modulo di taglio $G_{0-30\%}$ a causa delle inaffidabili misure di deformazioni nella fase iniziale della prova, mentre è possibile ricavare $G_{30-60\%}$ grazie alle deformazioni maggiori registrate in maniera apprezzabile dagli strumenti.

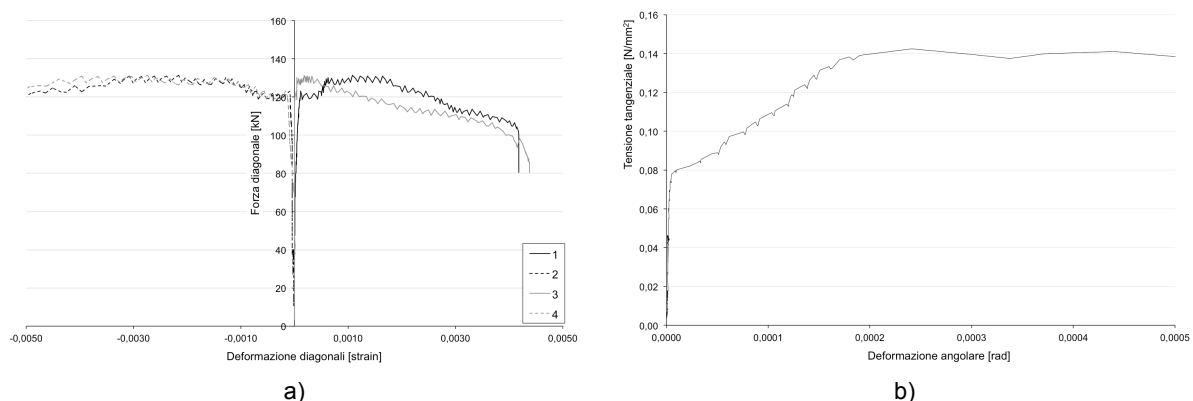


Figura 6.26 Prova D2 diagramma carico/deformazione delle singole basi di misura (a) e diagramma tensione tangenziale/ scorrimento angolare per la rappresentazione del modulo di taglio (b).

6.2.3.3 Riassunto dei risultati delle prove di compressione diagonale

In Tabella 6.3 sono riassunti i risultati delle due prove diagonali eseguite a Bardolino. Tra le principali difficoltà riscontrate nell'elaborazione dei risultati, come già riportato nei precedenti paragrafi, rientra la determinazione della rigidità a taglio della muratura. Le murature indagate con questa tipologia di prova presentano un comportamento elasto-fragile. Nella compressione diagonale la rottura avviene per superamento della resistenza a trazione del pannello murario, è quindi un processo che evolve rapidamente. Questo fenomeno, legato alla difficoltà di misurare correttamente deformazioni di modesta entità, porta a un'elevata incertezza sull'elaborazione del modulo a taglio G . Tale esperienza anche se condotta su muratura consolidata non fornisce informazioni sull'effettivo incremento di prestazioni ottenuto mancando dei dati di buona qualità sulle condizioni originarie della muratura. Confrontando la resistenza a taglio con i dati presenti nella tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 delle NTC 2008 si nota come la prova *D1* fornisca un valore quasi doppio del massimo di normativa, i risultati della prova *D2* si attestano invece all'interno dell'intervallo di normativa con valori prossimi al massimo.

Tabella 6.3 Riassunto dei risultati delle prove di compressione diagonale a Bardolino.

Codice prova	D1	D2	NTC 2008
Tipologia muratura	MP-B	MP-B	Muratura a conci sbozzati, paramento di limitato spessore e nucleo interno
Dimensioni pannello (b x h x s) [m]	0,98 x 0,98 x 0,48	1,20 x 1,20 x 0,63	
Basi di misura [mm]			
D ₁	668	667	-
D ₂	648	651	-
D ₃	665	662	-
D ₄	671	677	-
Forza diagonale max P [kN]	157,4	131,4	-
Resistenza a trazione f_t [N/mm ²]	0,175	0,086	0,06 / 0,09
Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	0,117	0,057	0,04 / 0,06
Modulo a taglio G [N/mm ²]			
0÷30%	-	-	578 / 816
30÷60%	8194*	1050	-

* Valore non significativo

6.3 Prove in sito sull'ex Ospedale San Paolo in Savona

Anche per l'ex ospedale San Paolo l'obiettivo delle indagini eseguite è il raggiungimento del livello di conoscenza LC3. Le prove eseguite possono essere riassunte nel seguente elenco suddiviso tra i diversi piani dell'edificio:

- Piano terra
 - tre prove soniche dirette
 - tre prove di martinetto piatto singolo
 - tre prove di martinetto piatto doppio
 - due prove di compressione diagonale
- primo piano
 - una prova sonica dirette
 - una prova di martinetto piatto singolo
 - una prova di martinetto piatto doppio
 - quattro prove di compressione diagonale
- secondo piano
 - due prove di compressione diagonale.

Nelle planimetrie di Figura 6.27 sono individuati le porzioni di muratura in cui sono state eseguite le prove.

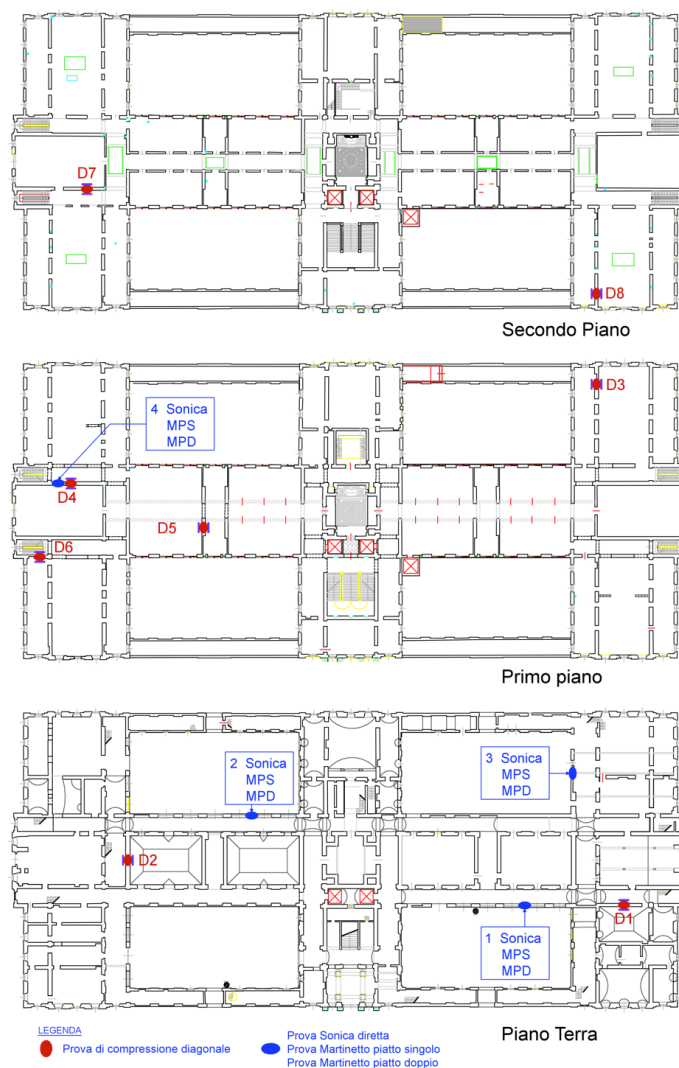


Figura 6.27 Localizzazione delle prove all'ex Ospedale San Paolo a Savona.

6.3.1 Prove condotte dal Politecnico di Milano (POLIMI)

Dai risultati ottenuti dalle prove di martinetto piatto svolte dal Politecnico di Milano (Binda, 2008) si può evincere che le murature dell'edificio al piano terra sono sottoposte a tensioni di compressione elevate dovute ai carichi gravitazionali dei piani superiori e incrementate rispetto all'impianto originario dalle strutture orizzontali e verticali in calcestruzzo della sopraelevazione del 1930.

Le prove soniche descrivono una muratura che presenta poche discontinuità al suo interno e una regolare connessione tra gli elementi lapidei. Vi è una numerosa presenza di zeppe in pietra e in laterizio inseriti tra i grossi conci che formano un sistema costruttivo efficace e difficilmente smantellabile, conferendo al paramento esterno un andamento a corsi sub-orizzontali. Alcune grosse pietre interne fungono da diatoni conferendo un efficace legame a tutta la struttura di conci irregolari circostante e giustificando alcuni valori molto elevati di velocità sonica.

Le tre murature indagate al piano terra risultano molto simili tra loro, la muratura al primo piano, pur presentando la stessa tecnica costruttiva risulta di qualità inferiore, costituita da pietre più piccole, meno compatta e con quantità di malta nei giunti maggiore.

Da notare che nella prova di martinetto piatto doppio HSP-J2D si è riscontrato un fenomeno di espulsione delle pietre superficiali sulle quali erano fissati i trasduttori di spostamento giustificando i risultati anomali della prova.

In Tabella 6.4 vengono riepilogati i risultati delle prove condotte dal Politecnico di Milano sulle quattro posizioni indagate. Confrontando i valori del modulo elastico con i valori riportati in tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 delle NTC 2008 per la tipologia di muratura con pietre a spacco si vede come ci sia corrispondenza tra i risultati sperimentali e i dati di normativa.

Tabella 6.4 Riepilogo delle prove soniche e di martinetto piatto doppio eseguite da POLIMI.

Prova	Stato di stresso locale [N/mm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Velocità soniche [m/s]		
			min	media	max
HSP_1	0,72	2310	923	1982	3529
HSP_2	1,16	1277	1276	2224	3001
HSP_3	1,51	3223	1288	2185	3351
HSP_4	0,40	2124	674	1793	4666
Media	-	2234	-	2046	-
NTC 2008	-	1950÷2574	-	-	-

Tipologie murarie

La muratura 1 è caratterizzata da una distribuzione non omogenea delle velocità soniche. In generale si riscontra una velocità media pari a 1982 m/s, associabile ad una muratura che presenta poche discontinuità al suo interno. Probabilmente nei punti 17 e 23 si trova un vuoto.

La muratura 2 è caratterizzata da una distribuzione non omogenea delle velocità soniche. In generale si riscontra una velocità media pari a 2224 m/s, associabile ad una muratura che presenta una regolare connessione tra gli elementi lapidei, e con una densità apprezzabile.

La muratura 3 è caratterizzata da una distribuzione abbastanza omogenea delle velocità soniche. In generale si riscontra una velocità media pari a 2185 m/s, associabile ad una muratura che presenta una buona continuità tra i suoi componenti interni.

La muratura 4 è caratterizzata da una distribuzione non omogenea delle velocità soniche. In generale si riscontra una velocità media pari a 1793 m/s. La notevole variazione di velocità è dovuta probabilmente alla presenza di pietre di dimensioni molto diverse.

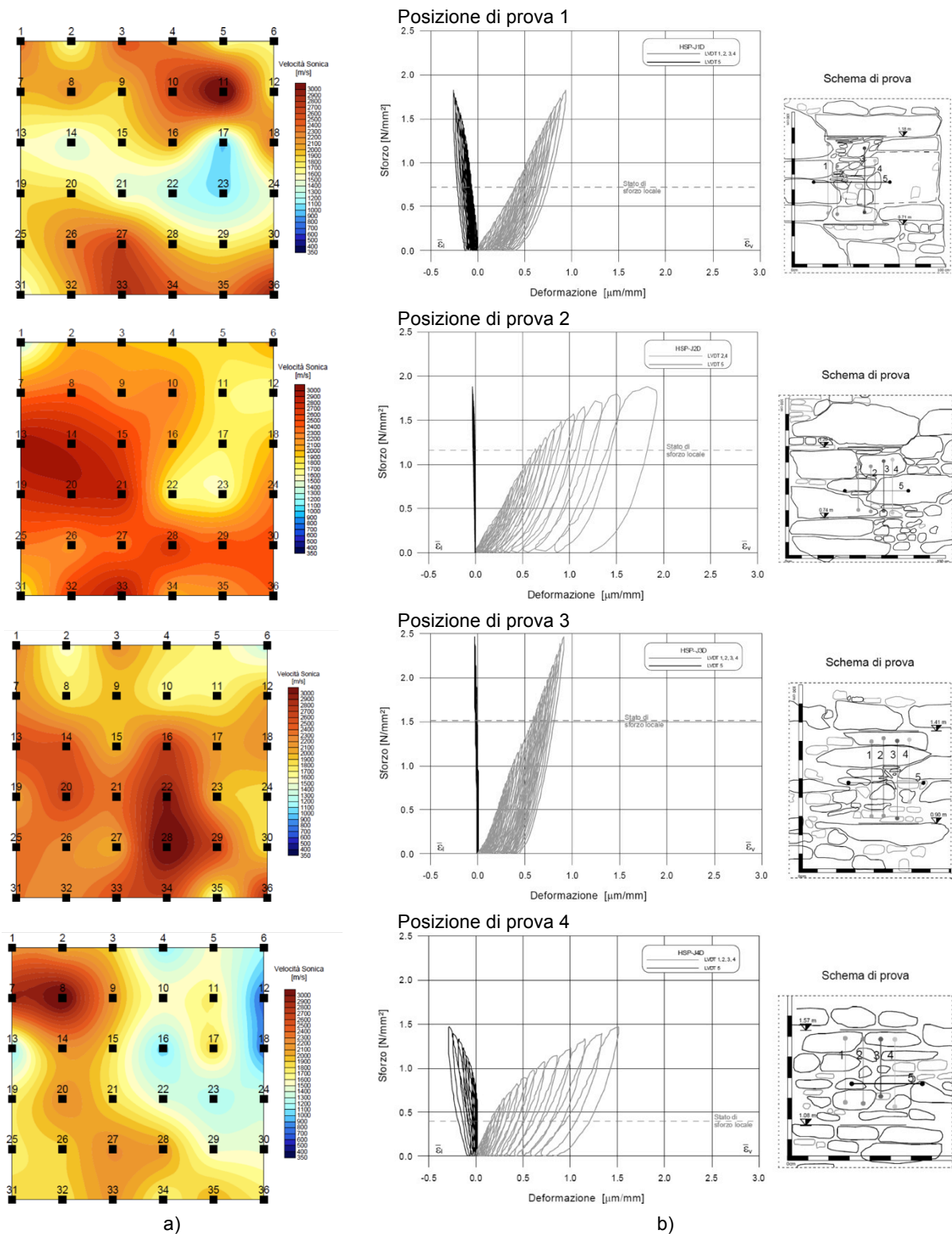


Figura 6.28 Restituzione delle velocità soniche con mappe a falsi colori (a) e diagrammi tensione deformazione delle prove con martinetto piatto doppio (b), prove POLIMI.

6.3.2 Risultati delle prove di compressione diagonale

In questo paragrafo vengono elencate tutte le prove di compressione diagonale eseguite all'ex Ospedale San Paolo, per ognuna delle quali viene fornita una breve descrizione e

vengono riportati i rilievi fotografici, le restituzioni grafiche, e i risultati. Nella prima prova viene svolto per esteso il calcolo delle resistenze. Nelle successive viene riportata una tabella sintetica che riassume l'elaborazione dei dati.

6.3.2.1 Prova D1

La prova D1 eseguita sul pannello Q31-32 secondo la classificazione fornita dal committente è stata eseguita al piano terra. La tipologia di prova prevede di liberare il pannello solo lateralmente mantenendo la tensione proveniente dai carichi gravitazionali della struttura. Dai dati forniti dalla committenza sulla base delle analisi dei carichi risulta che il carico soprastante vale $0,40 \text{ N/mm}^2$. La muratura indagata è di tipo MPT-S. In Figura 6.23 si possono vedere il pannello con la strumentazione montata nei rispettivi lati A e B e il rilievo del quadro fessurativo al termine della prova.

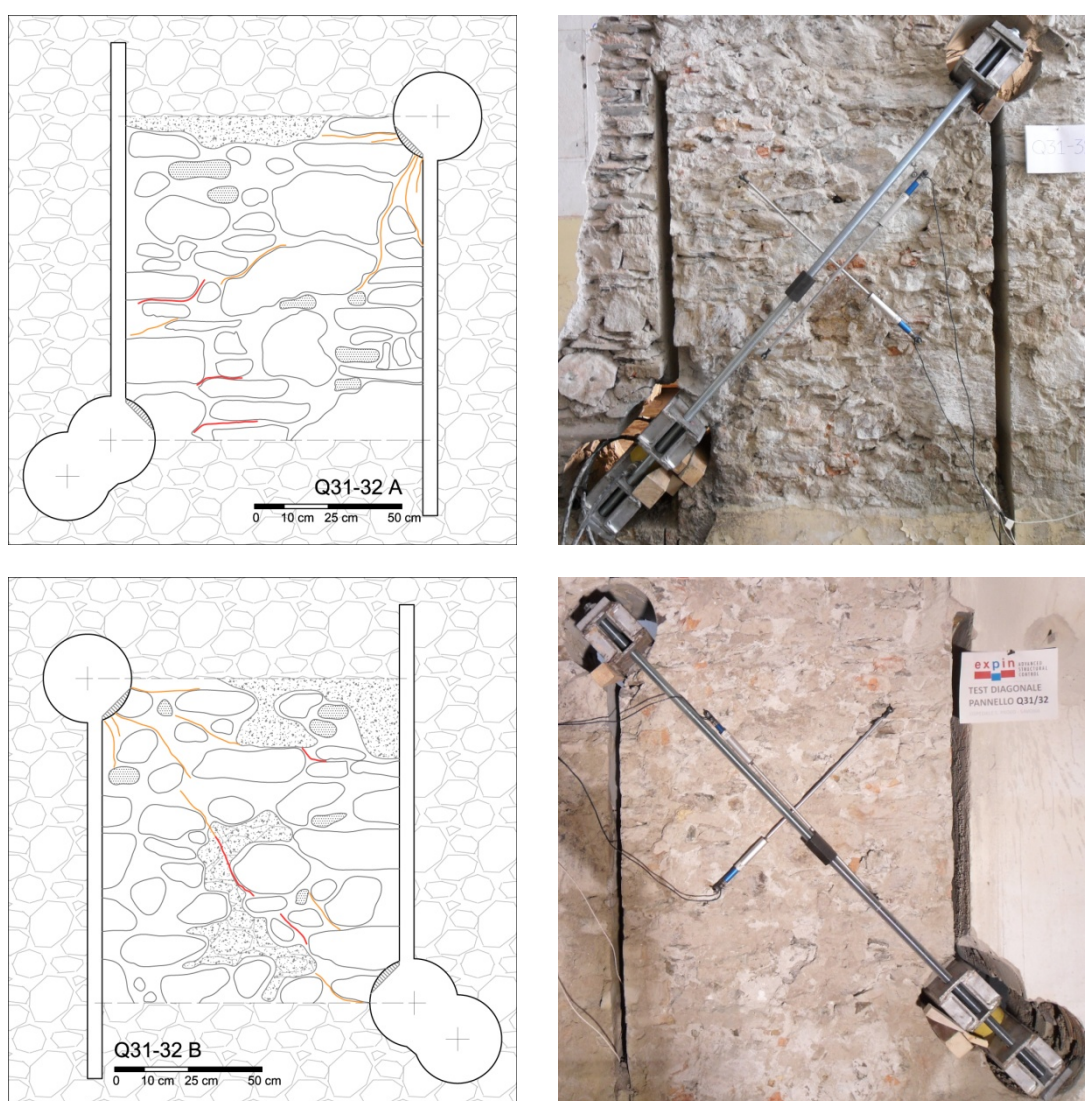


Figura 6.29 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D1 lato A in alto e lato B in basso.

Il grafico in Figura 6.30 a) indica l'andamento deformativo delle singole basi di misura con il crescere del carico applicato lungo la diagonale. Le deformazioni delle diagonali compresse sono misurate dagli strumenti 1 e 3 e le diagonali tese dagli strumenti 2 e 4.

In questa prova è stata applicata la forza diagonale più elevata dell'intera campagna prove senza presentare perdite di carico. La prova è stata interrotta per il raggiungimento della tensione di snervamento sulle barre del sistema di prova. Il mancato collasso del pannello può essere dovuto alla buona qualità della muratura, all'elevata tensione presente al piano terra e al contrasto offerto dalla muratura circostante. Va rilevato che per forze pari a 450 kN la diagonale compressa del lato B presenta un netto cambio di pendenza sintomo della rottura su quel lato.

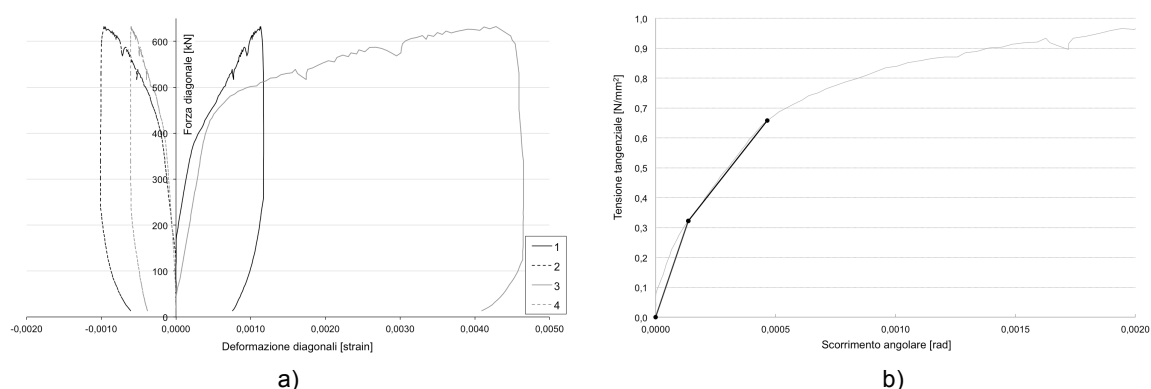


Figura 6.30 Prova D1 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

In questo caso il comportamento delle quattro basi è abbastanza regolare con il crescere del carico. Si nota però che la deformazione misurata sulla diagonale compressa del lato B cresce molto più velocemente rispetto alle altre quando il carico raggiunge i 450 kN.

In Figura 6.30 b) è riportato l'andamento della tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare nelle prime fasi di prova, il modulo di taglio G è calcolato tra $0\div 30\%$ e $30\div 60\%$ della tensione massima.

6.3.2.2 Prova D2

La prova D2 eseguita sul pannello IP7 è la seconda prova svolta al piano terra. La muratura presenta caratteristiche analoghe alla precedente, la tensione agente stimata è di $0,29 \text{ N/mm}^2$. In Figura 6.31 si può vedere il pannello con la strumentazione montata nei rispettivi lati A e B e il rilievo del quadro fessurativo al termine della prova.

Il grafico in Figura 6.32 a) riporta l'andamento deformativo delle singole basi di misura con il crescere del carico applicato. Si può notare come le diagonali tese (2 e 4) abbiano registrato deformazioni simili, mentre la diagonale compressa del lato A (1) abbia avuto deformazioni maggiori della corrispettiva del lato B (3). Il diagramma in Figura 6.32 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ .

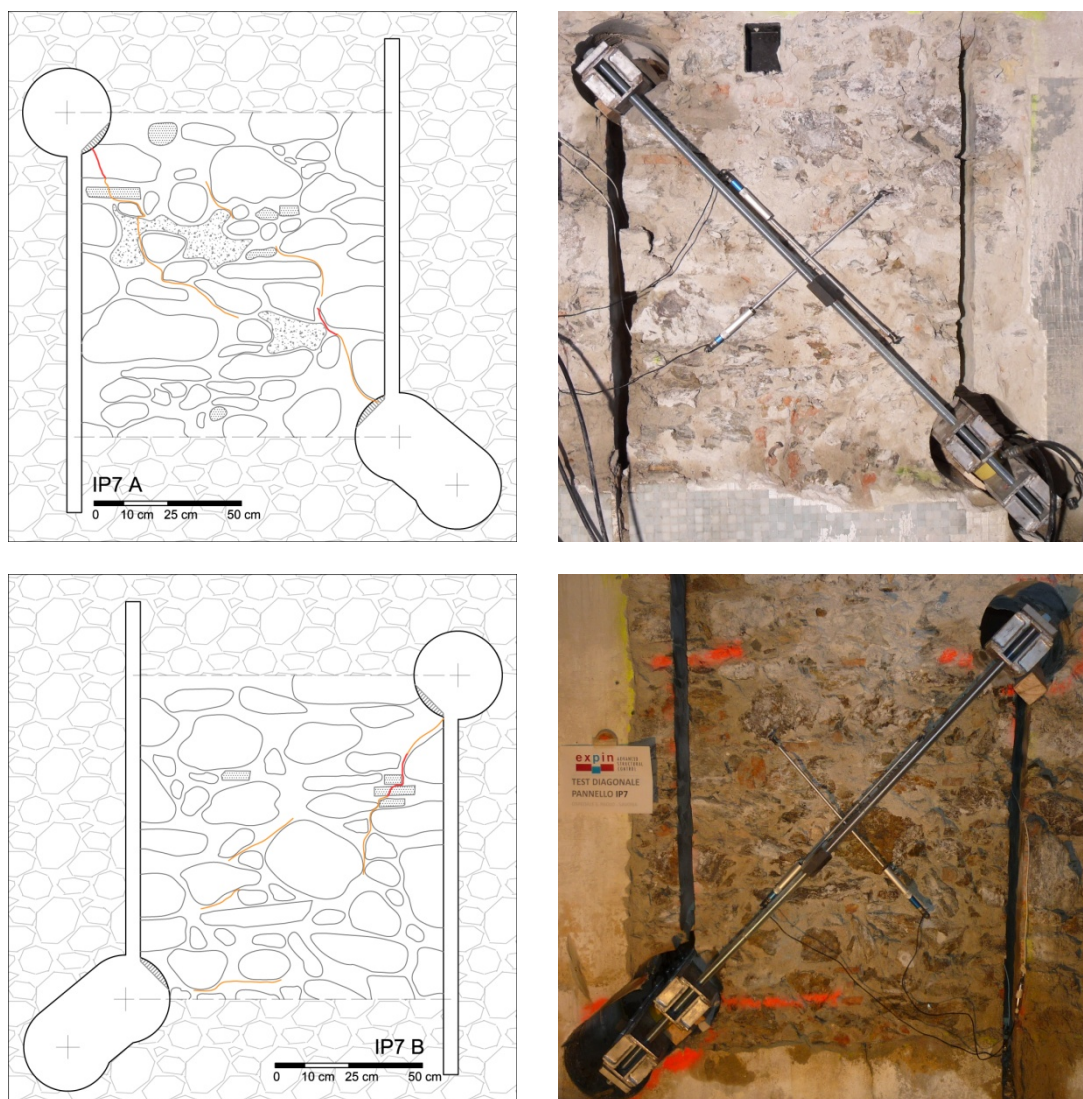


Figura 6.31 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D2 lato A in alto e lato B in basso.

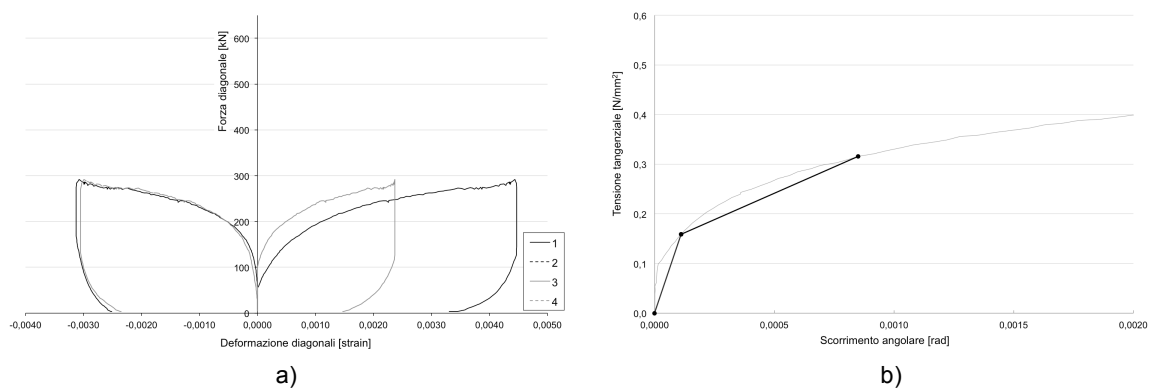


Figura 6.32 Prova D2 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.3 Prova D3

La prova D3 è stata eseguita sul pannello AB30 ed è la prima delle quattro prove eseguite al primo piano. La muratura del pannello è del tipo MP1-S. In Figura 6.33 vengono riportati i

rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B. Si notano le numerose crepe formatesi sulla scarpa d'appoggio della trave superiore sul lato B del pannello.

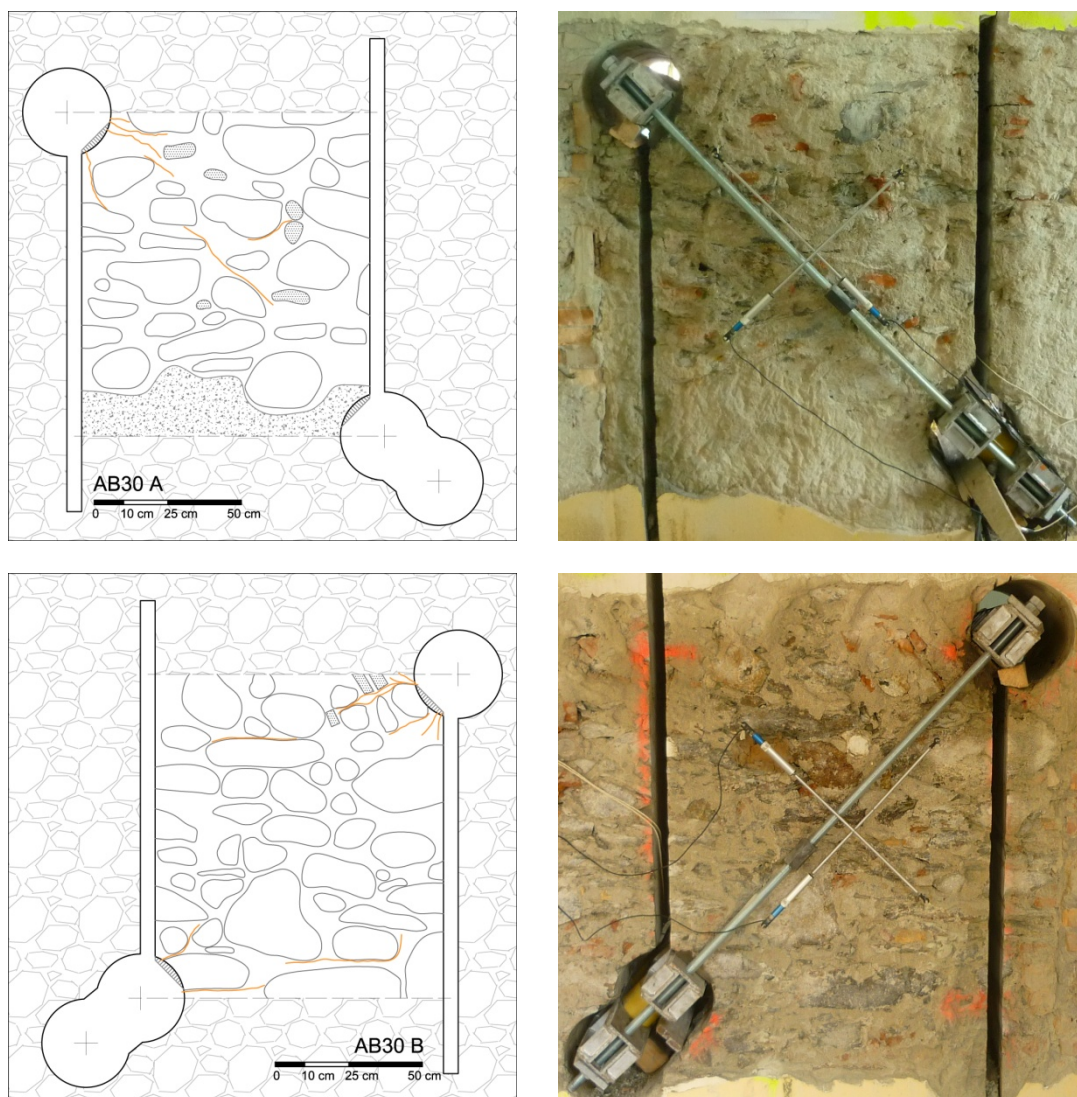


Figura 6.33 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D3 lato A in alto e lato B in basso.

Il grafico in Figura 6.34 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. Si nota chiaramente che raggiunta una forza diagonale di poco superiore ai 300 kN le deformazioni crescono notevolmente a carico costante senza incrementi dovuti fenomeno di confinamento contrariamente a quanto avvenuto nelle prove precedenti. Il trasduttore 2 ha avuto un andamento a gradini, mentre il trasduttore 3 ha raggiunto il fine corsa dello strumento una volta raggiunta la rottura del pannello non rilevando le deformazioni nel post picco. Il diagramma in Figura 6.34 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ . Si può notare un flesso in prossimità di $0,20 \text{ N/mm}^2$ che potrebbe segnare l'avvio della plasticizzazione della muratura compressa diagonalmente.

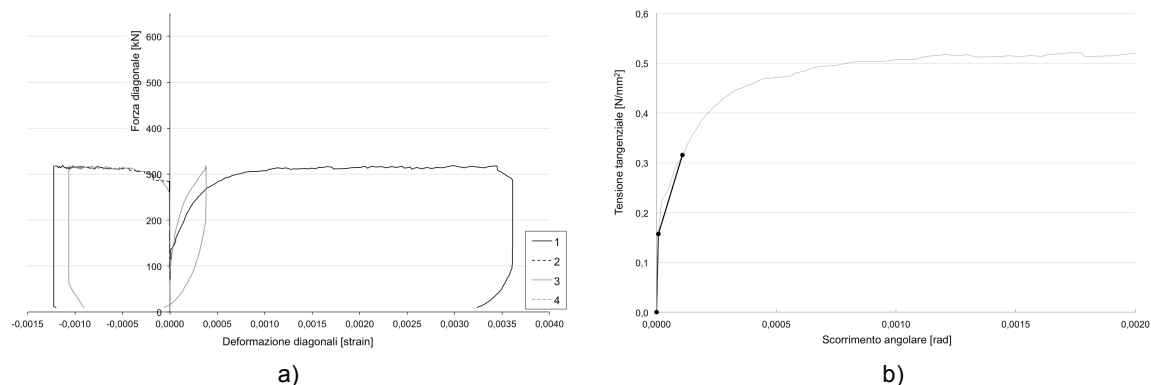


Figura 6.34 Prova D3 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.4 Prova D4

La prova D4 eseguita sul pannello I4-5 al primo piano, è stata eseguita sulla muratura di tipo MP1+R-S, escludendo però dalla zona indagata i ricorsi in mattoni.

In Figura 6.35 e Figura 6.36 vengono riportati i rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B.

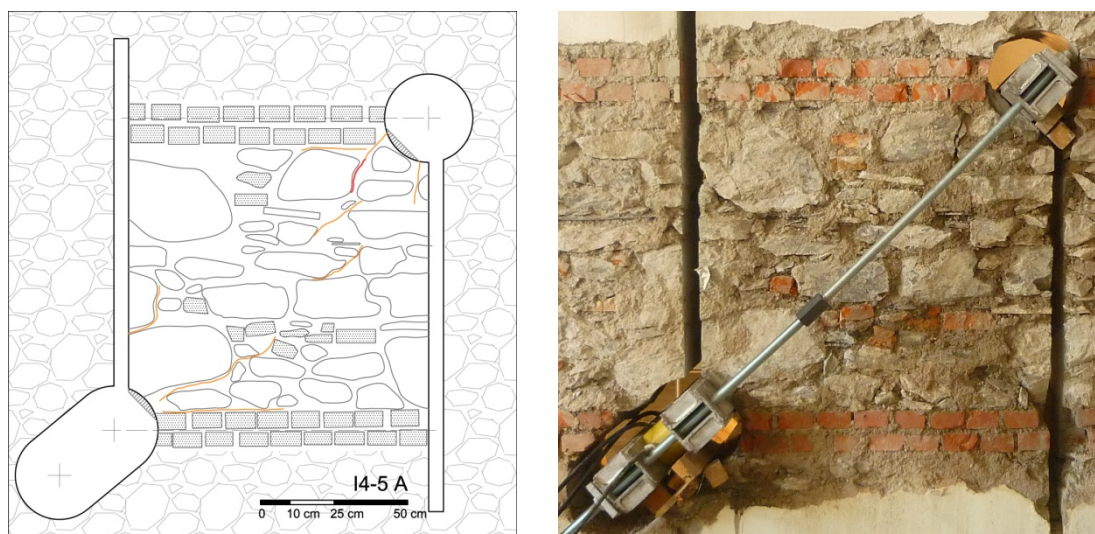


Figura 6.35 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D4 lato A.

Il grafico in Figura 6.37 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. Le diagonali tese hanno avuto andamento simile mentre la diagonale compressa lato A ha registrato deformazioni elevate per carichi superiori a 100 kN mentre la diagonale compressa sul lato B denota una notevole rigidezza.

Il diagramma in Figura 6.37 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ .

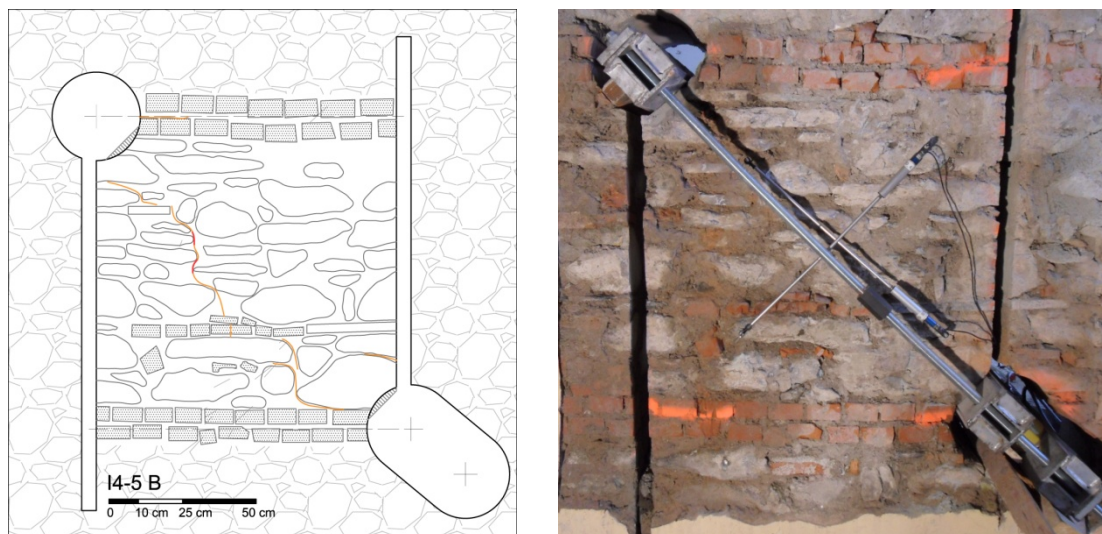


Figura 6.36 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D4 lato B.

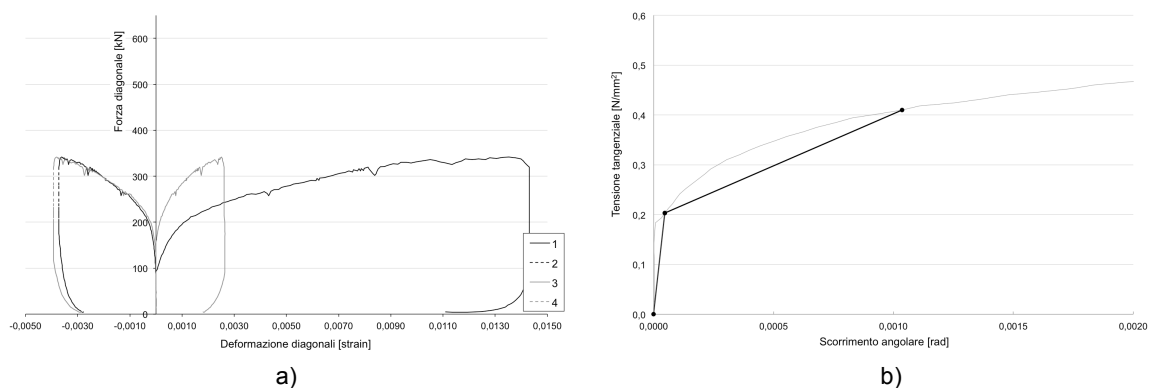


Figura 6.37 Prova D4 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.5 Prova D5

La prova D5 eseguita sul pannello NP10 è la seconda indagine svolta sulla muratura di tipo MP1+R-S al primo piano, e come la prova D5 l'area indagata è compresa tra due ricorsi di mattoni. In Figura 6.38 vengono riportati i rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B.

Il grafico in Figura 6.39 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. L'andamento delle deformazioni lungo le diagonali tese e compresse sono molto simili. Dopo un assestamento intorno ai 200 kN il carico continua a crescere, forse per l'effetto del confinamento della muratura circostante.

Il diagramma in Figura 6.39 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ .

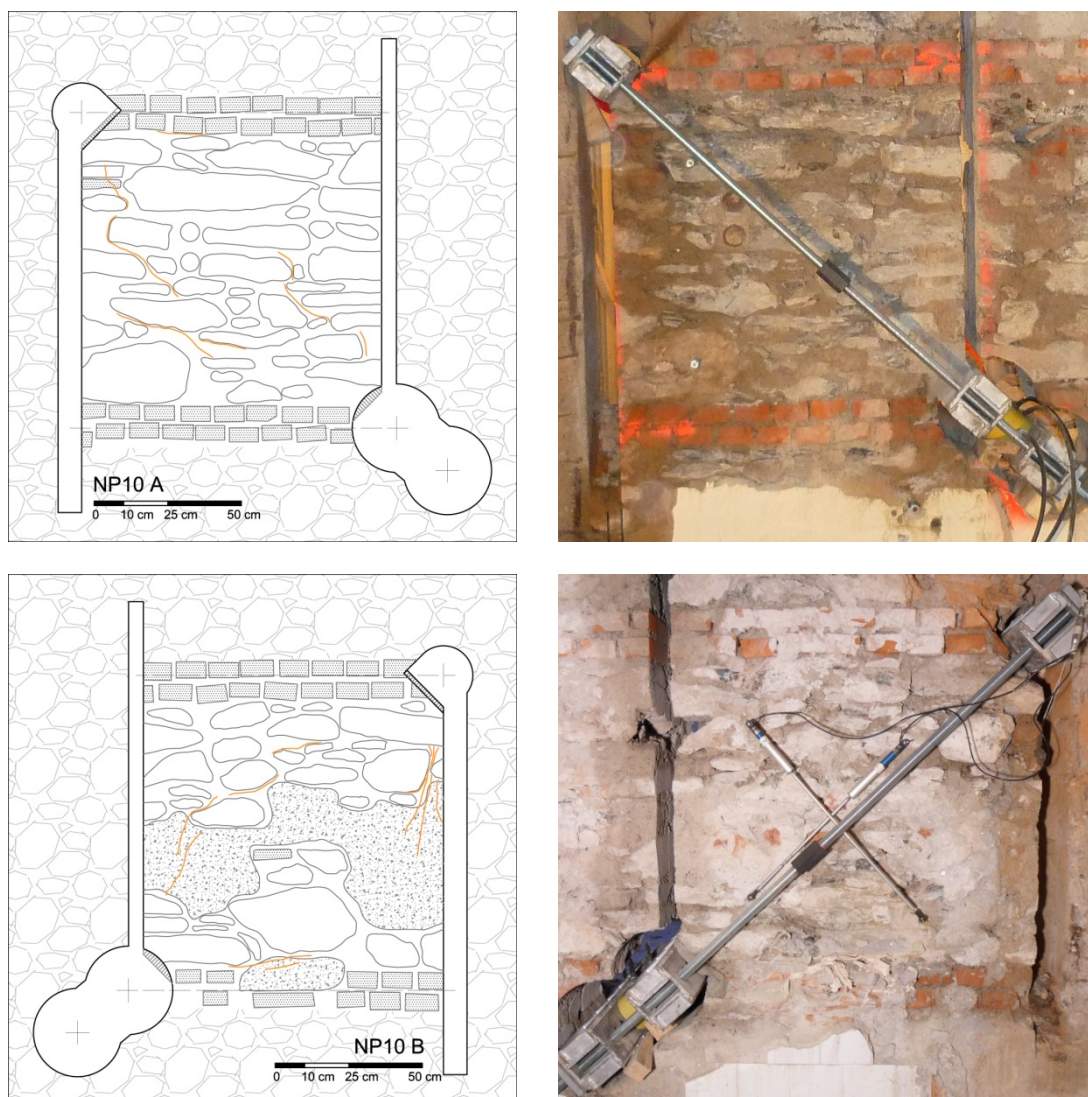


Figura 6.38 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D5 lato A in alto e lato B in basso.

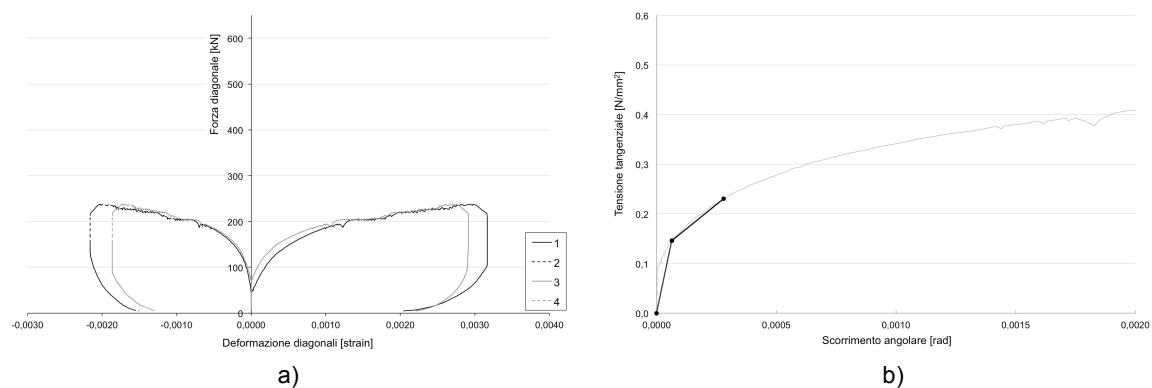


Figura 6.39 Prova D5 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.6 Prova D6

La prova D6 è stata eseguita sul pannello Q2-3. La rimozione dell'intonaco non è stata accurata per cui non è stato possibile rappresentare la tessitura muraria sottostante.

In Figura 6.40 vengono riportati i rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B.

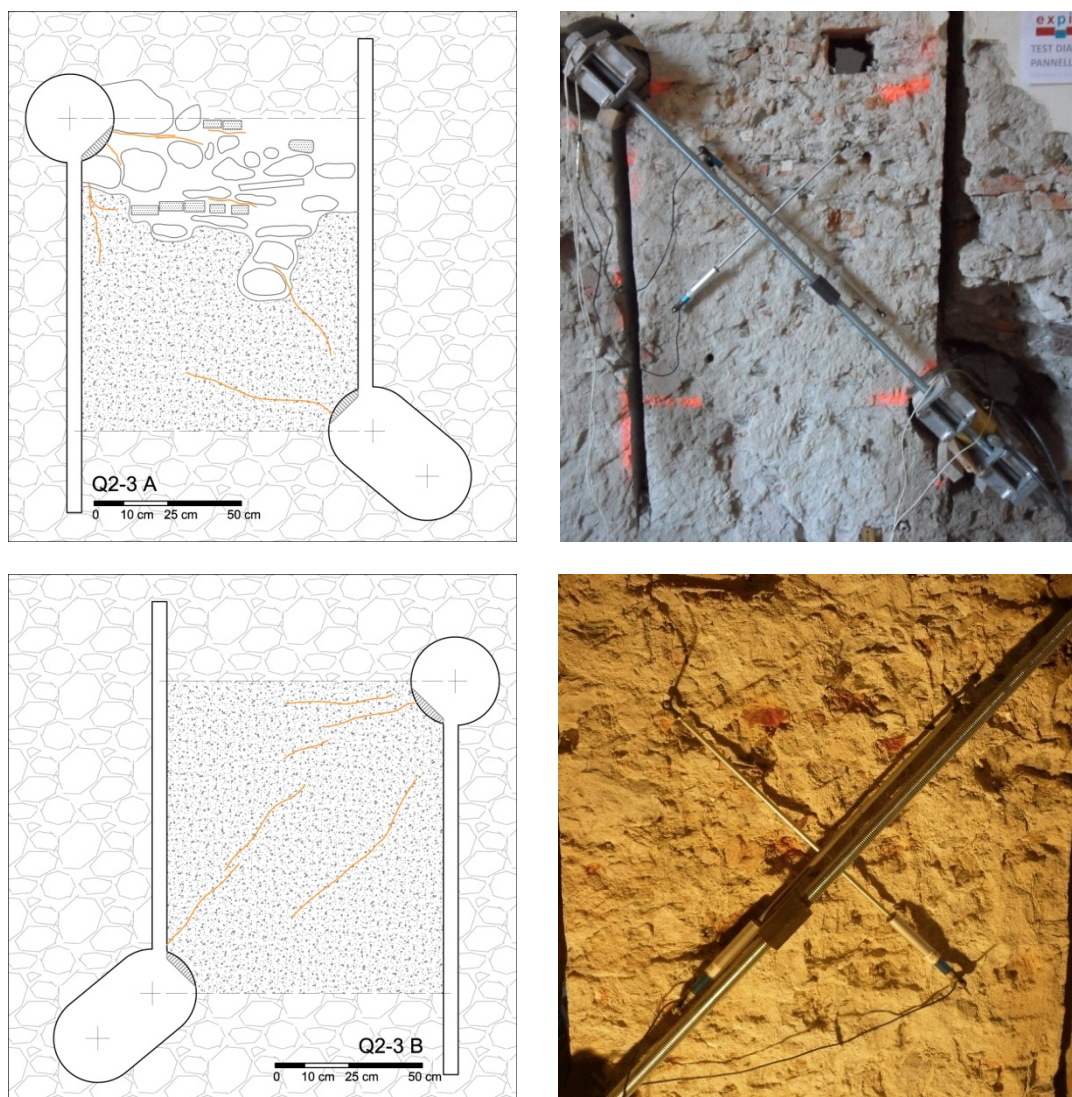


Figura 6.40 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D6 lato A in alto e lato B in basso.

Il grafico in Figura 6.41 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. L'andamento delle deformazioni lungo le diagonali tese e compresse sono simili, dopo una lieve perdita di rigidità a circa 100 kN si osservano grandi deformazioni per modesti incrementi di carico superiori a 450 kN.

Il diagramma in Figura 6.41 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ .

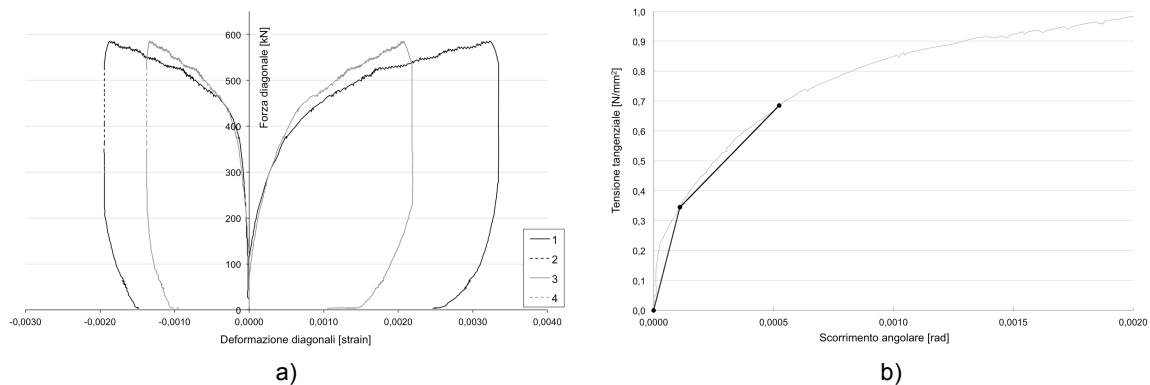


Figura 6.41 Prova D6 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.7 Prova D7

La prova D7 è stata eseguita sul pannello P4-5 ubicato al secondo piano con muratura del tipo MP2+R-S. In questo caso un ricorso di mattoni è al centro dell'area oggetto d'indagine. Si è voluto verificare l'effetto del ricorso sulla resistenza a taglio locale.

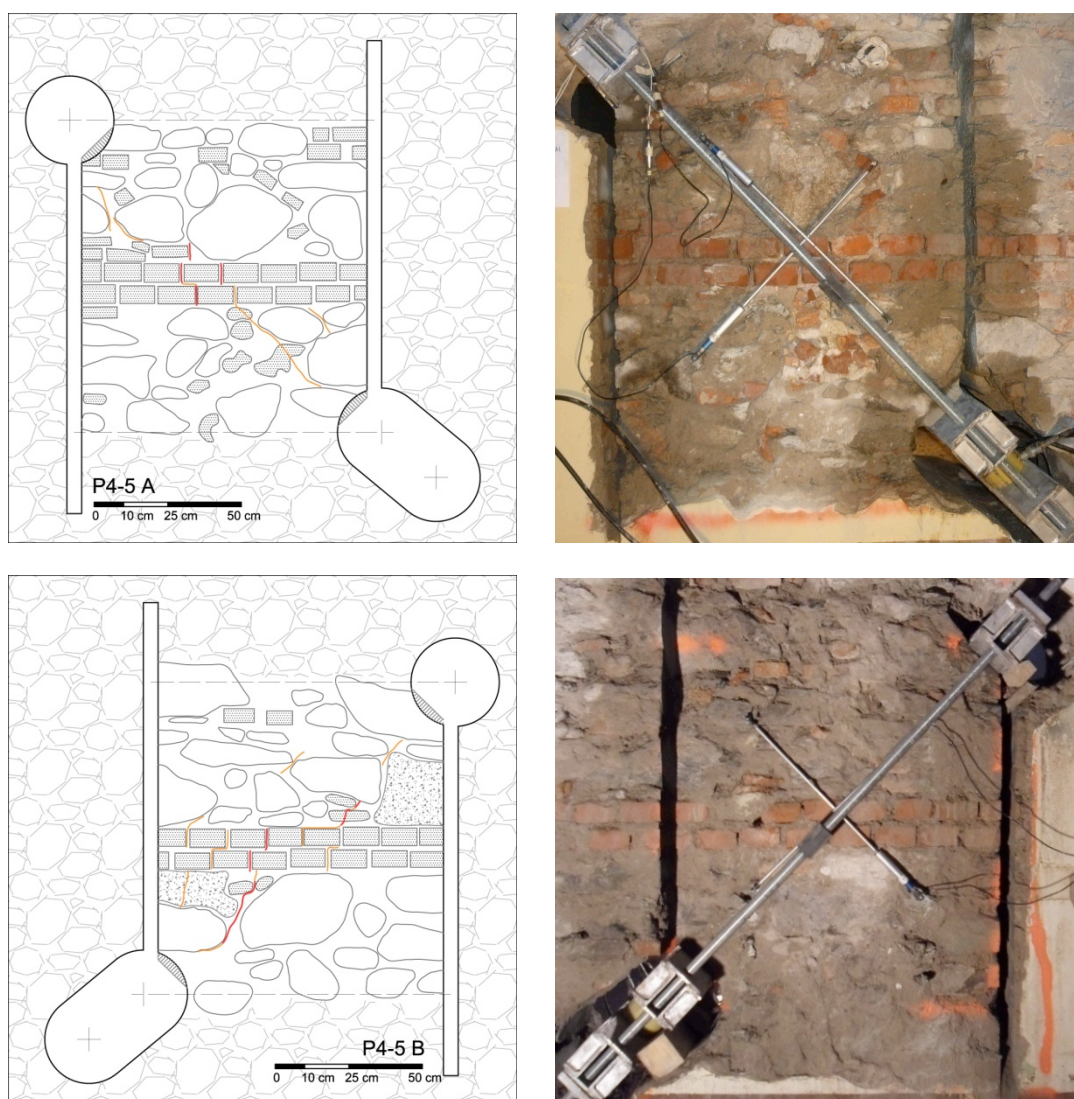


Figura 6.42 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D7 lato A in alto e lato B in basso.

In Figura 6.42 vengono riportati i rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B.

Il grafico in Figura 6.43 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. L'andamento delle deformazioni lungo le diagonali tese e compresse sono simili.

Si può notare che nella prova D7 non si verifica il fenomeno di confinamento rilevato nelle precedenti prove. Raggiunto in carico massimo di 180 kN le deformazioni crescono e inizia la perdita carico. Nella restituzione del quadro fessurativo in Figura 6.42 è evidente la formazione di grosse lesioni lungo la diagonale compressa su entrambi i lati e nel tratto in mattoni del ricorso segue a gradini i giunti di malta.

Il diagramma in Figura 6.43 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ , si nota che il primo flesso della curva si ha a circa $0,1 \text{ N/mm}^2$, dopodiché inizia la fase plastica.

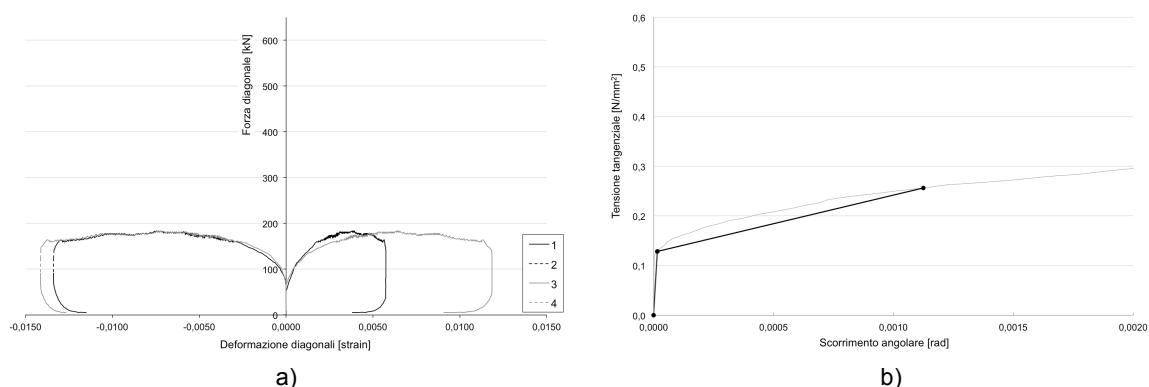


Figura 6.43 Prova D7 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.2.8 Prova D8

La prova D8 eseguita sul pannello UV30 del secondo piano con muratura del tipo MP2+R-S. Come per la prova D7 il ricorso di mattoni è stato tenuto al centro del pannello. In questo caso si hanno diversi mattoni anche all'interno della muratura in pietra.

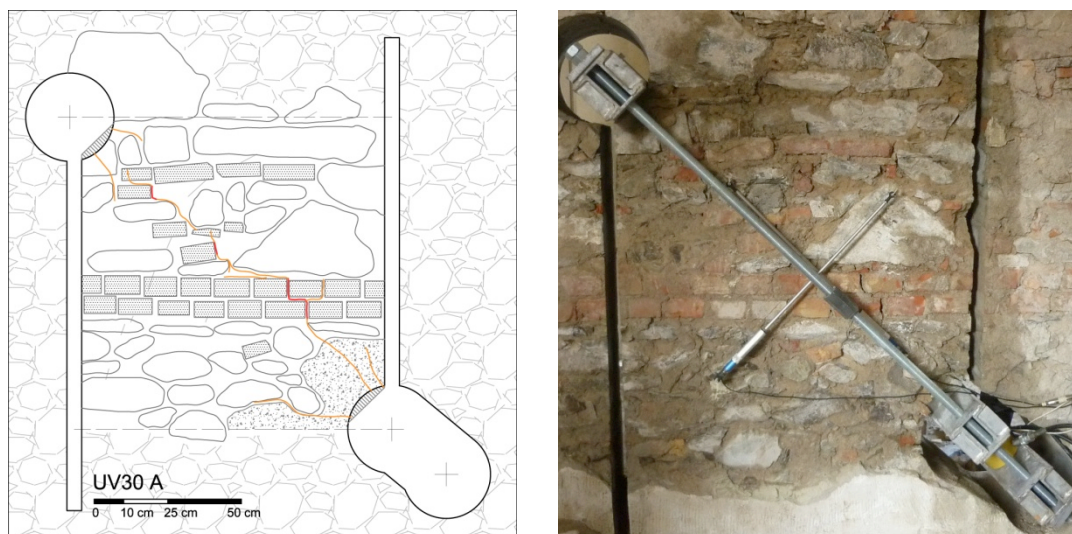


Figura 6.44 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D8 lato A.

In Figura 6.44 e Figura 6.45 vengono riportati i rilievi fotografici e la restituzione grafica dello schema fessurativo del lato A e del lato B.

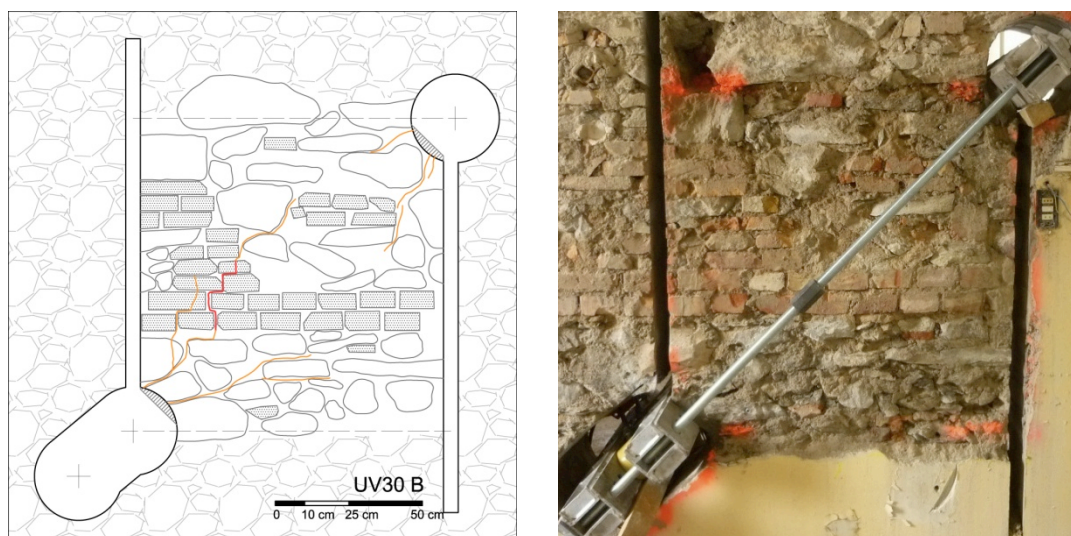


Figura 6.45 Schema fessurativo e rilievo fotografico prova D8 lato B in basso.

Il grafico in Figura 6.46 a) riporta l'andamento dei parametri rilevati durante la prova. L'andamento delle deformazioni lungo le diagonali tese sono simili, mentre le diagonali compresse presentano una maggiore deformabilità del lato A.

La prova si è conclusa per l'avanzato stato di fessurazione raggiunto. L'effetto di confinamento della muratura circostante ha permesso rilevanti incrementi di carico. Si può notare che a circa 250 kN si ha un piccolo assestamento che coincide con la formazione delle lesioni su tutta la sezione.

Il diagramma in Figura 6.46 b) rappresenta la tensione tangenziale in funzione dello scorrimento angolare γ .

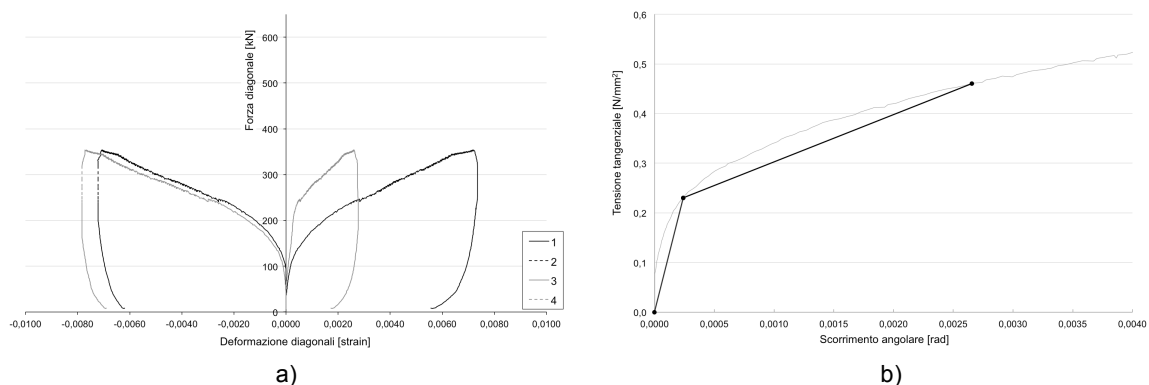


Figura 6.46 Prova D8 diagramma carico-deformazione relativo alle singole basi di misura (a) e diagramma tensione-scorrimento angolare (b).

6.3.3 Riassunto delle prove di compressione diagonale a Savona

La scelta di eseguire la prova di compressione diagonale su pannelli isolati solo lungo i lati verticali con il mantenimento della continuità muraria e strutturale lungo i due lati orizzontali ha permesso di osservare fenomeni di confinamento e di duttilità altrimenti non rilevabili nella

configurazione di prova tradizionale con il pannello isolato su tre lati. Per contro, nell'estrapolazione del valore di resistenza a taglio della muratura, vi è la necessità di disporre dei valori di carico verticale agente nei punti di prova. Questi sono stati desunti da modelli ad elementi finiti che schematizzano la struttura. L'affidabilità di questi dati non è elevata poiché tali modelli non considerano eventuali concentrazioni di carico dovute a lesioni interne, cedimenti o altri fenomeni, tra i quali, interventi che abbiano alterato la distribuzione di carichi e la relativa distribuzione delle tensioni.

La stima del carico verticale così ottenuta dovrebbe essere confrontata con eventuali valori di tensione locale ricavati da prove in sito. In questo caso è stato possibile solo nella prova D4, eseguita sulla stessa porzione di muro interessata dalla prova di martinetto piatto singolo HSP-4, in cui il dato misurato in sito si avvicina molto al valore ricavato dal modello, rispettivamente di $0,40 \text{ N/mm}^2$ e $0,43 \text{ N/mm}^2$. Per contro il valore di tensione locale ottenuto dal modello nel punto di prova D2 ($0,72 \text{ N/mm}^2$) in fase di elaborazione dati si è rilevato troppo grande. La forza diagonale massima rilevata non è sufficiente a generare stati di trazione al centro del pannello caricato con una tensione di compressione così elevata. Per cui è stato per cui modificato il modello ottenendo una diversa la distribuzione delle tensioni verticali ($0,29 \text{ N/mm}^2$). Nelle vicinanze della porzione testata al piano superiore è presente un pilastro causa della scorretta valutazione iniziale dello stato di compressione.

La prova di compressione diagonale confinata ha comportato la rottura "duttile" della muratura senza collasso fragile. In sei casi su otto si è rilevato un andamento "incrudente" della curva sforzo-deformazione ad eccezione dei pannelli delle prove D3 e D7 che hanno raggiunto la rottura manifestando la perdita di resistenza. Per definire il carico massimo in assenza di decrementi di carico e di criteri affermati si è scelto di considerare il carico massimo raggiunto nella prova, valore legato a evidenti fessurazioni diagonali, modalità rappresentativa della rottura a taglio dei maschi murari in caso di sisma.

Si è riscontrato il limite operativo dell'attrezzatura utilizzata nella prova D1 con il raggiungimento della tensione di snervamento nelle barre in acciaio. Un pannello con sezione in pianta $1,0 \times 0,6 \text{ m}$ e una resistenza a taglio uguale alla media ottenuta dalle prove di $0,15 \text{ N/mm}^2$ su cui agisca una tensione di $0,4 \text{ N/mm}^2$ come rilevato nella prova D1, necessita di 490 kN per raggiungere la tensione massima di trazione e consentire la formazione della lesione diagonale. Tale valore può aumentare sensibilmente per effetto del confinamento proseguendo nel test. Lo stesso test condotto senza compressione verticale raggiunge la fessurazione con il collasso del pannello a 275 kN, il 56% di quella necessaria con la compressione confinata.

La prova permette alla muratura di raggiungere notevoli deformazioni a rottura, descrivendo abbastanza bene una fase elastica seguita da una fase duttile, e ciò ha permesso di ricavare agevolmente i moduli di taglio nelle due fasi rappresentative del carico, a 30% e a 60% del carico massimo.

Si riportano in Tabella 6.5 i risultati delle prove di compressione diagonale, classificati secondo le tipologie murarie descritte nelle NTC 2008.

Tabella 6.5 Riepilogo dei risultati delle prove di compressione diagonale di Savona.

	Prova	Tipologia muraria	Forza diagonale massima P [kN]	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]	Modulo di taglio G [N/mm ²]	
					0÷30%	30÷60%
Muratura pietra a spacco con buona tessitura e collegamento trasversale	D1	MPT-S	633,9	0,236	2356	1023
	D2	MPT-S	293,1	0,086	1433	212
	D3	MP1-S	318,3	0,074	-	1583
	D4	MP1-S	345,0	0,316	4332	209
	Media MP		-	0,126	2707	757
	NTC 2008		-	0,095÷0,125	650÷858	-
Muratura pietra a spacco con buona tessitura e ricorsi di mattoni	D5	MP1+R-S	238,8	0,108	2321	388
	D6	MP1+R-S	586,5	0,095	3134	825
	D7	MP2+R-S	183,6	0,077	8591	115
	D8	MP2+R-S	354,2	0,177	959	95
	Media MP+R		-	0,166	3751	356
	NTC 2008		-	0,080÷0,106	650÷858	-
Media				0,146	3304	556

Si può notare in Figura 6.47 a) come il rapporto tra i valori medi della resistenza a taglio della muratura in pietra a spacco (*MP*) e la stessa con l'inserimento dei ricorsi in mattoni (*MP+R*) sia pari a 1,3, superiore al coefficiente correttivo di tabella C8A.2.2 della Circolare n.617 NTC 2008 per la presenza dei ricorsi. Le singole resistenze a taglio assumono valori piuttosto disomogenei. Tale variabilità nelle prove di compressione diagonale è già stata rilevata da altri autori e risulta essere uno dei limiti principali di questa tipologia di prove. L'impossibilità di eseguire un numero elevato di prove sulla stessa tipologia di muratura non permette una trattazione statistica del dato.

Anche i moduli di taglio assumono valori piuttosto disomogenei, senza però trovare corrispondenza tra resistenza massima e rigidità a taglio. (Figura 6.47 b)

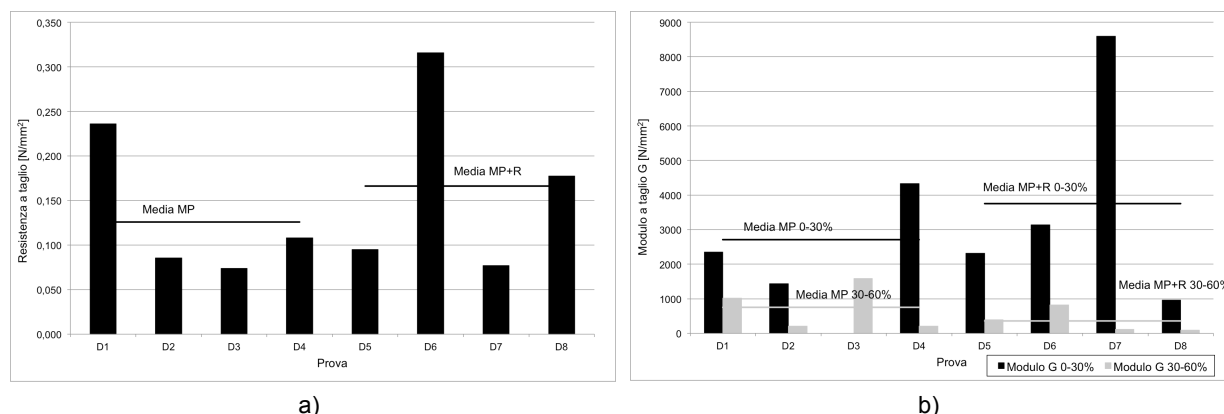


Figura 6.47 Resistenza a taglio (a) e modulo a taglio G (b) delle prove di compressione diagonale.

6.4 Confronto tra parametri meccanici ottenuti dalle indagini con dati di normativa

Dai risultati ottenuti dai due casi studio appena illustrati relativi alle prove in sito su edifici in muratura si possono confrontare con i valori ricavabili dalle norme tecniche sulle costruzioni sulla base dei diversi livelli di conoscenza. In Tabella 6.6 è nuovamente riportato lo schema presente nella Circolare n.617, che spiega come utilizzare i parametri meccanici riportati in tabella C8A.2.1 corretti con i coefficienti presenti nella tabella C8A.2.2. Per il livello di conoscenza LC3 si sono differenziati i diversi casi definiti sulla base del numero di prove distruttive eseguite (tre o più prove indicato con “a”, due prove “b” e una singola prova “c”) e sui valori dei risultati sperimentali rispetto all’intervallo offerto dalla normativa (superiore al massimo con “1”, compreso nell’intervallo “2”, inferiore al minimo “3”).

Tabella 6.6 Determinazione delle resistenze in base al livello di conoscenza

Livello di conoscenza		Resistenze	FC
LC1		valore tabellare minimo	1,35
LC2		valore tabellare medio	1,2
a	> tre dati sperimentali	valore sperimentale medio	
b1		media sperimentale > max tabellare valore tabellare massimo	
b2	due dati sperimentali	min tabellare < media sperimentale < max tabellare valore tabellare medio	
LC3	b3	media sperimentale < min tabellare valore sperimentale medio	1
c1		valore sperimentale > max tabellare valore tabellare medio	
c2	un dato sperimentale	min tabellare < valore sperimentale < max tabellare valore tabellare medio	
c3		valore sperimentale < min tabellare valore sperimentale medio	

In Tabella 6.7 sono riportati per le tipologie di muratura testate a Bardolino e Savona i parametri meccanici di normativa. Si è scelto di analizzare l’influenza del livello di

conoscenza sulla resistenza a taglio essendo quest'ultimo il parametro ricavato dalle prove di compressione diagonale che permette il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* ed il più rilevante per l'esecuzione delle verifiche sismiche delle strutture in muratura. Il modulo elastico ricavato con le prove di martinetto piatto consentono il raggiungimento del livello di conoscenza *LC2* ma per quest'ultimo la normativa prevede comunque l'utilizzo dei valori medi dei parametri di tabella C8A.2.1, la qualità della muratura indagata con prove debolmente distruttive non viene quindi presa in considerazione nel livello *LC2*.

La rigidità a taglio *G* non influenza direttamente il livello di sicurezza dell'edificio e non è quindi stato considerato nella presente analisi.

Tabella 6.7 Parametri meccanici per le tipologie di muratura indagate ricavabili dalla Circolare n.617 NTC 2008.

Tipologia di muratura	f_m [N/mm ²]		τ_0 [N/mm ²]		E [N/mm ²]		G [N/mm ²]		Coefficienti Correttivi			
	min	max	min	max	min	max	min	max	Malta buona	Ricorsi	Diatoni	Iniezione
MP-B Muratura a conci sbozzati, paramento di limitato spessore e nucleo interno	2	3	0,035	0,051	1020	1440	340	480	-	-	-	1,7
MP-S Muratura pietra a spacco con buona tessitura	2,6	3,8	0,056	0,074	1500	1980	500	660	1,3	1,1	1,3	-

In Tabella 6.8 sono riportati i valori di resistenza a taglio delle tre tipologie di muratura determinati secondo lo schema di Tabella 6.6 utilizzando i valori di Tabella 6.7 oppure quelli ottenuti dalle prove a seconda dei casi. Nei valori riportati sono già stati divisi per il fattore di confidenza di ciascun livello di conoscenza. Per la muratura del caso studio di Bardolino *MP-B* i valori di normativa sono stati incrementati con il coefficiente correttivo per muratura consolidata con iniezioni. In entrambe le tipologie di muratura indagate a Savona *MP-S* e *MP+R-S* i valori sono stati incrementati considerando la malta di buona qualità in tutti i livelli di conoscenza considerando che tale parametro debba essere analizzato a partire dal livello *LC1*. Oltre a questo parametro nella muratura *MP-S* per livelli superiori a *LC2* è stato considerato anche la presenza dei diatoni mentre nella muratura *MP+R-S* la resistenza è stata incrementata per la presenza dei ricorsi in mattoni. Per valutare l'influenza del livello di conoscenza sono stati presi in considerazione anche i possibili casi in cui venga eseguito un'una sola prova di compressione diagonale (*LC3 c*), due prove (*LC3 b*) oppure tre o più prove (*LC3 a*).

Tabella 6.8 Resistenza a taglio delle murature indagate secondo i livelli di conoscenza possibili

Tipologia muratura	Resistenza a taglio τ_0 [N/mm ²]						
	LC1	LC2	LC3 c3	LC3 b3	LC3 b2	LC3 b1	LC3 a
MP-B	0,044	0,061	0,057	-	0,060	0,087	-
MP-S	0,054	0,092	-	0,074	0,110	0,125	0,126
MP+R-S	0,059	0,077	0,077	0,077	0,093	0,106	0,166

Gli incrementi di resistenza offerti dal passaggio a livelli di conoscenza più elevati sono stati riportati in Figura 6.48, è stato considerata anche la possibilità di incrementare il livello di conoscenza partendo da LC2 e LC3 con uno o due valori sperimentali.

Sia per il caso studio di Bardolino (a) che per quello di Savona (b) è evidente come il livello di conoscenza LC2 fornisca dei parametri più elevati rispetto ai livelli LC3 c3, b3.

Da questa analisi si nota come l'esecuzione di una singola prova distruttiva (LC3 c) indipendentemente dalla bontà dei valori ottenuti, risulti sconveniente rispetto al livello LC2, mentre l'esecuzione di due prove distruttive (LC3 b) porta ad incrementi sostanziali solo nel caso in cui le prove forniscano valori superiori a quelli massimi della tabella C8A.2.1, mentre l'esecuzione di tre o più prove comporta l'adozione dei valori medi sperimentali.

Nei casi in esame come visto anche nel livello LC3 b1 forniscono notevoli incrementi di resistenza sia rispetto a LC2 sia rispetto al caso di un numero minore di prove sperimentali, questo dipende dalla buona qualità della muratura sia come visto anche.

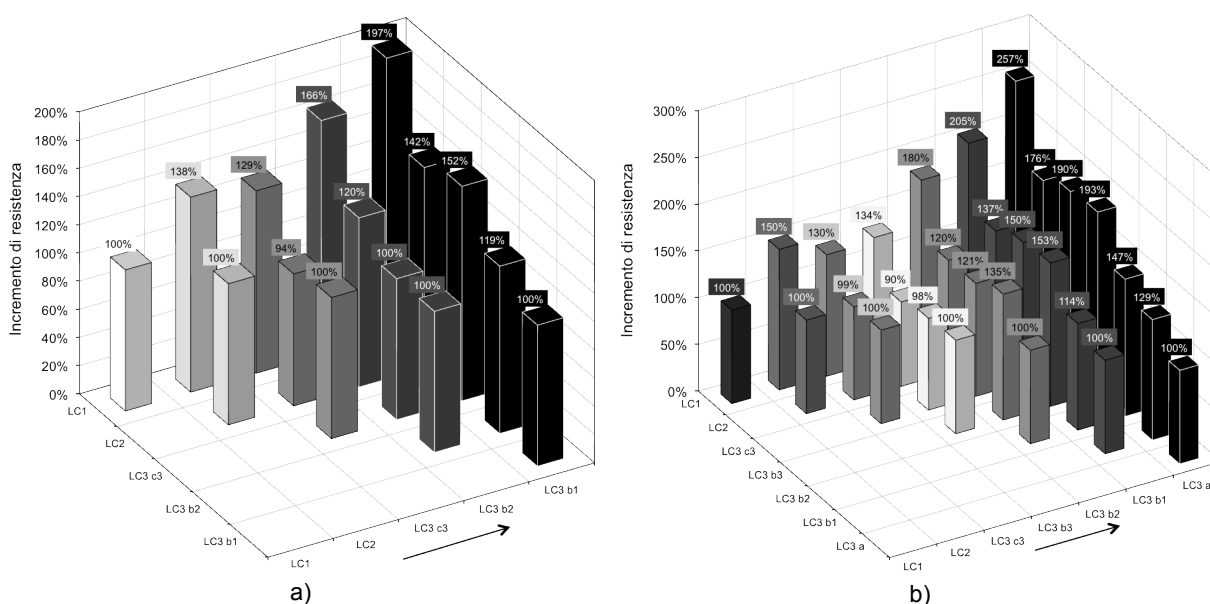


Figura 6.48 Incrementi di resistenza a taglio al crescere dei livelli di conoscenza per i casi studio di Bardolino (a) e di Savona (b).

6.5 Analisi costi benefici

Per valutare la convenienza economica del raggiungimento di livelli di conoscenza più elevati sono stati utilizzati i dati ottenuti dalle elaborazioni dei due casi studio. Si è ipotizzato che gli interventi da eseguire sui due casi studio siano di miglioramento sismico.

Come parametro "tecnico" nell'analisi costi benefici si è preso in considerazione l'indice di rischio di collasso α_u (6.1), dove $PGA_{10\%}$ è l'accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 10% nella vita utile della struttura e PGA_{DS} è l'accelerazione stimata della struttura di danno severo.

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \quad (6.1)$$

Volendo porre l'attenzione sull'influenza dei parametri meccanici sull'indice di rischio si sono tralasciati tutti gli altri fattori come l'ammorsamento tra pareti, la presenza di catene o

strutture spingenti, che entrano nel processo di analisi e valutazione delle strutture così come si ipotizzano degli indici α_u collegati alla resistenza a pressoflessione e taglio delle muratura, ovverosia si considera che meccanismi di ribaltamento come corpo rigido siano già esclusi dalla presenza di elementi atti a contrastarli.

L'analisi prevede che l'indice α_u risultante dalla verifica sulla struttura eseguita prima del consolidamento sia compreso tra $0,2 \div 0,8$, individuando quindi sette possibili gradi di vulnerabilità. Per edifici con indice di rischio inferiore a 0,2 gli interventi necessari al raggiungimento del miglioramento sismico risultano troppo ingenti e per essere pertinenti con le semplificazioni utilizzate.

Considerato che un indice α_u pari a 0,8 o maggiore individua costruzioni con buoni livelli di sicurezza sismica, si può ipotizzare che questo sia il valore di riferimento da raggiungere eseguendo interventi di miglioramento, tale assunzione è confermata dall'OPCM 3881 dell'11 Giugno 2010 emanata dopo il terremoto del 6 aprile 2009 all'Aquila che prevede finanziamenti per interventi di miglioramento sismico fino al raggiungimento dell'80% dell'adeguamento sismico. Per tale motivo nell'analisi si sono tralasciati casi con α_u maggiori di 0,8.

Determinati gli incrementi di resistenza meccanica offerti dai diversi livelli di conoscenza ipotizzabili per i due casi studio di Bardolino e Savona a partire dai dati di Tabella 6.8, si possono in via semplificativa ipotizzare degli incrementi proporzionali dell'indice α_u originario, ottenendo un nuovo indice di vulnerabilità determinato con livelli di conoscenza superiori.

Tale semplificazione appare comunque abbastanza realistica nell'ambito dell'analisi lineare delle strutture, nelle quali a fronte di un'analoga ripartizione dell'azione sismica tra le pareti resistenti il livello di sicurezza risulta direttamente correlato alla resistenza meccanica utilizzata per le verifiche delle stesse pareti.

I costi per l'esecuzione degli interventi di miglioramento sono stati desunti da diversi studi condotti presso l'Università Federico II di Napoli relativi all'analisi dei costi per interventi di ripristino e miglioramento di edifici con esito di agibilità B e C (Di Costanzo, 2010; Magliavacca, 2010; Santagata, 2010) colpiti dal sisma del 6 aprile 2009 dell'Aquila, dall'OPCM 3362 dell'8 Luglio 2004 e dall'OPCM 3881 dell'11 Giugno 2010 e

Tale studio si è svolto su un campione di quarantasette edifici, di cui trentanove isolati e otto in aggregato, per un totale di centoottanta unità abitative. La superficie coperta complessiva di ogni edificio oscilla tra un minimo di 106 m^2 ad un massimo di 1050 m^2 , per un valore medio pari a 480 m^2 .

Gli edifici ottengono esito di agibilità B e C se hanno riportato danni dal terremoto limitati a parti o porzioni di essi; nell'analisi svolta dall'autore si esaminano i costi di riparazione necessari a ripristinare le parti inagibili e i costi degli interventi di rafforzamento locale di elementi strutturali e non strutturali che migliorino il comportamento sismico di tali edifici.

Si riportano ora i risultati più salienti, distinti tra interventi di riparazione del danno causato dal sisma, e interventi generali di miglioramento sismico (catene, intonaco armato, interventi sulle coperture):

- Costo medio lordo per interventi di riparazione, comprensivo di oneri per la sicurezza, spese tecniche, compensi amministrativi e IVA: $267,17 \text{ €/m}^2$;
- Costo medio netto per interventi di riparazione: $202,37 \text{ €/m}^2$;
- Costo medio lordo per interventi di rafforzamento: $113,86 \text{ €/m}^2$.

Nell'OPCM 3362 dell'8 Luglio 2004 l'ammontare del finanziamento concedibile per interventi successivi a verifiche tecniche deve essere calcolato come frazione di un costo convenzionale stimato in 450 Euro/m^2 per gli edifici ordinari. Per ciascun intervento l'importo

del finanziamento è pari al 100% del costo convenzionale se l'indice di rischio di collasso (α) è minore di 0,2, e nullo se l'indice α_u è maggiore di 0,8. Nei casi intermedi, con indice di α_u variabile da 0,2 a 0,8, l'importo del finanziamento viene calcolato come frazione del costo convenzionale secondo la relazione (6.2).

$$\left[\frac{(380 - 400 \cdot \alpha)}{3} \right] \quad (6.2)$$

L'OPCM 3881 dell'11 Giugno 2010 prevede l'assegnazione di un contributo ai proprietari degli immobili danneggiati dal sisma per le opere di riparazione e miglioramento, che nel caso in cui tutte le unità immobiliari che compongono l'edificio siano adibite ad abitazione principale, è pari a 500 €/m² quando siano presenti danni leggeri su meno di due terzi della struttura secondo la definizione della scheda AeDES, e pari a 750 €/m² nei casi di danni strutturali più gravi. Tali costi unitari dovranno essere moltiplicati per la superficie coperta lorda complessiva dell'edificio, risultante dalla somma delle superfici coperte lorde di ciascun piano, comprese quelle delle parti comuni.

Si riassumono in Tabella 6.9 i costi unitari degli interventi sia in riferimento alla superficie

Tabella 6.9 Riepilogo dei costi unitari degli interventi

Fonte	Tipo di intervento	Costo unitario €/m ²
Di Costanzo	Ripristino	267,17
	Miglioramento	113,86
	Ripristino e miglioramento	381,03
OPCM 3362/2004	Adeguamento o miglioramento	450,00
OPCM 3881/2010	Riparazione e miglioramento di edifici poco danneggiati	500,00
	Riparazione e miglioramento di edifici con danni consistenti	750,00

Le ordinanze per lo stanziamento dei fondi stabiliscono che le strutture con indice α_u inferiore o uguale a 0,2 rappresentano i casi di massima vulnerabilità, e a fronte di opere di miglioramento molto consistenti e costose deva essere preso in considerazione l'intervento di demolizione e ricostruzione dell'edificio. Le stesse ordinanze prevedono un costo massimo per la riparazione dei danni causati dal sisma e per gli interventi di miglioramento sismico pari a 750 €/m² che viene quindi collegato all'indice α_u di 0,2.

Per edifici con indice α_u pari a 0,8 rappresentano quelli con minore vulnerabilità e possono quindi essere rappresentati dai casi presentati nello studio dei costi di miglioramento per edifici classificati come B e C, avendo quest'analisi stimato i costi di miglioramento in 113,86 €/m².

Per le due ipotesi appena descritte, risultano definiti il limite superiore e inferiore dei costi per la riparazione e miglioramento di edifici esistenti α_u di rischio compreso tra 0,2 e 0,8. Per i livelli di rischio intermedi si è ipotizzata una distribuzione lineare dei costi di miglioramento. Nei costi elencati sono compresi anche i costi per l'esecuzione delle indagini sulle strutture. Per quanto riguarda i costi delle indagini questi sono stati estrapolati da prezzi correnti di mercato ipotizzando nel caso di Savona anche la parte relativa alle indagini eseguite sugli elementi in cemento armato e alle prove di carico per il raggiungimento del livello LC2 e LC3 (Tabella 6.10). Pur essendo il costo per le indagini una percentuale dei costi d'intervento

inferiore all'1÷2% nei casi in cui l'indice α_u sia 0,2 , assume un maggior peso nel caso in cui l'indice di rischio sia pari a 0,8 arrivando al 6÷10% dei costi di intervento.

Tabella 6.10 Costi per le indagini nei due casi studio analizzati.

Bardolino			Savona		
Livello di conoscenza	Costi per le indagini [€]	Costi unitari [€/m ²]	Livello di conoscenza	Costi per le indagini [€]	Costi unitari [€/m ²]
LC1	682	0,50	LC1	6.686	0,50
LC2	4.864	3,57	LC2	21.621	1,62
LC3c	11.728	8,60	LC3c	50.242	3,76
LC3b	16.228	11,90	LC3b	53.242	3,98
			LC3a	98.242	7,35

Applicando quindi i costi unitari ai due casi studio analizzati in funzione dell'indice α_u e al livello di conoscenza raggiunto si ottengono i costi generali di intervento da sostenere per raggiungere un rapporto PGA_{ds} su $PGA_{10\%}$ pari all'80% delle richieste per l'adeguamento sismico.

Il risparmio economico è stato definito come la minor spesa necessaria per il miglioramento ottenuta grazie all'incremento del livello di conoscenza, tenendo però conto dell'aumento dei costi legato alle maggiori indagini necessarie per ottenere l'incremento del livello di conoscenza stesso.

Tabella 6.11 Analisi costi benefici sul raggiungimento di livelli di conoscenza crescenti per il caso studio di Bardolino.

Bardolino				α_u						
Superficie totale [m ²]		1364		0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
Costo unitario intervento miglioramento [€/m ²]				113,86	219,88	325,91	431,93	537,95	643,98	750,00
LC1	Costo intervento [€]			155.305	299.921	444.537	589.153	733.768	878.384	1.023.000
	Costi ind.	682	Risp.	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
LC2	Incremento	138%	α	1,1	1,0	0,8	0,7	0,6	0,4	0,3
	Costo intervento [€]			0	0	112.953	312.833	512.713	712.592	912.472
LC3 c3	Costi ind.	4.864	Risp.	97%	99%	74%	46%	30%	18%	10%
	Incremento	129%	α	1,0	0,9	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3
LC3 c3	Costo intervento [€]			0	0	190.061	377.090	564.118	751.147	938.175
	Costi ind.	11.728	Risp.	93%	96%	55%	34%	22%	13%	7%
LC3 c1	Incremento	135%	α	1,1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,4	0,3
	Costo intervento [€]			0	0	140.843	336.075	531.306	726.538	921.769
LC3 b2	Costi ind.	11.728	Risp.	93%	96%	66%	41%	26%	16%	9%
	Incremento	166%	α	1,3	1,2	1,0	0,8	0,7	0,5	0,3
LC3 b2	Costo intervento [€]			0	0	0	112.953	352.809	592.665	832.520
	Costi ind.	16.228	Risp.	90%	95%	97%	78%	50%	31%	17%
LC3 b1	Incremento	197%	α	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4
	Costo intervento [€]			0	0	0	0	174.312	458.792	743.272
LC3 b1	Costi ind.	16.228	Risp.	90%	95%	97%	97%	74%	46%	26%

Tabella 6.12 Analisi costi benefici sul raggiungimento di livelli di conoscenza crescenti per il caso studio di Savona.

Savona				α_u						
Superficie totale [m ²]		13371		0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
Costo unitario intervento miglioramento [€/m ²]				113,86	219,88	325,91	431,93	537,95	643,98	750,00
LC1	Costo intervento [€]			1.522.422	2.940.060	4.357.698	5.775.336	7.192.974	8.610.612	10.028.250
	Costi indagini	6.686	Risparmio	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
LC2	Incremento	150%	α	1,20	1,05	0,90	0,75	0,60	0,45	0,30
	Costo intervento [€]			0	0	0	2.219.375	4.348.205	6.477.035	8.605.865
	Costi indagini	21.621	Risparmio	99%	99%	100%	61%	39%	25%	14%
LC3c3	Incremento	130%	α	1,04	0,91	0,78	0,65	0,52	0,39	0,26
	Costo intervento [€]			0	0	1.822.307	3.662.510	5.502.713	7.342.916	9.183.120
	Costi indagini	50.242	Risparmio	97%	99%	57%	36%	23%	14%	8%
LC3b3	Incremento	134%	α	1,07	0,93	0,80	0,67	0,53	0,40	0,27
	Costo intervento [€]			0	0	1.506.844	3.399.624	5.292.404	7.185.185	9.077.965
	Costi indagini	53.242	Risparmio	97%	98%	64%	40%	26%	16%	9%
LC3c1	Incremento	180%	α	1,44	1,26	1,08	0,90	0,72	0,54	0,36
	Costo intervento [€]			0	0	0	90.544	2.645.141	5.199.737	7.754.333
	Costi indagini	50.242	Risparmio	97%	99%	99%	98%	63%	39%	22%
LC3b2	Incremento	180%	α	1,44	1,26	1,08	0,90	0,72	0,54	0,36
	Costo intervento [€]			0	0	0	0	2.645.141	5.199.737	7.754.333
	Costi indagini	53.242	Risparmio	97%	98%	99%	99%	63%	39%	22%
LC3b1	Incremento	205%	α	1,64	1,44	1,23	1,03	0,82	0,62	0,41
	Costo intervento [€]			0	0	0	0	1.230.287	4.138.597	7.046.907
	Costi indagini	53.242	Risparmio	97%	98%	99%	99%	82%	51%	29%
LC3a	Incremento	257%	α	2,05	1,80	1,54	1,28	1,03	0,77	0,51
	Costo intervento [€]			0	0	0	0	0	1.944.191	5.583.969
	Costi indagini	98.242	Risparmio	94%	97%	98%	98%	99%	76%	43%

In Figura 6.49 sono riportate le percentuali di risparmio rispetto ai costi sostenuti in caso di LC1 ottenibili con il raggiungimento di livelli di conoscenza crescenti in funzione dell'indice α_u . In rosso sono indicati i valori di risparmio massimi per ogni indice α_u . Per gli indici α_u più elevati (0,7÷0,8) il raggiungimento del livello LC2 è sufficiente a ottenere la verifica o il miglioramento richiesto delle strutture, per strutture con livelli di sicurezza inferiori risulta conveniente il livello LC3 b1 e LC3 a.

Aumentando quindi il livello di conoscenza da LC1 a LC3 nel caso di Bardolino si ottiene un raddoppio della resistenza a taglio della muratura mentre nel caso di Savona l'incremento arriva a due volte e mezzo. Partendo invece dal più comune LC2 ed ottenendo il livello LC3 la resistenza incrementa di un 50% nel caso di Bardolino mentre raddoppia a Savona. Il livello di conoscenza LC3 raggiunto con una sola prova distruttiva non è conveniente in quanto si ottengono degli incrementi di resistenza modesti contro un aumento notevole dei costi di indagine, e nel caso i valori ottenuti siano scarsi le proprietà meccaniche devono necessariamente essere declassate.

delle proprietà meccaniche legate alla resistenza alle azioni orizzontali, ottenute dall'esecuzione di prove distruttive di compressione diagonale, permette quindi una valutazione corretta dei parametri da utilizzare poi nelle verifiche alle azioni sismiche.

Si può comunque concludere che come le prove di martinetto piatto e soniche eseguite forniscano dati in linea con quelli stimabili dall'analisi di letteratura e che quindi una corretta valutazione della tipologia muraria può aiutare, insieme alle prove non distruttive e debolmente distruttive, a qualificare la muratura stessa

Confrontando gli incrementi in termini di resistenze ottenibili con il raggiungimento di livelli di conoscenza maggiori, secondo quanto disposto dalle norme tecniche, risulta fondamentale attuare una prima fase di valutazione della qualità delle murature con metodi non distruttivi o debolmente distruttivi prima di affrontare una campagna di prove distruttive i cui risultati non possono essere garantiti.

Benché l'analisi effettuata sia affetta da numerose approssimazioni, è possibile affermare che, in generale, il livello di conoscenza *LC2* fornisca dei parametri più elevati rispetto ai livelli *LC3 c3* e *b3*. Da questa analisi si nota infatti come l'esecuzione di una o due prove distruttive risulti penalizzante, dal punto di vista dei parametri meccanici, rispetto a *LC2*, nel caso il valore di resistenza ottenuta (singolo o medio) sia più basso del minimo tabellare (caso *c3* e *b3*).

Nel caso dell'esecuzione di una o due prove sperimentali il cui valore singolo o medio sia contenuto tra i limiti tabellari, si utilizza il valore medio tabellare per i calcoli, come in *LC2*. In questo caso però il livello *LC3* comporta un abbattimento del 20% del fattore di confidenza, quindi i parametri meccanici adottati nei calcoli risultano meno penalizzanti. Lo stesso avviene quando si effettua un'unica prova, il cui valore sia maggiore di quello massimo tabellare. L'incremento massimo di resistenza ottenibile con un *LC3* nel quale si esegua un'unica prova e quindi del 20%, ed è legato al diverso fattore di confidenza utilizzato, più che all'utilizzo del risultato sperimentale.

L'esecuzione di un numero limitato di prove distruttive per il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* non sia conveniente sui costi globali di miglioramento. Nel caso di edifici con indici di rischio basso il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* non consente la verifica della struttura ma permette risparmi elevati in termini assoluti superiori a quarantacinque volte l'investimento effettuato per l'esecuzione delle prove distruttive in sito.

7 CONCLUSIONI

7.1 Verifica in laboratorio di metodi sperimentali per l'indagine in sito

Dalle prove di martinetto piatto singolo svolte in laboratorio sia su muratura in mattoni che su muratura in pietra si nota che l'errore fornito dal metodo non è trascurabile. Nel caso della muratura in pietra, oltre all'incertezza intrinseca della prova, si aggiunge l'indeterminazione della distribuzione delle tensioni nella sezione muraria quando questa sia molto eterogenea. In letteratura si sono rilevati risultati contrastanti rispetto all'affidabilità del metodo di prova e sono quindi auspicabili nuovi approfondimenti con l'esecuzione di ulteriori test.

Per quanto riguarda la prova con martinetto piatto doppio i risultati se pur affetti da errore danno un'utile valutazione del modulo elastico della muratura. Nel caso della muratura in mattoni il modulo elastico determinato con i martinetti piatti risulta sottostimato per tensioni superiori a 1 N/mm^2 . Per la muratura in pietra a tre paramenti l'andamento della prova di martinetto piatto fornisce dei valori comparabili con quelli ottenuti dalle compressioni monoassiali sui pannelli realizzati con lo stesso tipo di muratura. Durante le esperienze in laboratorio con martinetto piatto doppio è stato possibile anche portare a rottura la muratura potendo sfruttare il contrasto offerto dal sistema di prova. Nel caso della muratura in mattoni la resistenza massima osservata è pari al 50+60% di quella ottenuta con la compressione monoassiale. Nella muratura in pietra si osserva invece la corrispondenza della resistenza a compressione massima.

Dalla calibrazione della prova di compressione diagonale si è osservato la coerenza del metodo di elaborazione dei dati utilizzato con le proprietà dei materiali. La resistenza a trazione della muratura non è direttamente comparabile con quella rilevata dalle prove di compressione e taglio eseguite a causa delle modalità di rottura di quest'ultime prevalentemente a pressoflessione. È comunque necessaria una corretta interpretazione dei meccanismi di rottura e delle modalità di elaborazione dei dati per poter effettuare un confronto tra le due prove.

7.2 Verifiche dell'efficacia d'interventi di iniezione su muratura in pietra

L'efficacia dei consolidamenti con iniezioni è stata valutata mediante l'esecuzione di prove soniche dirette, prove di compressione monoassiale, prove di compressione e taglio e prove di compressione diagonale eseguite in laboratorio e prove soniche dirette e prove di compressione diagonale in sito.

Le prove soniche dirette eseguite sulla muratura in pietra a tre paramenti hanno presentato valori d'incremento del 205% tra la velocità prima delle iniezioni e post consolidamento.

Nelle prove a compressione eseguite sulla muratura in pietra a tre paramenti a scala reale il consolidamento ha incrementato sia le tensioni di prima fessurazione e la tensione massima ritardando il distacco dei paramenti dal nucleo.

Il rapporto tra la resistenza a compressione prima e dopo il consolidamento con iniezione è di 1,6 volte per i pannelli testati in modalità ciclica, nella prova con applicazione di carico monotono si è valutato rapporto di 2. Il rapporto tra la rigidezza dei campioni prima e dopo il consolidamento scala reale è di circa di 1,9 volte.

Le modalità di rottura sono state le medesime per ogni pannello, ovvero un collasso dovuto allo spanciamento fuori dal piano dei paramenti esterni dovuto a valori massimi di deformazione in prossimità della mezzeria dell'altezza della sezione trasversale.

Nella prova di taglio compressione i pannelli non iniettati hanno raggiunto la rottura a taglio (scala reale) in funzione dei diversi livelli di pre-compressione applicati. D'altra parte i

pannelli iniettati sono stati contraddistinti dal meccanismo a rocking, comportandosi in maniera monolitica. La prima fessura nei pannelli iniettati si è aperta per uno spostamento e una resistenza orizzontale quasi doppia rispetto a quelli non iniettati.

Alla massima resistenza i pannelli iniettati hanno raggiunto spostamenti fino a tre volte superiori a quelli non consolidati con un raddoppio della forza. Durante la fase finale delle prove, è stato osservato un comportamento simile in tutti i pannelli.

La resistenza a trazione media f_t è pari a 0,05 N/mm² per i pannelli non iniettati e a 0,17 N/mm² per i pannelli iniettati. Tali valori non hanno grosse variabilità tra i diversi livelli di precompressione applicata nei diversi test. Il rapporto della resistenza a trazione tra i pannelli iniettati e quelli non iniettati è pari a 3,4.

La rigidezza a taglio risulta un parametro con elevata variabilità tra i diversi test in funzione della tessitura della muratura, i valori medi per i pannelli non iniettati sono di 231 N/mm² per la scala reale. La rigidezza G nel caso dei pannelli consolidati cresce a 798 N/mm². Il rapporto quindi tra la rigidezza prima e dopo l'intervento è di 3,5.

Dal confronto dei parametri meccanici ricavati dalle prove di compressione monoassiale e di compressione e taglio con i valori forniti dalla Circolare n.617 NTC 2008 in tabella C8A.2.1 si riscontra la corrispondenza per la resistenza a compressione f_m e per la resistenza a trazione f_t con i dati di normativa per le condizioni non consolidata e consolidata. I valori del modulo elastico E di normativa in tutti i casi sono invece la metà di quelli ottenuti durante le prove di compressione monoassiale. Per quanto riguarda il modulo a taglio G risulta corretto per la condizione consolidata di entrambe le scale costruttive mentre per le murature non iniettate la normativa fornisce valori doppi rispetto a quelli rilevati sperimentalmente.

Le prove eseguite, inoltre, consentono di verificare su quali parametri l'esecuzione di prove in scala ridotta influenzino i risultati e quali invece siano indipendenti. La resistenza a trazione f_t come la tensione di taglio massimo τ_{Hmax} non risultano influenzate dal fattore di scala contrariamente a quanto avviene invece per la resistenza a compressione che ne risente. Le modalità di collasso nelle prove di compressione monoassiale riscontrate nelle due scale sono le stesse, mentre nelle prove di compressione e taglio i pannelli non iniettati hanno raggiunto la rottura a taglio per la scala reale e a flessione per la scala ridotta in funzione dei diversi livelli di pre-compressione applicati. Tutti i pannelli iniettati sono stati contraddistinti dal meccanismo a *rocking* comportandosi in maniera monolitica indipendentemente dalla scala costruttiva.

Anche nella muratura danneggiata dal sisma del 6 aprile 2009 gli interventi d'iniezione hanno dimostrato generalmente la loro efficacia. Nonostante la percentuale di vuoti iniettati sia compresa tra 7% e 18%, in media 12%, gli incrementi in termini di velocità soniche sono dell'ordine del 380% delle velocità originarie. La tipologia d'indagine ha confermato la sua notevole sensibilità per l'individuazione delle variazioni di consistenza apportate dagli interventi d'iniezione nel mezzo murario analizzato per la frequente corrispondenza tra le zone maggiormente iniettate e le zone con più alte velocità post-consolidamento.

Per la resistenza a trazione l'incremento è compreso tra 120% e 330%, in media del 230%.

I risultati ottenuti in termini assoluti, resistenza a taglio di 0,092 N/mm² dopo l'intervento d'iniezione, contraddistinguono murature di buona qualità, se confrontati con i valori riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare allegata alle NTC2008.

Partendo dai valori indicati nella tabella stessa per questa tipologia di muratura, in pietrame disordinata, si ricava come valore medio della resistenza a taglio 0,026 N/mm², inferiore a quanto ricavato dai test di compressione diagonale su pannelli non consolidati (0,04 N/mm²). Considerando il coefficiente correttivo dei parametri meccanici, riportato in tabella C8A.2.2, per muratura in pietrame disordinata consolidata con iniezioni, la campagna sperimentale

conferma sostanzialmente il coefficiente pari a 2 per l'incremento di resistenza a taglio. Tale fattore non risulta invece corretto per gli incrementi di rigidezza, che mediamente crescono con un fattore di 6,9 per basse tensioni e di 10,8 tra il 30÷60% del carico. Tale osservazione è anche stata rilevata, ed è quindi ulteriormente avvalorata, nell'analisi dello stato dell'arte confrontando i dati reperiti in letteratura.

Il valore medio del modulo di rigidezza a taglio per la muratura abruzzese non consolidata (139 N/mm^2) è circa la metà di quello indicato in tabella C8A.2.1 per muratura in pietrame disordinato (290 N/mm^2), tale differenza può in parte essere dovuta al danneggiamento generato dal sisma. I parametri meccanici ricavati dalle compressioni diagonali sono in linea con i risultati ottenuti dai dati raccolti in letteratura da sperimentazioni simili.

L'impiego di miscele con proprietà meccaniche elevate non trova giustificazione, in termini di efficacia, rispetto a quelle con proprietà confrontabili con le malte originarie, scontando nel caso dei composti ternari gravi problemi d'incompatibilità chimico-fisica. Si può comunque in generale concludere che gli interventi di consolidamento proposti hanno ottenuto in tutti i pannelli testati buoni risultati, garantendo anche in murature fortemente disomogenee e danneggiate il recupero delle proprietà meccaniche.

7.3 Considerazioni a partire dai casi studio

Dal confronto tra le due diverse modalità di esecuzione delle prove di compressione diagonale, un primo modo con tre lati del pannello liberi e il solo lato inferiore connesso alla muratura e un secondo con il lato superiore e inferiore connesso al resto della muratura, risulta come il secondo modo risenta dell'incertezza sulla valutazione dei carichi verticali, parametro necessario per la corretta determinazione della resistenza a trazione della muratura. Per contro il primo modo pur individuando nettamente il collasso del pannello è affetto da un maggiore errore strumentale essendo sufficienti forze minori per portare a rottura il campione. Il comportamento fragile della compressione diagonale in assenza di una tensione verticale nel pannello rende l'elaborazione dalle rigidezza a taglio più difficoltosa rispetto a quanto riscontrato nelle prove con confinamento verticale.

Dall'analisi dei due casi studio presentati nel sesto capitolo appare coerente l'indirizzo normativo secondo cui con le sole prove non distruttive e debolmente distruttive consentano di raggiungere un livello di conoscenza esteso (*LC2*) ma non esaustivo. La quantificazione diretta delle proprietà meccaniche legate alla resistenza alle azioni orizzontali, ottenute dall'esecuzione di prove distruttive di compressione diagonale, permette quindi una valutazione corretta dei parametri da utilizzare poi nelle verifiche alle azioni sismiche, anche se non è sempre giustificabile in termini costi benefici, oltre che per i motivi legati agli aspetti di conservazione.

Confrontando gli incrementi in termini di resistenze ottenibili con il raggiungimento di livelli di conoscenza maggiori, secondo quanto disposto dalle norme tecniche, risulta fondamentale attuare una prima fase di valutazione della qualità delle murature con metodi non distruttivi o debolmente distruttivi prima di affrontare una campagna di prove distruttive i cui risultati non possono essere garantiti.

Dalla valutazione economica è evidente che l'esecuzione di un numero limitato di prove distruttive per il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* non sia conveniente sui costi globali di miglioramento. Nel caso di edifici con indici di vulnerabilità alto (α_u basso) il raggiungimento del livello di conoscenza *LC3* non consente la verifica della struttura ma permette una migliore valutazione delle capacità dell'edificio, che corrisponde ad una minore invasività e minor costo degli interventi di consolidamento da effettuare.

BIBLIOGRAFIA

Abrams D.P., Epperson G.S. (1989). *Non destructive evaluation of masonry buildings*, Advanced Construction Technology Center, Doc. N. 89-26-03, Urbana Illinois, October 1989.

Anzani A. (1999). *Tecniche di riparazione*, in appunti elettronici di Diagnostica e Consolidamento, Politecnico di Milano, Dicembre 1999

Atkinson R. H., Amadei B. P., Saeb S., Sture S. (1989). Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 9, pp. 2276-2296,

Augenti N. (2004). *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*, UTET libreria, Torino, ISBN 88-7750-942-2.

Benedetti D., Tomažević M.(1984). *Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura*, *Ingegneria Sismica*, Vol. I, pp. 9 - 16.

Bernardini, A., Gori, R. and Modena, C. (1990). *Application of Coupled Analytical Models and Experimental Knowledge to Seismic Vulnerability Analyses of Masonry Buildings*. in *Engineering Damage Evaluation and Vulnerability Analysis of Building Structures* (edited by A. Koridze), Omega Scientific, Oxon, U.K.

Beolchini G.C., Grillo F., Ricciardulli G., Valente G. (1997). *Comportamento di una parete in muratura di pietrame rinforzata con iniezioni diffuse di malta di cemento soggetta a forze cicliche nel piano*, Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia, Taormina, Settembre 1997

Beolchini G.C., Grillo F. (1998). *Parametri meccanici e legami costitutivi delle murature di pietrame abruzzesi*, Pubblicazione DISAT, Luglio 1998.

Bettio C., Gelmi A., Modena C., Rossi P.P. (1993). *Caratterizzazione meccanica e consolidamento statico delle murature dei centri abitati di antica origine della provincia di Trento*. Rapporto preliminare sui risultati delle indagini svolte. Murature Sicurezza Recupero, Trento 1993.

Bernardini A., Modena C., Vescovi U. (1979). *Ricerca sperimentale sui parametri di resistenza e deformabilità di murature in laterizio armato e alveolato*, (2nd part), *Costruire* n.114, pp. 1-16

Binda L., Baronio G., Palma M., Penazzi D., Tiraboschi C., (1999a). *Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: data-base sulle sezioni murarie e indagini sui materiali*. L'ingegneria sismica in Italia, 9° convegno nazionale, Torino 1999.

Binda L., Baronio G., Gambarotta L., Lagomarsino S., Modena C., (1999b). *Masonry constructions in seismic areas of central Italy: a multi-level approach to conservation*. 8 NAMC 8th North American Masonry Conf., Austin, USA, 1999.

Binda L., Baronio G., Penazzi D., Palma M., Tiraboschi C. (1999c). *Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: DATA-BASE sulle sezioni murarie e indagini sui materiali*. L'ingegneria sismica in Italia, 9° convegno nazionale. Torino 1999.

Binda L., Tiraboschi C., (2000). *La prova con martinetti piatti: una tecnica leggermente distruttiva per la diagnosi di strutture in muratura di pietra e mattoni*. L'Edilizia, Marzo/Aprile n.3/4, pp. 46-56, 2000.

Binda L., Cantini L., Fernandes F., Saisi A., Tedeschi C., Zanzi L., (2004). *Diagnostic investigation on the historical masonry structures of a castle by the complementary use of non destructive techniques*. 13th International Brick and Block Masonry Conference Amsterdam, July 4-7, 2004.

Binda L., Saisi A., (2005a). *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale. Convegno di Lucca le Mura di Lucca: dal restauro alla manutenzione programmata*. in M.A: Giusti, casa editrice ALINEA di Firenze, Lucca 17-19/05/2001, 2005.

Binda L.,(2008) *Analisi diagnostiche sulle strutture dell'ex-Ospedale San Paolo di Savona*, Relazione descrittiva, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Marzo 2008.

Borri A., Giuffrè M., Vignoli A. (1999). *Caratterizzazione meccanica delle murature nelle zone interessate dal sisma umbro-marchigiano del 1997*. in L'ingegneria sismica in Italia, 9° Convegno Nazionale, Torino, Settembre 1999

Bosiljkov, V., Totev, Y. and Nichols, J. (2005). *Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: An experimental perspective*. Structural Engineering & Mechanics, 20(1).

Bresolato F., Pasin N. (2008). *Indagini sperimentali con prove soniche su murature in pietra consolidate mediante iniezioni*. Tesi di Laurea, Rel. C. Modena, M.R. Valluzzi, Università degli Studi di Padova.

Capozucca R. (2004). *Masonry panels with different mortar joints under compression*, Proc. 13th Int. Brick/Block Masonry Conference, Amsterdam, The Netherlands, 4-7 July 2004, (on CD-ROM)

Carbonara G., (1996). *Restauro Architettonico*. (vol. II, sez. E2), UTET, Torino, 1996.

Cardani A., (2003). *La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia. Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la prevenzione dei danni*. Tesi di dottorato di ricerca in conservazione dei beni architettonici. Relatore Binda L.

Corradi M., Borri A., Vignoli A. (2002). *Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria-Marche earthquake of 1997-1998*. in Construction and Building Materials, No 16, 2002, pp. 229-239.

Corradi M., Borri A., Vignoli A. (2003). *Experimental study on the determination of strength of masonry walls*, in Construction and Building Materials, No 17, pp. 325-333.

Corradi, M., Tedeschi, C., Binda, L. and Borri, A. (2008). *Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing*. Construction and Building Materials, 22(4), 463–472.

Dal Farra, V. (1992). *Indagine sperimentale sulla resistenza a taglio e consolidamento delle murature in pietra*. Tesi di laurea, rel. Modena C., Università degli Studi di Padova.

da Porto F. (2000). *Indagini sperimentali sull'efficacia di tecniche di consolidamento di murature storiche in pietra*. Tesi di Laurea. rel. Modena C.. Università degli Studi di Padova.

da Porto, F. (2005). *In-plane cyclic behaviour of thin layer joint masonry walls*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Trento, Università degli Studi di Padova.

Decanini L., Liberatore L., Mollaioli F., Monti G., Al Shawa O. (2009). *Terremoto aquilano del 6 aprile 2009: Studio preliminare della domanda sismica elastica ed anelastica in termini di energia, spostamenti e forze*, Archivio RELUIS, 2009

Disarò Matteo, (2000), *Rinforzo di murature mediante ristilatura armata con FRP, sperimentazione e modellazione*, Tesi di laure rel. Modena C., Università degli Studi di Padova.

Fruento S. (2007). *Identificazione dei parametri di risposta a taglio di pannelli murari attraverso la prova di compressione diagonale*, Tesi di dottorato, DICAT Università degli Studi di Genova.

Galasco A., Penna A., Magenes G. (2009a). *Caratterizzazione meccanica di muratura in pietra – Parte prima: prove di compressione semplice e di compressione diagonale*, ReLUIS 3rd year report, Annex 4.2-UR01-1.

Galasco A., Penna A., Magenes G. (2009b). *Caratterizzazione meccanica di muratura in pietra – Parte seconda: prove cicliche di taglio-compressione su pannelli di grandi dimensioni*, ReLUIS 3rd year report, Annex 4.2-UR01-2.

Gardin B. (2007) *Diagnosi delle murature storiche mediante procedure debolmente distruttive: problematiche nell'uso dei martinetti piatti*. Tesi di Laurea, Rel. M.R. Valluzzi, Università degli Studi di Padova.

Giuffrè A., (1990). *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Kappa Ed., 1990.

GNDT (gruppo nazionale per la difesa dai terremoti), AA. VV., (2000). *Manuale per la compilazione della scheda di primo livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*. Servizio Sismico Nazionale, CNR-GNDT, Roma, 2000.

Gregorczyk P., Lourenco P.B., (2000). *A review on flat-jack testing*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Número 9, 2000.

Grinzato E., Bison P.G., Martinetti S., 2004, *Diagnostica strutturale non-distruttiva di monumenti*. L'edilizia Speciale ITC n.11/2004.

Loeffelstiel, E. D. (2005), *Metodologie non distruttive per la diagnosi delle strutture murarie: applicazione di prove soniche e confronto con procedure di maggiore invasività*. Tesi di laurea, rel. Claudio Modena, Università degli Studi di Padova.

Magenes G. and Calvi G.M., 1997, *In plane seismic response of brick masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1091 - 1112.

Magenes G., Bolognini D., Braggio C., (2000). *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, Roma.

Migliavacca C, (2010). *Analisi critica degli interventi su strutture in c. a. lievemente danneggiate dal sisma de L'Aquila*. Tesi di Laurea, Relatore Prof. A. Prota, Università Federico II di Napoli.

Mazzon N., (2010), *Influence of grout injection on the dynamic behaviour of stone masonry buildings*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Padova.

Modena, C. and Bernardini, A. (1984). *Behaviour of reinforced hollow clay brick masonry walls under lateral cyclic loads*. In International Symposium on Reinforced and Prestressed Masonry, Edinburgh, 268–276.

Modena, C., (2000a). *Interpretazione dei risultati ottenuti dalle prove in sito nell'ambito delle tre convenzioni con gli istituti di ricerca di Firenze e Milano e modellazione del comportamento strutturale dei componenti rinforzati*. Convenzione di ricerca tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

Modena C., Pineschi F. e Valluzzi M. R. (2000b). *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma.

Modena C., Valluzzi M. R., Monteforte N. (2000c), *Controllo dell'efficacia del consolidamento effettuato mediante iniezioni su un muro di sponda presso il Rio della Pietà a Venezia*. Università degli Studi di Padova.

Monteforte N. (1998), *Applicazione della tomografia sonica nei problemi di diagnosi strutturale*. Tesi di laurea, rel. Modena C., Università degli Studi di Padova.

Morandi R.,(1956). *Il rafforzamento statico dell'ala dell'arena di Verona mediante la precompressione*. L'industria italiana del cemento, n°2, pp. 39-41

Mosele, F. (2009). *In-plane and out-of-plane cyclic behaviour of reinforced masonry walls*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Trento.

Oliveira, D. V. and Lourenço, P. B. (2006). *Experimental behaviour of three-leaf stone masonry walls*. In The construction aspects of built heritage protection, Dubrovnik, Croatia, 356–362.

Oliveira, D. V., Lourenço, P. B. and Roca, P. (2006). *Cyclic behaviour of stone and brick masonry under uniaxial compressive loading*. Materials and Structures, 39(2), 247–257.

ONSITEFORMASONRY (2004). On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings, Research project supported by the European Commission under the Fifth Framework Programme. www.onsiteformasonry.bam.de

Penazzi D., Valluzzi M.R., Cardani G., Binda L., Baronio G., Modena C., (2000). *Behaviour of historic masonry buildings in seismic areas: lessons learned from the Umbria-Marche earthquake*, 12th Int. Brick/Block masonry Conf., Madrid, Spain, 2000.

RELUIS (2009). *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*, Responsabile Claudio Modena, Coordinatore Andrea Vignoli, Marzo 2009.

Riva G., Bettio C., Modena C., (2003). *Valutazioni quantitative di caratteristiche meccaniche di murature in pietra mediante prove non distruttive. Materiali e Strutture, problemi di conservazione*. Anno I, numero 1, 2003.

Rossi P.P., (1980). *Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali*. ISMES bollettino n.130, 1980.

Rossi P.P., Peano A., Carabelli E. (1982). *Determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche delle murature*, estratto da AA.VV., Comportamento statico e sismico delle murature, Milano, 1982.

Rossi P.P., (1986). *Interim report of the first USA. Italy workshop on evaluation and retrofit of masonry structures*. Milano, Pavia, Bergamo, Verona, 1986.

Rossi P.P., (1987). *Recent developments of the flat-jack test on masonry structures*. 2nd Joint USA. Italy Workshop of evaluation and retrofit of masonry structures.

Rossi RP. (1990). *Non destructive evaluation of the mechanical characteristics of masonry structures*, Quaderni dell'ISMES

P.P. Rossi (1993) *Analisi delle condizioni statiche delle strutture murarie: indagini conoscitive e monitoraggio*, corso CISM, Udine.

Santagata M, (2010). *Analisi critica degli interventi su strutture in c. a. lievemente danneggiate dal sisma de L'Aquila*. Tesi di Laurea, Relatore Prof. A. Prota, Università Federico II di Napoli.

Scodeller M. (2006), *Indagini soniche per la diagnosi di strutture murarie a torre*. Tesi di laurea, rel. M.R. Valluzzi, Università degli Studi di Padova.

Sieberg A. (1930). *Geologie der Erdbeben, Handbuch der Geophysik*, 2, 4, 552-555

Tomažević M. (1992) *Laboratory and in situ tests of the efficacy of grouting and tying of stone masonry walls. Atti dell'international workshop: Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*. Politecnico di Milano, Milano, Marzo 1992.

Tomažević M., Apih V. (1993), *The strengthening of stone masonry- walls by injecting the masonry-friendly grouts*. European Earthquake Engineering.

Tongiani E. (1994). *Savona degli ospedali: la sanità savonese nella sua evoluzione storica, sociale e di costume*, Monografie storiche Liguria Editore.

Toumbakari E.E., Van Gemert D. (1997). *Lime pozzolana cement injection grouts for the repair and strengthening of three leaf masonry structures*. Proc. 4th Intern. conference on the conservation of monuments in the Mediterranean Basin 3, Rhodes, Greece, 385-394.

Toumbakari E.E. (2002). *Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls*. Tesi di dottorato, Katholieke Universiteit Leuven.

Valluzzi M.R. (2000), *Comportamento meccanico di murature storiche consolidate con materiali e tecniche a base di calce*. Tesi di dottorato, University of Trieste.

Valluzzi M.R. (2003), *Consolidamento e recupero delle murature*, Collana Scientifica Reficere, a cura del Prof. C. R. Romeo, Faenza Ed., Novembre 2003.

Vintzileou, E. and Tassios, T.P. (1995). *Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts*. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 5, May, pp.

Yokel F. Y., Fattal G.(1976). *Failure Hypothesis for Masonry Shear Walls*, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. 3, pp. 515-532.

Normative

ASTM C1196-04 Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flatjack measurements.

ASTM C1197-04 Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method

ASTM C597-83 "Standard test method for pulse velocity through concrete",

ASTM E 519-02. Standard test method for diagonal tension (Shear) in masonry assemblages. ASTM, American Society for Testing and Materials, 2002.

CEN - EN 1998-3. Eurocode 8 - part3: Design of structures for earthquake resistance, part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN, 1998.

Circolare 30/7/1981. Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma. Gazzetta Ufficiale n. 21745, 1981.

Circolare LL.PP. n°617 (2009) "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", 2 febbraio 2009

D.M. 16/1/1996. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 5/2/1996, 1996.

D.M. 24/01/1986. Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche. Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, 1986.

Direttiva del PCM del 9 febbraio 2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008".

EN 1052-1. Methods of tests for masonry. Part 1: Determination of compressive strength. EN, 1998.

ICOMOS/ISCARSAH. Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. Paris (FR), 2003.

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare del 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Suppl. ord. n. 27 alla G.U. del 26/02/2009 n. 47.

Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma. Circolare 30 Luglio 1981, n. 21745, art. 10 Legge n. 219 del 14 Maggio 1981.

NORMAL 22/86, "Misura in laboratorio e in sito della velocità apparente (o virtuale) di propagazione del suono (onde longitudinali) nei materiali porosi da costruzione".

Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale del 14/1/2008, Suppl. ord. n. 30 alla G.U. n. 29 del 4/2/2008

OPCM n. 3274 (2003). "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", Suppl. ord. n.72 alla G.U. n. 105 del 8/5/2003, e successive modifiche ed integrazioni.

OPCM. n. 3431 (2005). "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante 'Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica' ", Suppl. ord. n.85 alla G.U. n.107 del 10/5/2005.

RILEM Recommendation MDT.D.4: In-situ stress tests based on the flat-jack. RILEM TC 177-MDT: Masonry durability and on-site testing, in Materials and Structures, Vol. 37, N. 7 / August, 2004

RILEM recommendation MDT. D.5: in-situ stress-strain behaviour tests based on the flat jack. RILEM TC 177-MDT: Masonry durability and on-site testing, in Materials and Structures, Vol. 37, N. 7 / August, 2004

RILEM Recommendation TC 127-MS, "MS.D.1 Measurement of mechanical pulse velocity for masonry", in Materials and Structures, Vol. 29, October 1996 pp. 463-466,

RILEM TC 127-MS: Tests for masonry materials and structures, Materials and Structures, Vol. 29, October 1996

RILEM TC 76 LUM-B6. General recommendations for methods of testing load-bearing unit masonry. *Materials and Structures*, vol. 21, n. 123, pp. 229,231, 1988.

RILEM TC 76-LUM. Tests for masonry materials and structures - LUM C3 Cyclic shear test for masonry panels designed to resist seismic forces. RILEM, 1991.

UNI EN 1015-11. Metodi di prova per malte per opere murarie. Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita. UNI, 2007.

APPENDICI

A.1 Muratura a tre paramenti

A.1.1 Prove soniche dirette

Nelle pagine seguenti da Figura A.1 a Figura A.5 vengono riportate per tutti i muri iniettati le mappe in falsi colori delle velocità soniche prima e dopo l'intervento di consolidamento e una mappa con l'incremento di velocità ottenuto.

MURO A

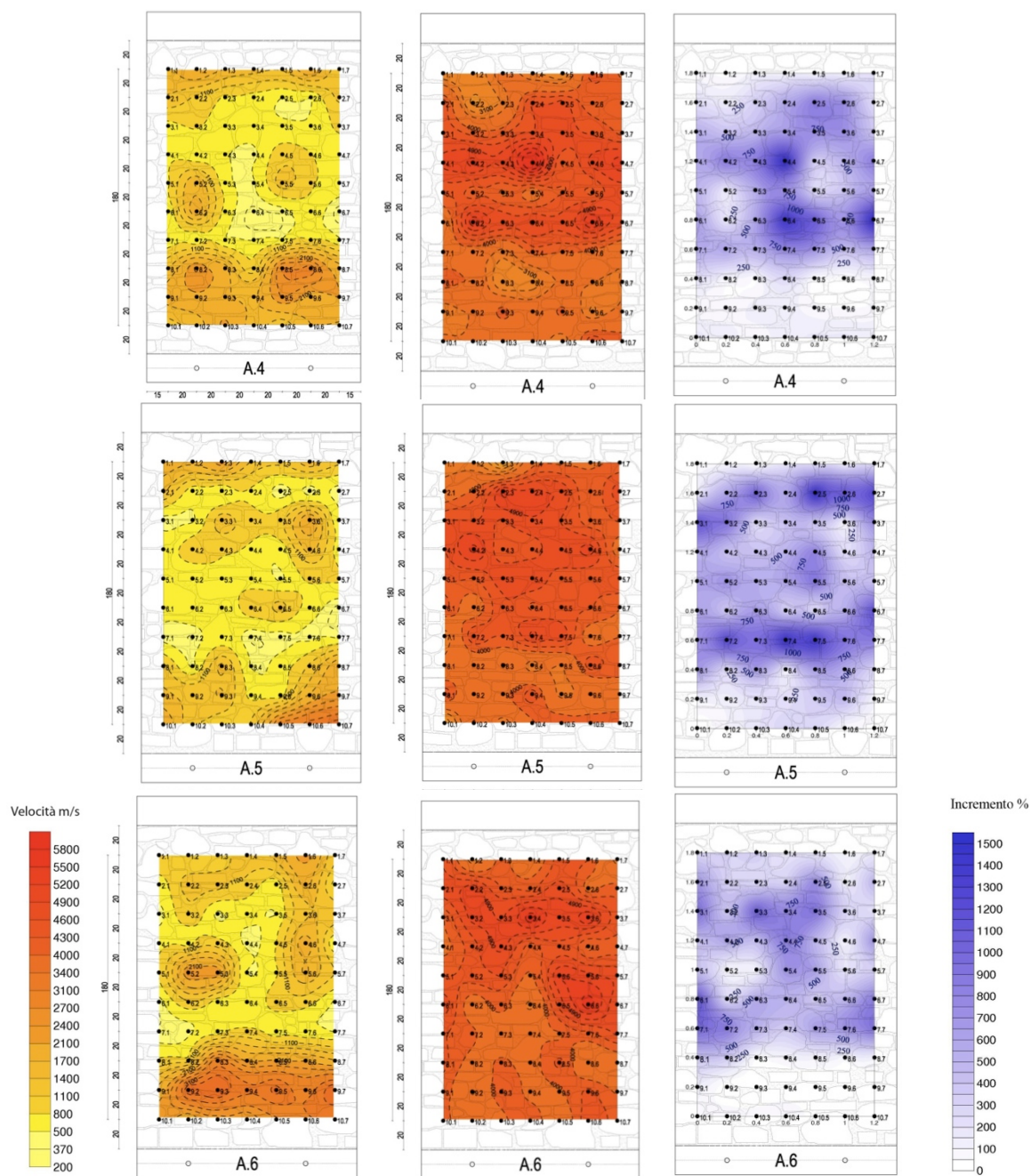


Figura A.1 Muri A: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.

MURO B

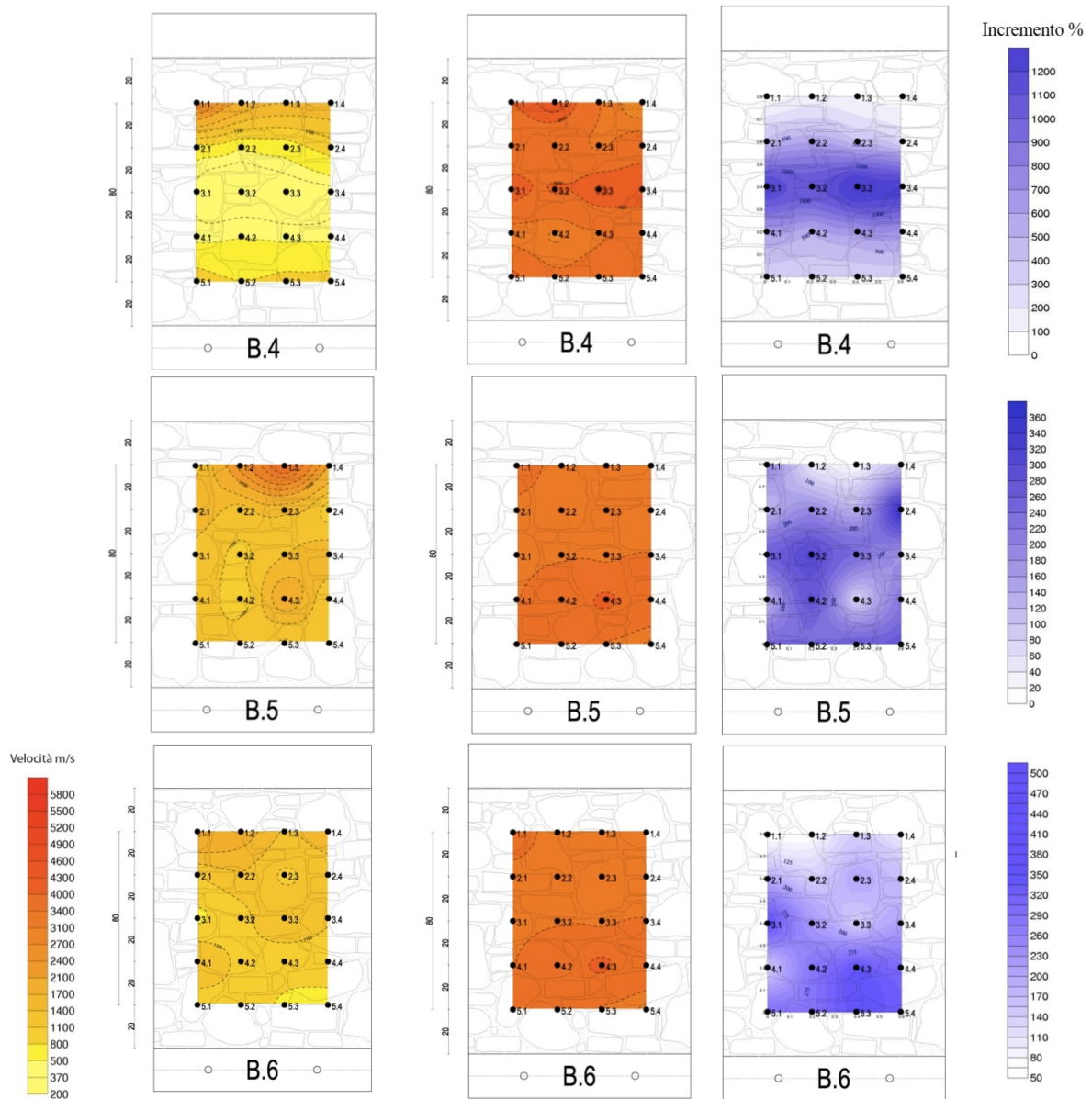


Figura A.2 Muri B: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.

MURO C

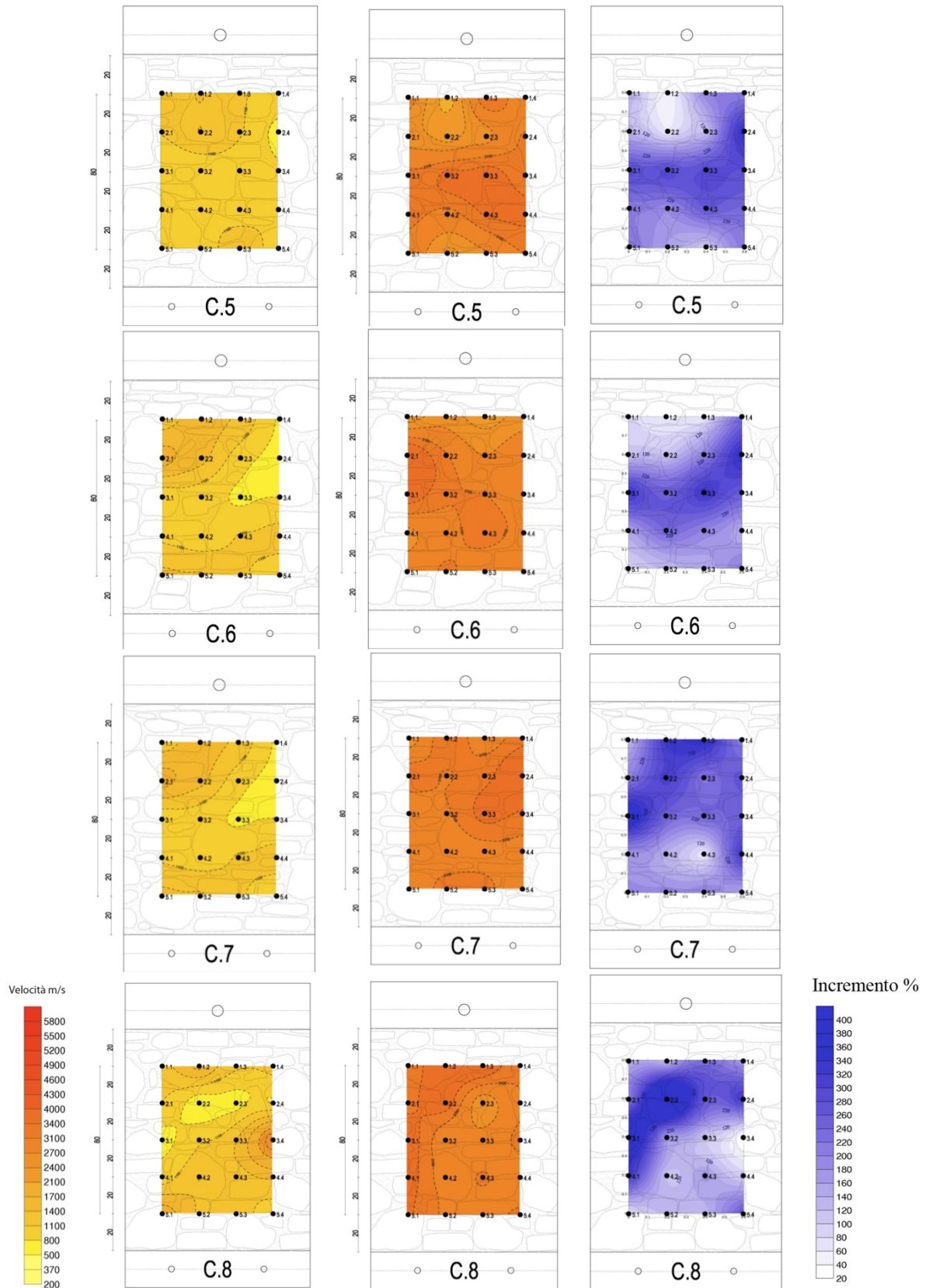


Figura A.3 Muri C: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.

MURO D

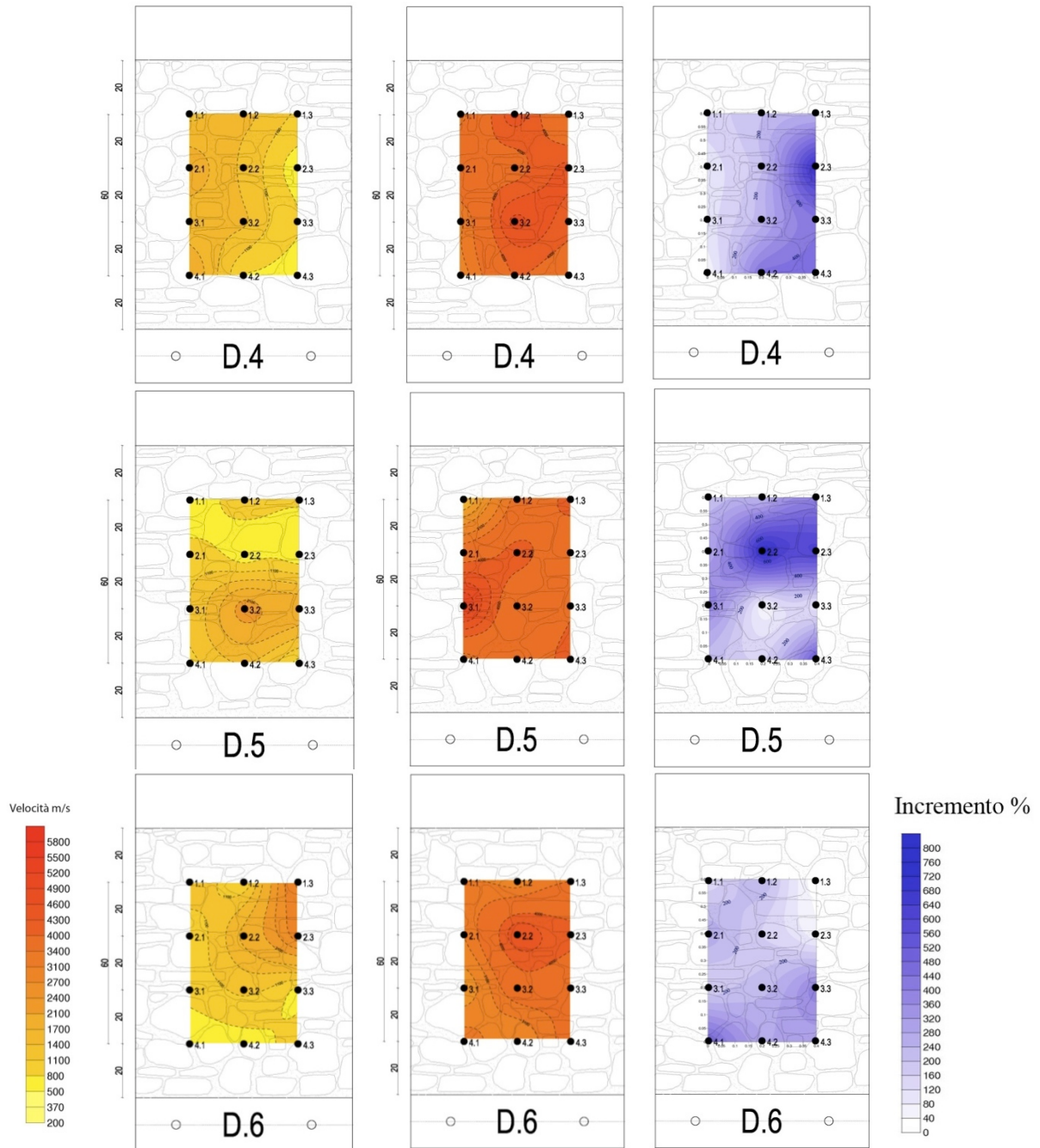


Figura A.4 Muri D: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.

MURO E

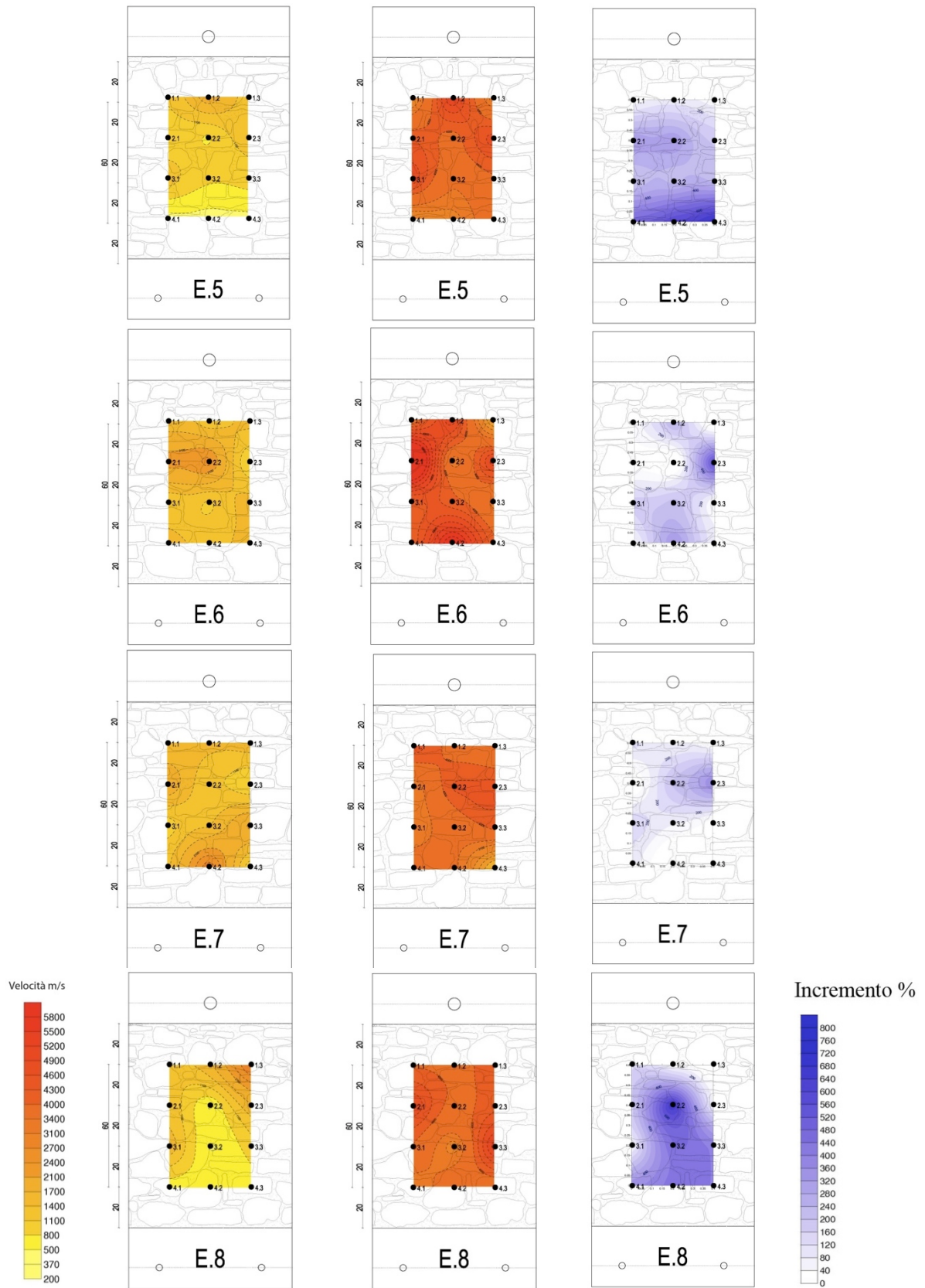


Figura A.5 Muri E: mappe delle velocità soniche pre e post iniezione, mappa degli incrementi di velocità.

A.1.2 Quadri fessurativi compressioni monoassiali

In Figura A.6, Figura A.7 e Figura A.8 sono riportati i rilievi del quadro fessurativo rilevato durante le prove di compressione monoassiale per i muri B, D e F.

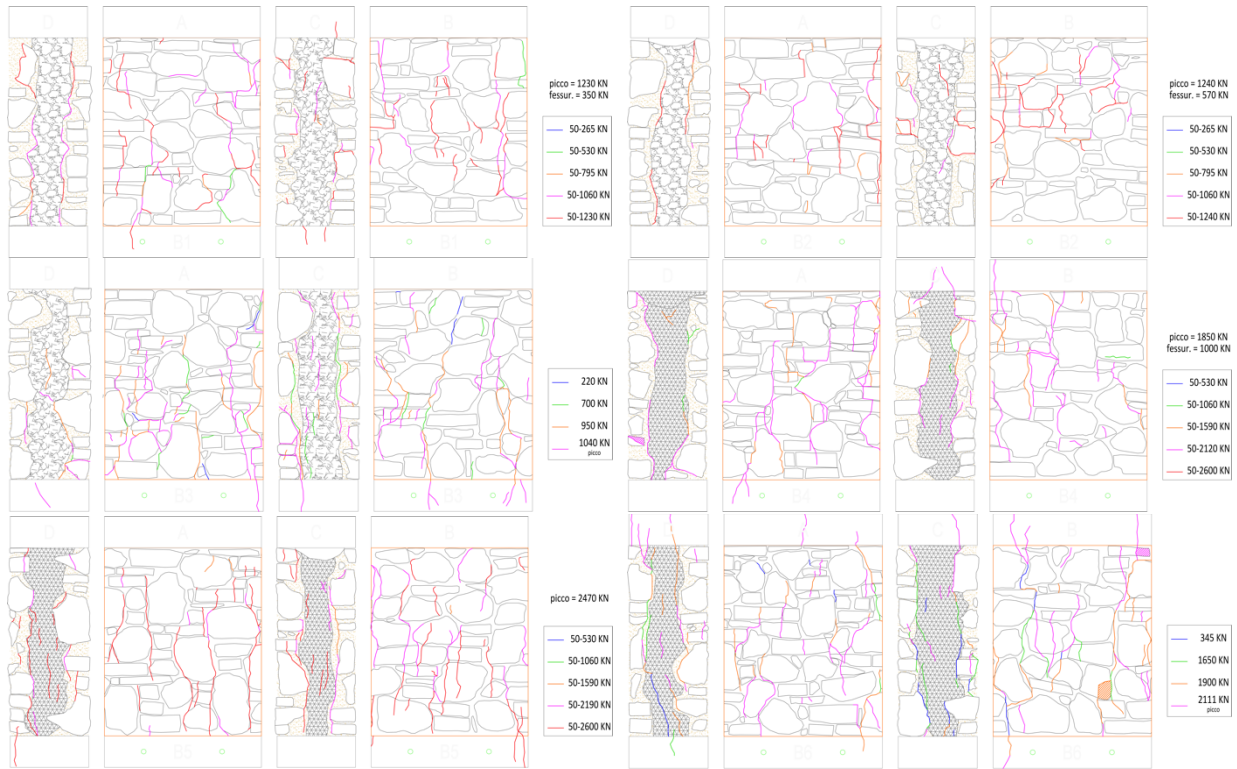


Figura A.6 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri B.

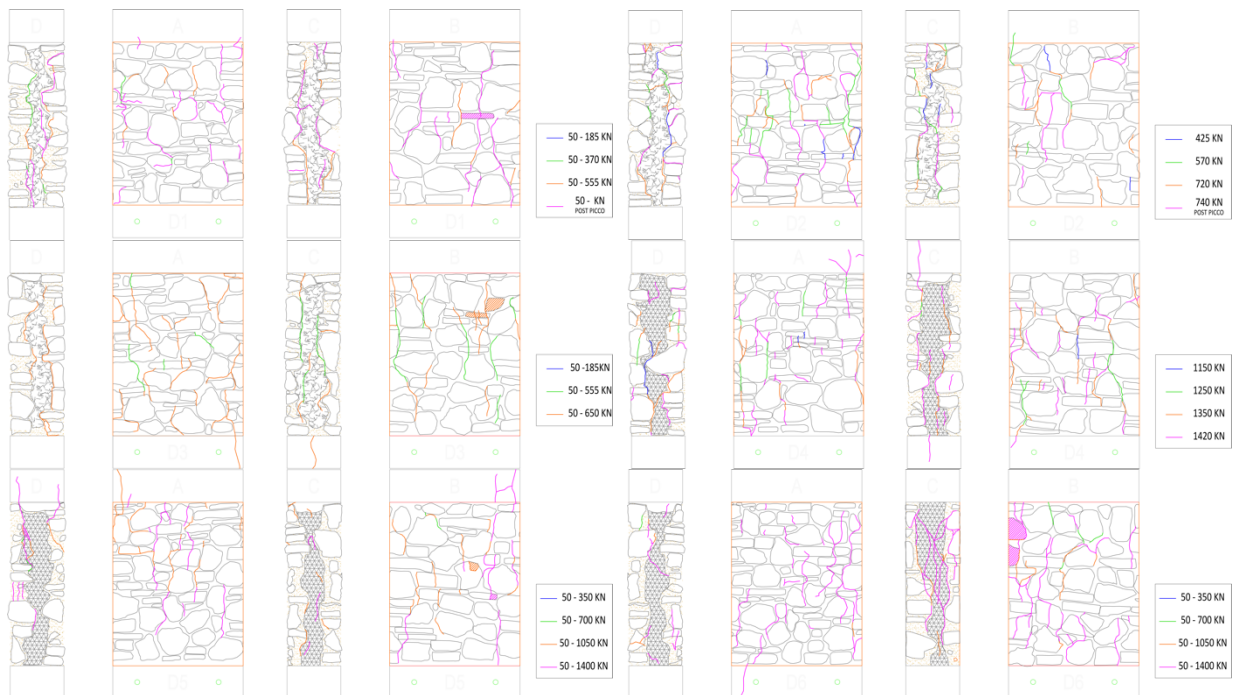


Figura A.7 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri D.

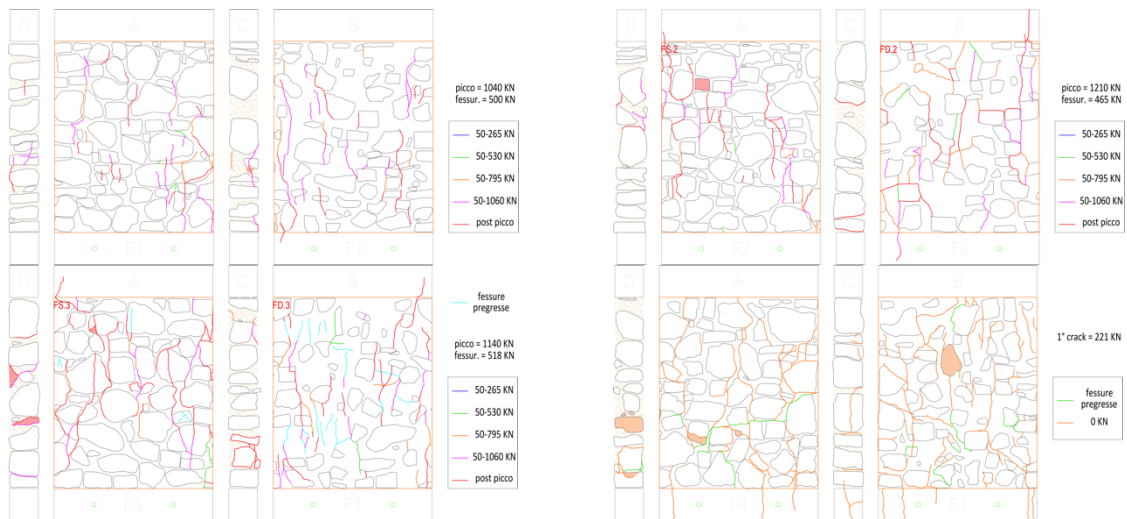


Figura A.8 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri F.

A.1.3 Prove di compressione e taglio

Le seguenti pagine (da Figura A.9 a Figura A..24) mostrano il comportamento complessivo di ogni pannello, presentando la loro modalità di collasso.

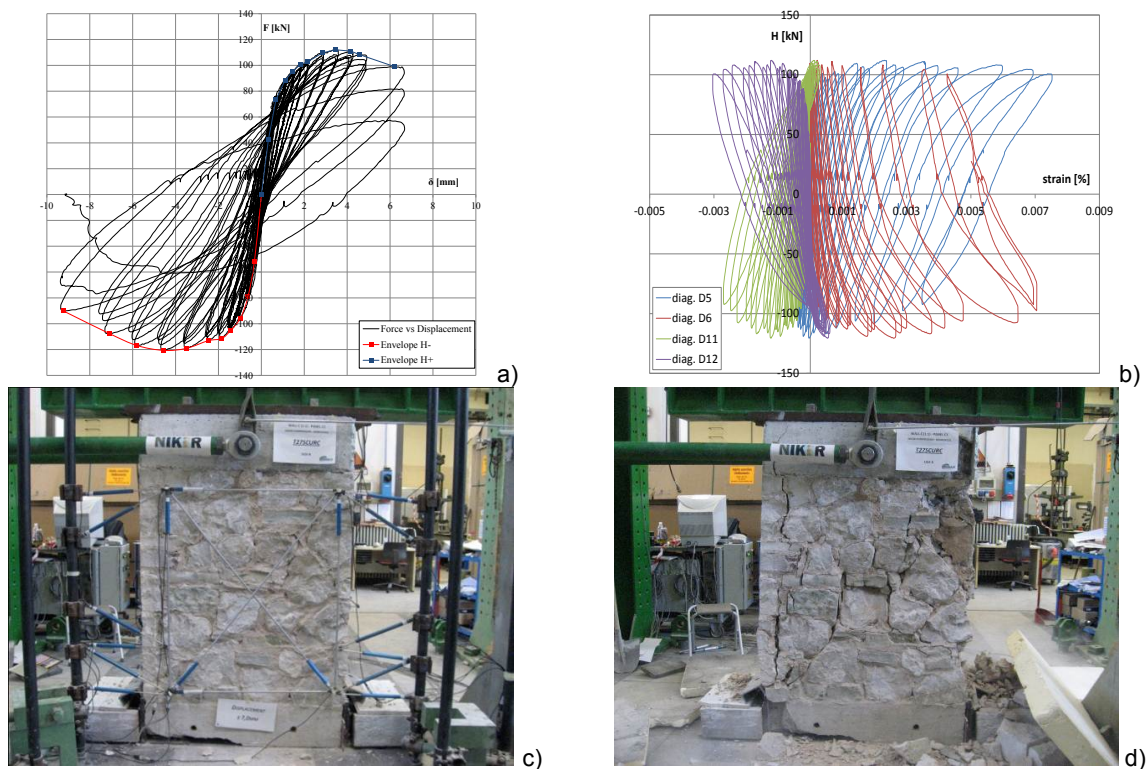


Figura A.9 Campione C1 (UR) in scala 1:1 (σ_0 1,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

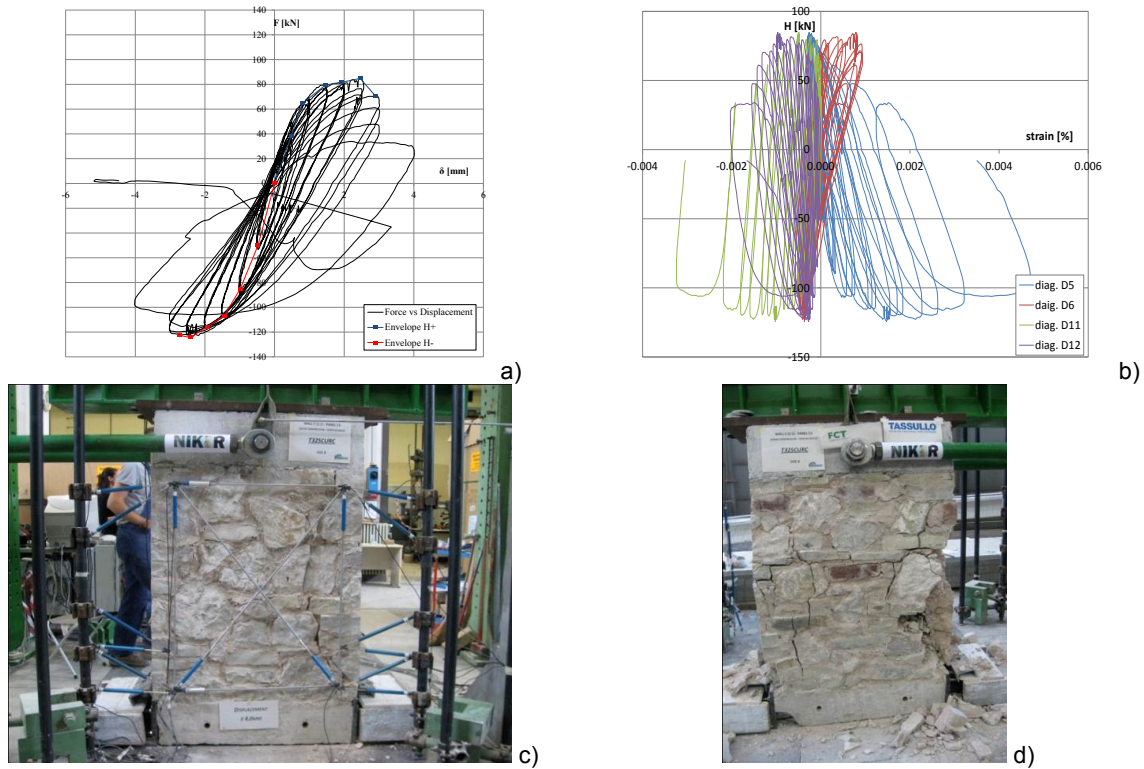


Figura A.10 Campione C2 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 1,25 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

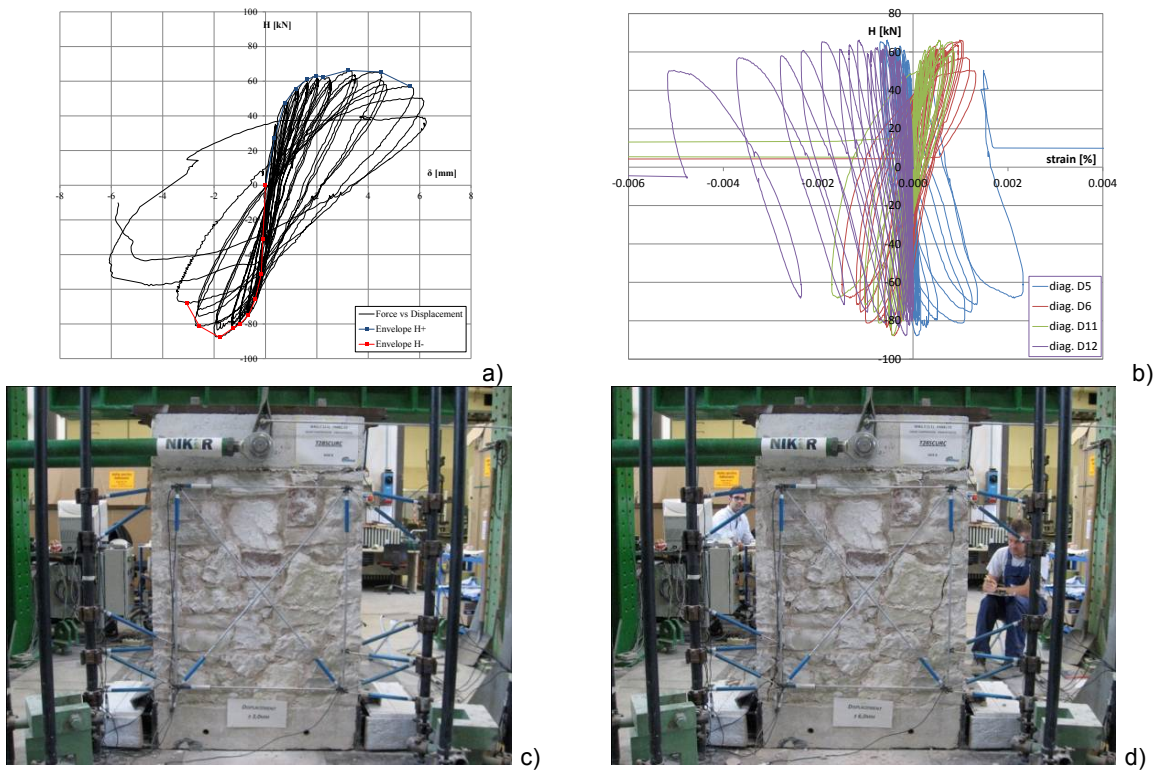


Figura A.11 Campione C3 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 0,75 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

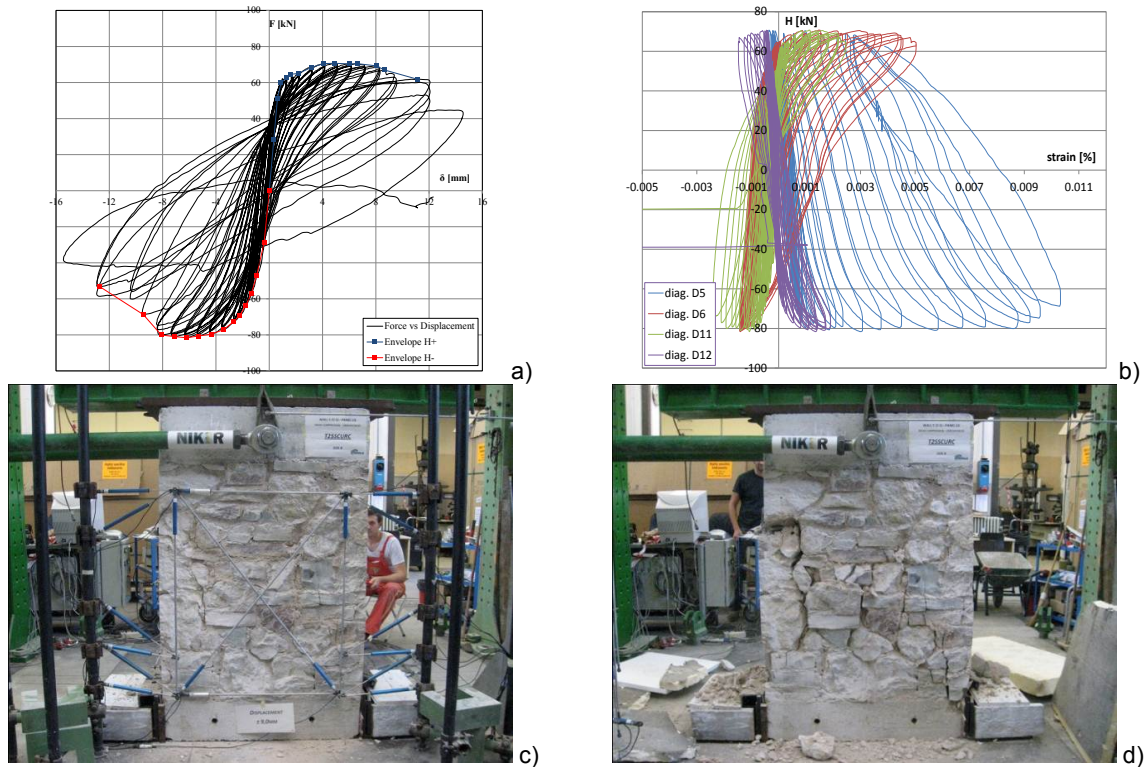


Figura A.12 Campione C4 (UR) in scala 1:1 (σ'_0 0,50 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

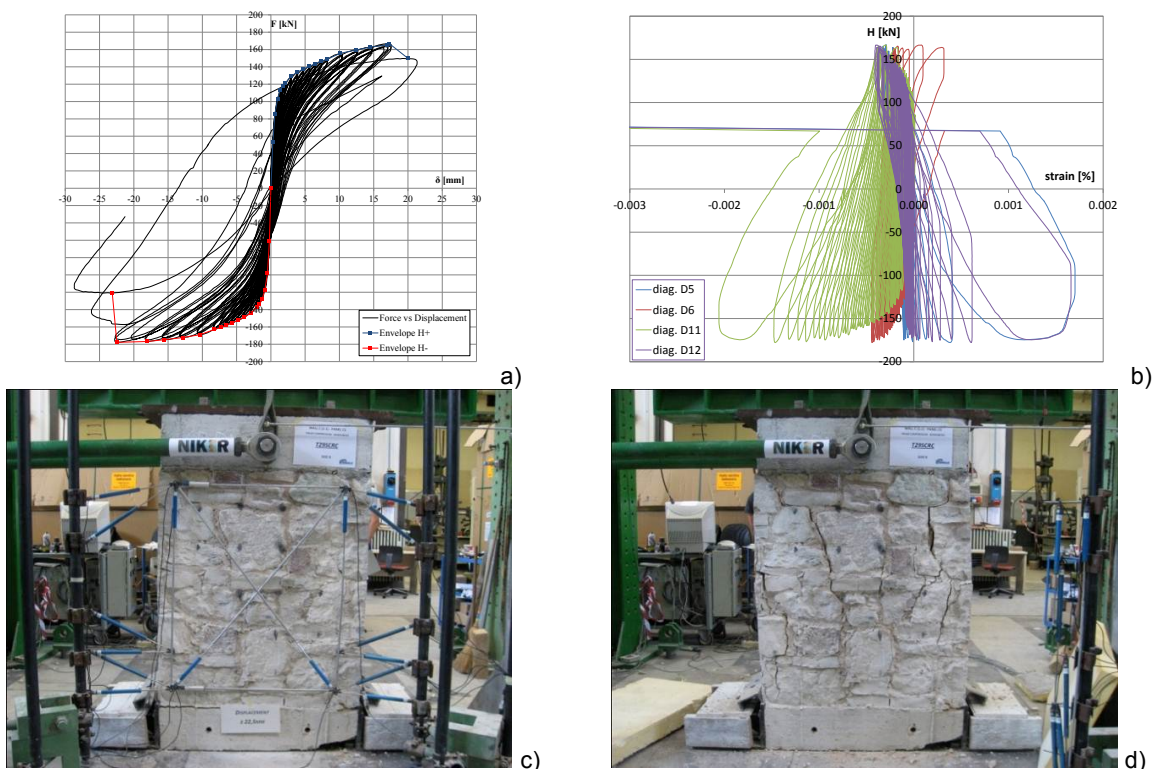


Figura A.13 Campione C5 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

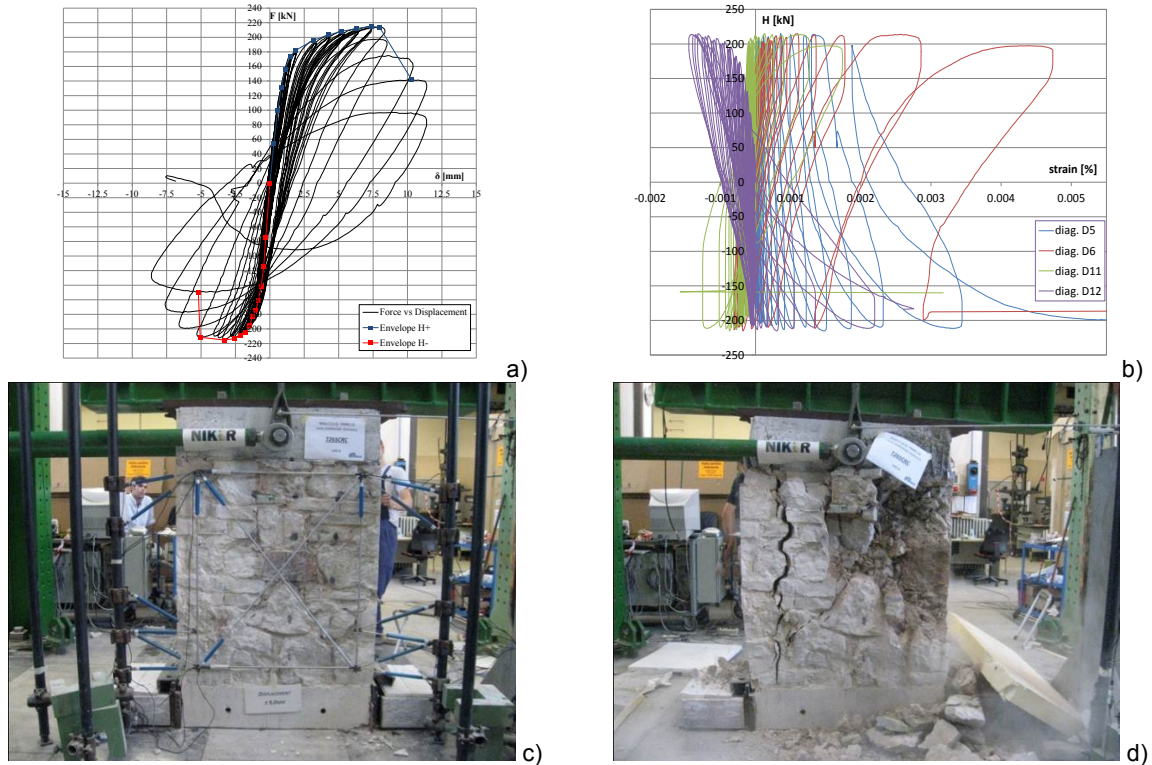


Figura A.14 Campione C6 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,50 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

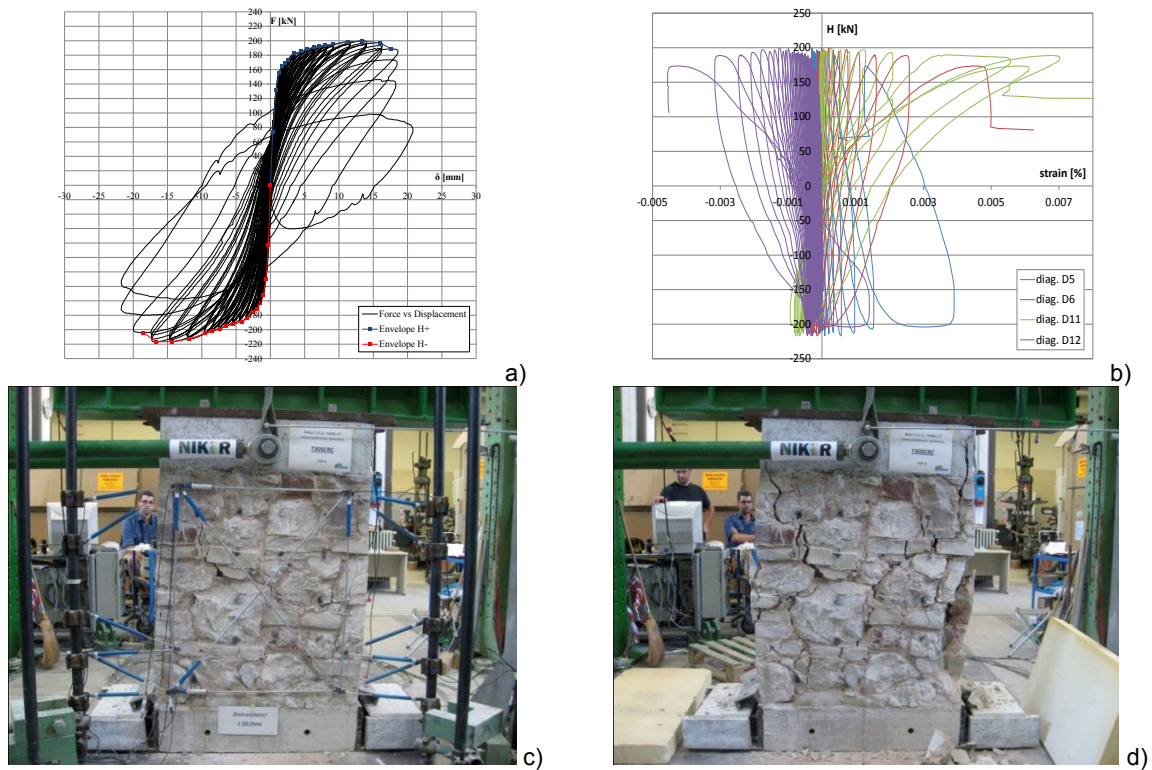


Figura A.15 Campione C7 (R) in scala 1:1 (σ'_0 1,25 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

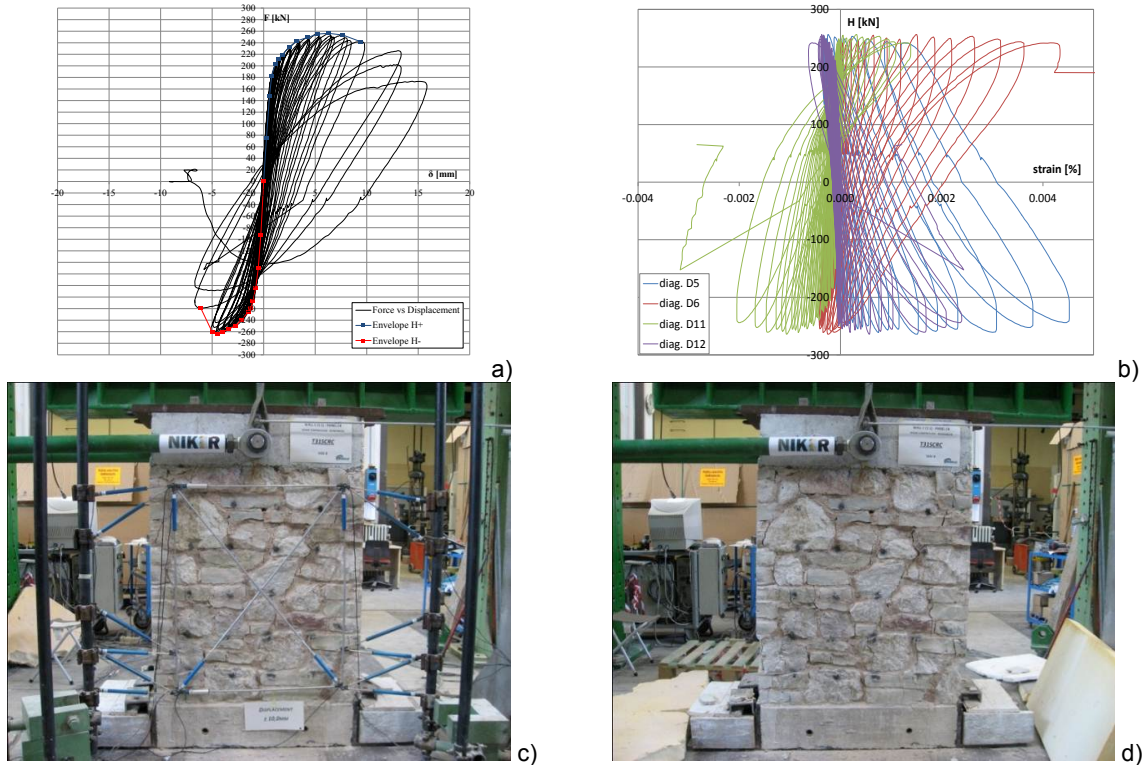


Figura 8.16 Campione C8 (R) in scala 1:1 (σ_0 2,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

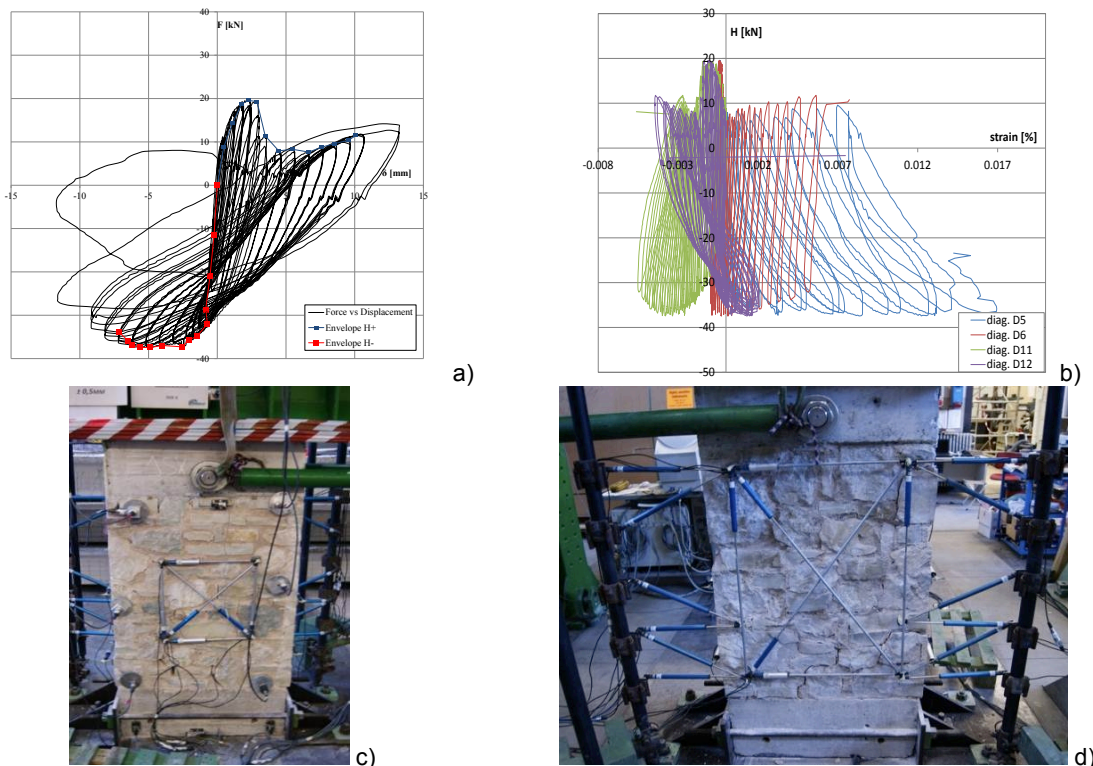


Figura A.17 Campione E1 (UR) in scala 2:3 (σ_0 0,50 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

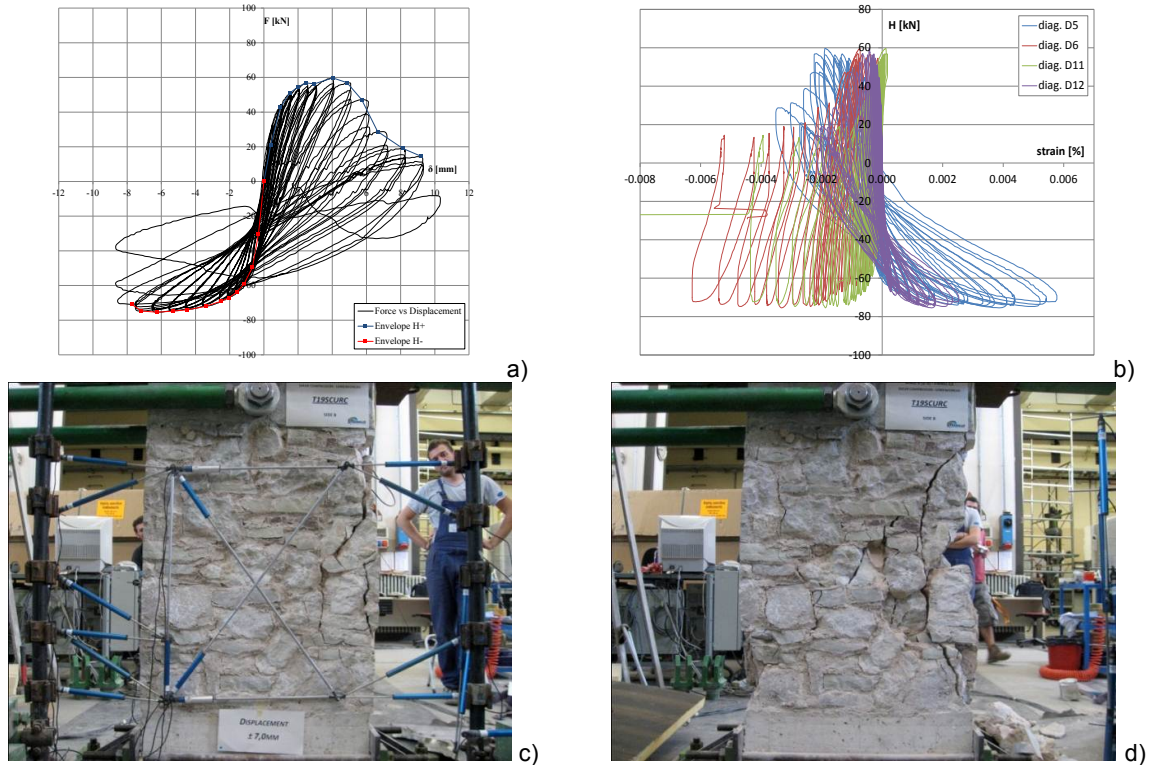


Figura A.18 Campione E2 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 1,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

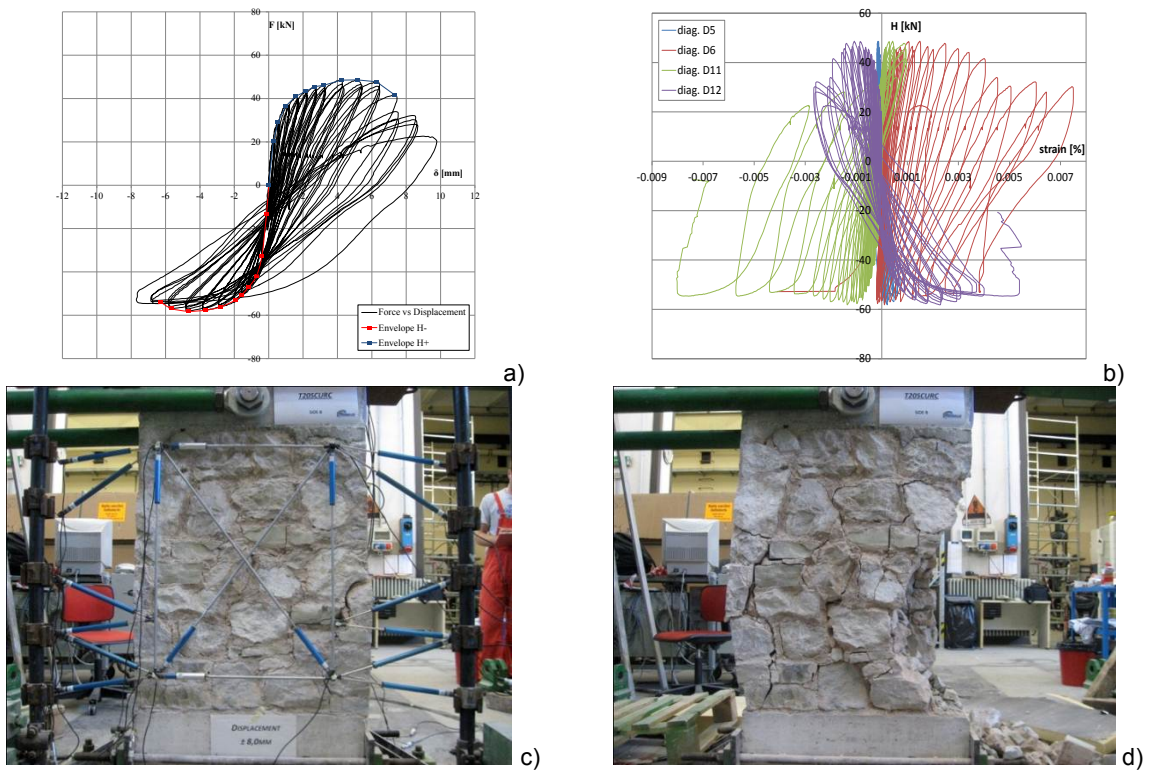


Figura A.19 Campione E3 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 0,75 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

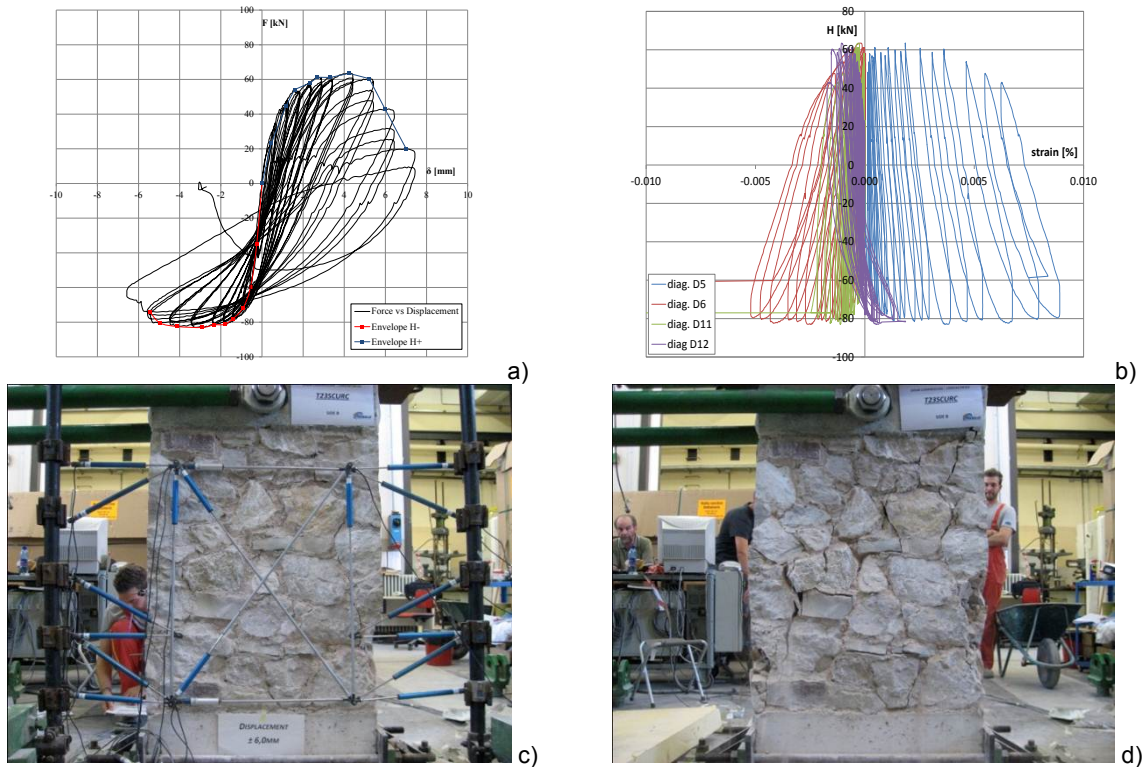


Figura A.20 Campione E4 (UR) in scala 2:3 (σ'_0 1,25 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

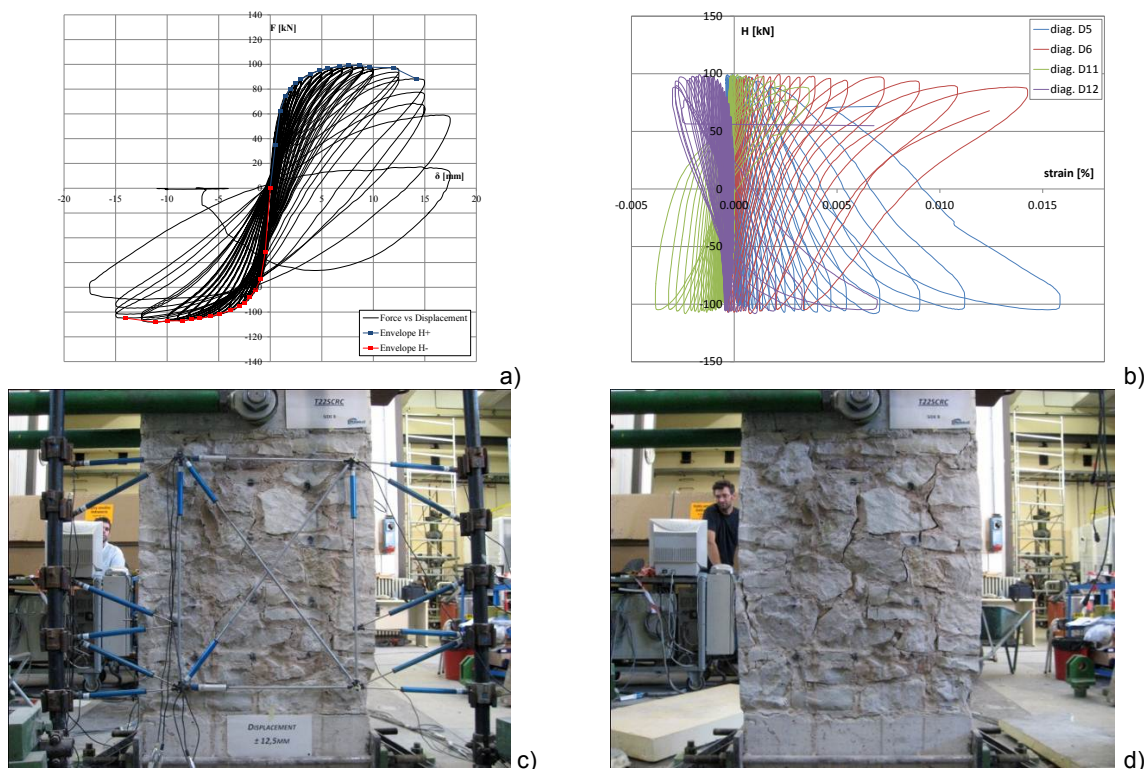


Figura A.21 Campione E5 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,25 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

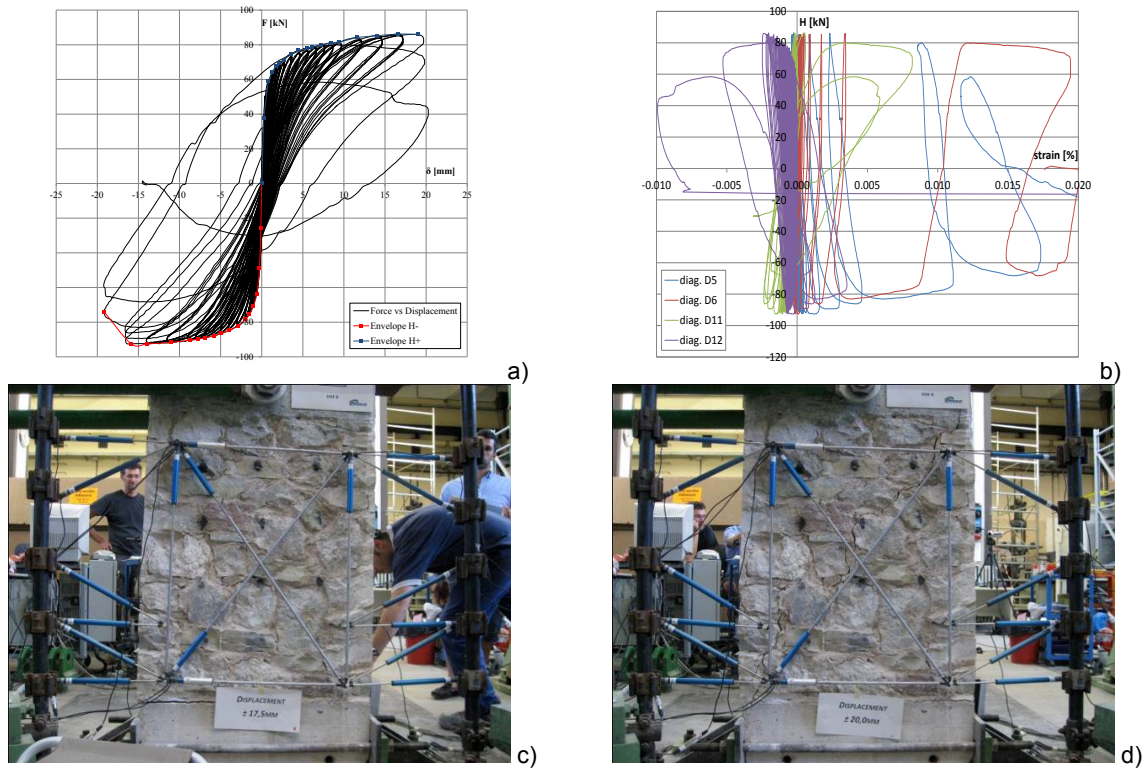


Figura A.22 Campione E6 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

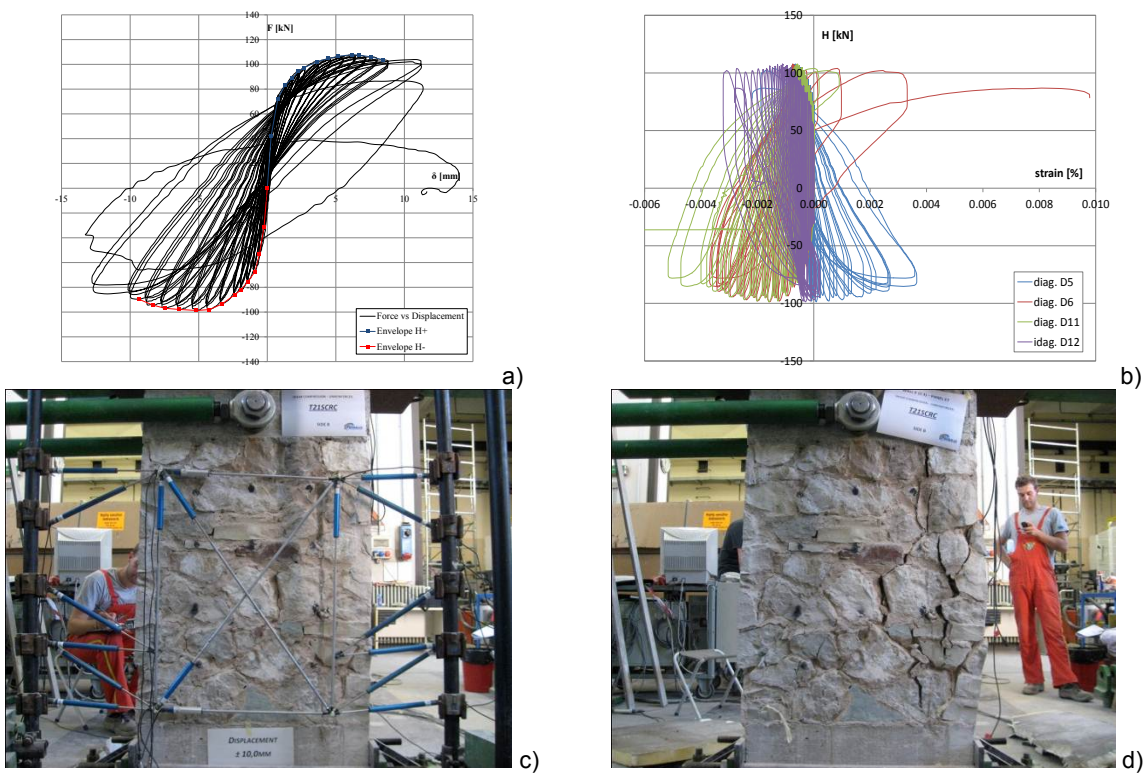


Figura A.23 Campione E7 (R) in scala 2:3 (σ'_0 1,50 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

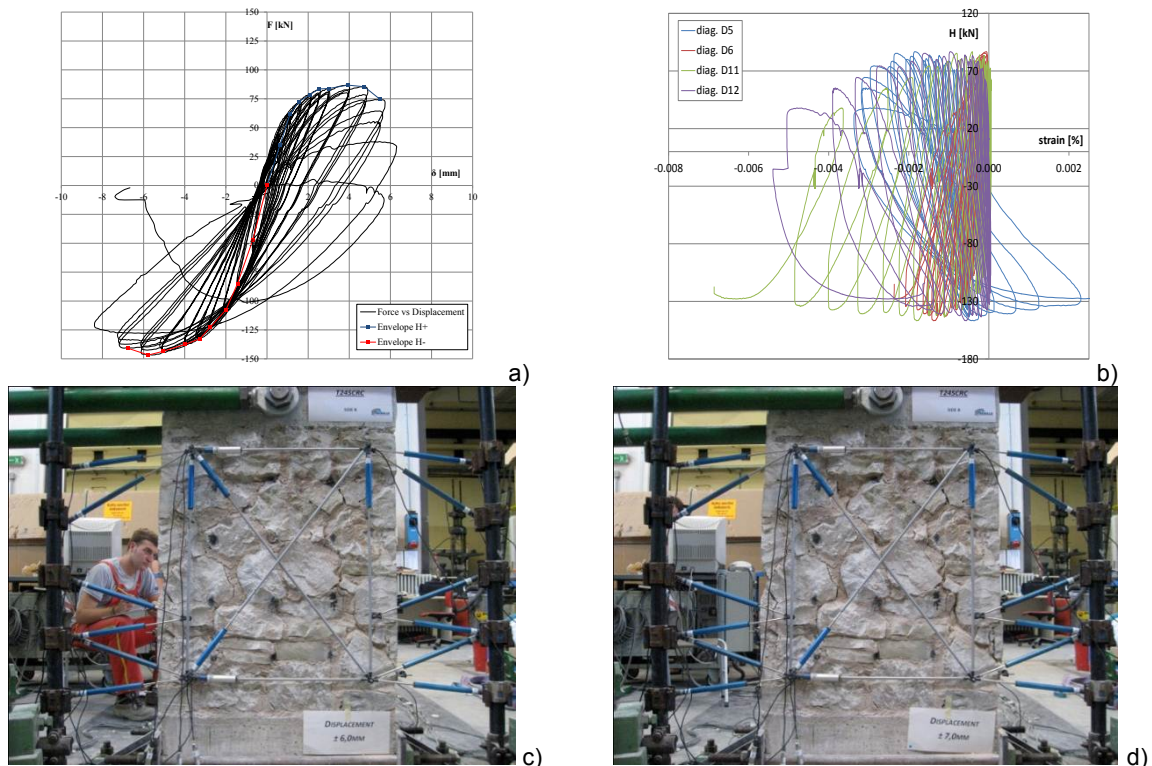


Figura A.24 Campione E8 (R) in scala 2:3 (σ'_0 2,00 N/mm²): cicli di isteresi (a), carico laterale vs deformazione diagonale (b), campione a spostamento massimo (c), provino a rottura (d).

Nelle pagine seguenti sono riportati i rilievi dei quadri fessurativi effettuati durante le prove per i campioni del muro C (Figura A.25) e per quelli del muro E (Figura A.26).

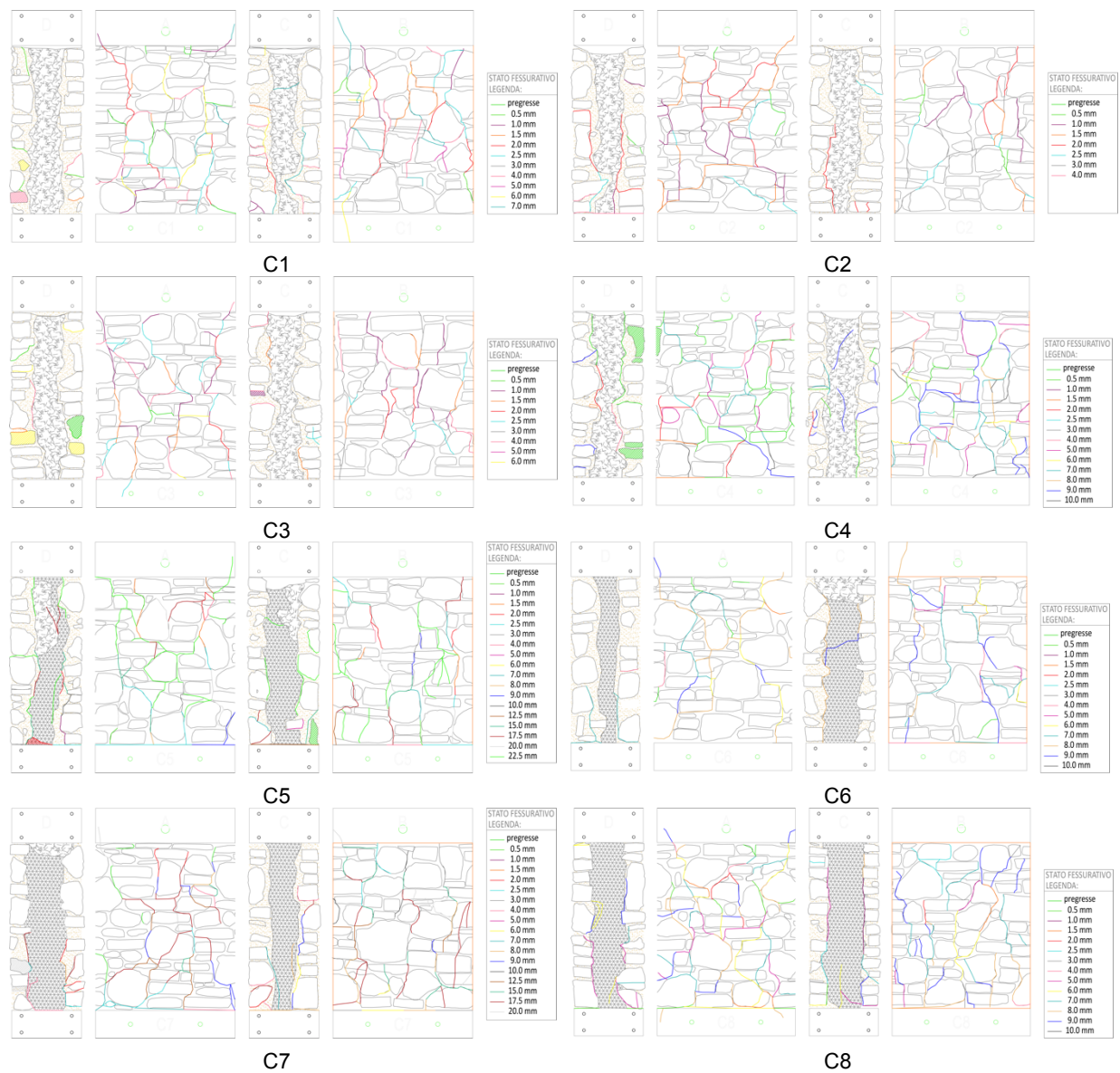


Figura A.25 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri C.



Figura A.26 Quadri fessurativi delle prove di compressione sui muri E.

.2 Prove in sito su murature storiche in pietra colpite dal terremoto dell'Aquila mediante iniezione di miscele consolidanti

A.2.1 Quantità di miscela iniettata

Nelle mappe a falsi colori riportate da Figura A.27 a Figura A.34 vengono riportate le quantità in litri di miscela iniettata nei pannelli. È evidente come la distribuzione della quantità sia irregolare in tutti i pannelli. Questo può essere dovuto alla diffusione della miscela che propagandosi satura i fori d'iniezione limitrofi.

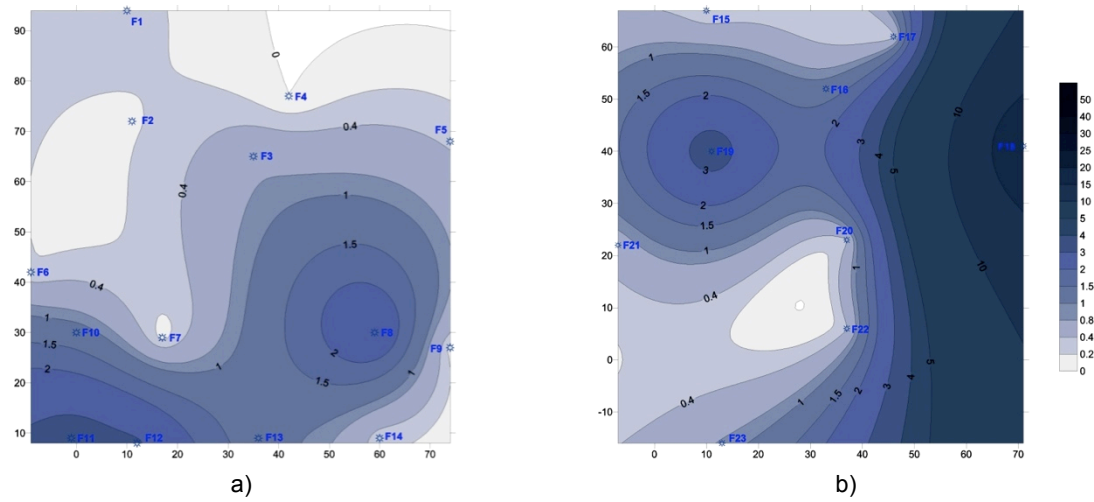


Figura A.27 Quantità di miscela iniettata nel pannello 01-0_C/A lato esterno (a) e lato interno (b).

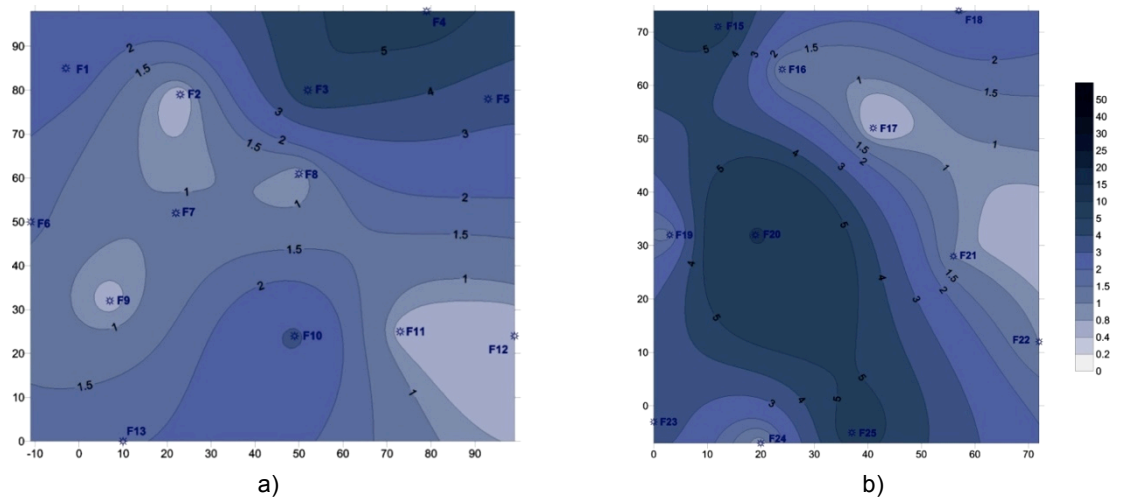


Figura A.28 Quantità di miscela iniettata nel pannello 02-0_C/A lato esterno (a) e lato interno (b).

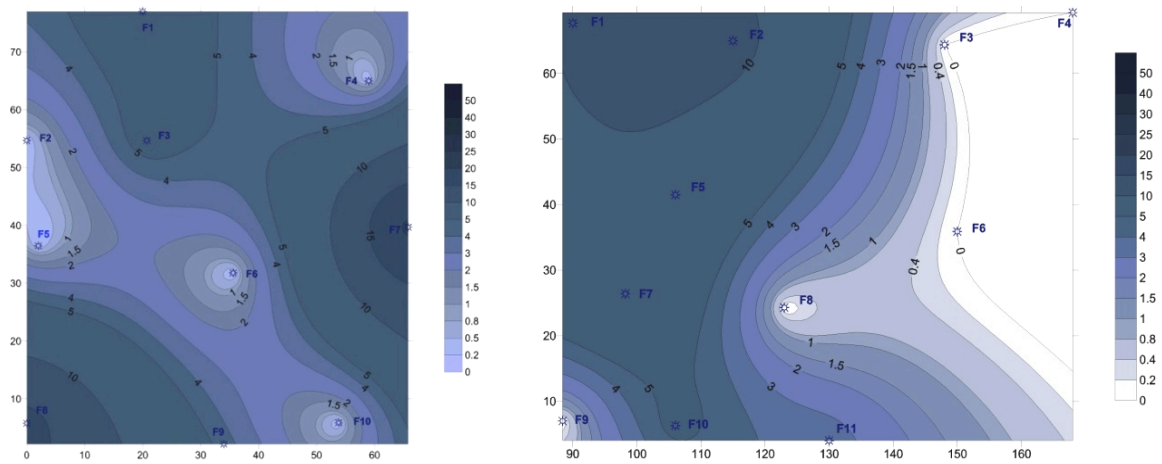


Figura A.29 Quantità di miscela iniettata nel pannello 06-S_C/B (a) e nel pannello 07-S_C/B (b).

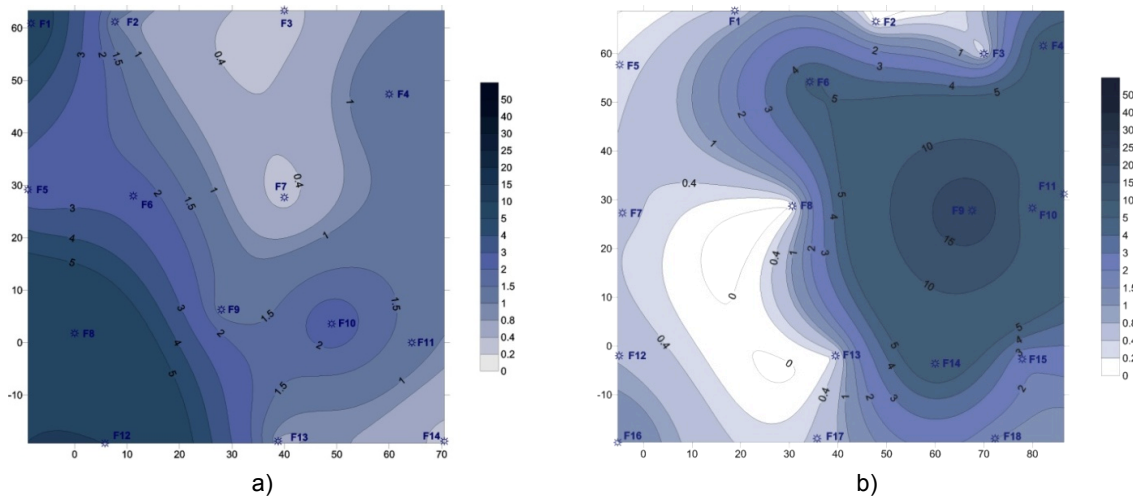


Figura A.30 Quantità di miscela iniettata nel pannello 10-O_C/C (a) e nel pannello 11-O_C/C (b).

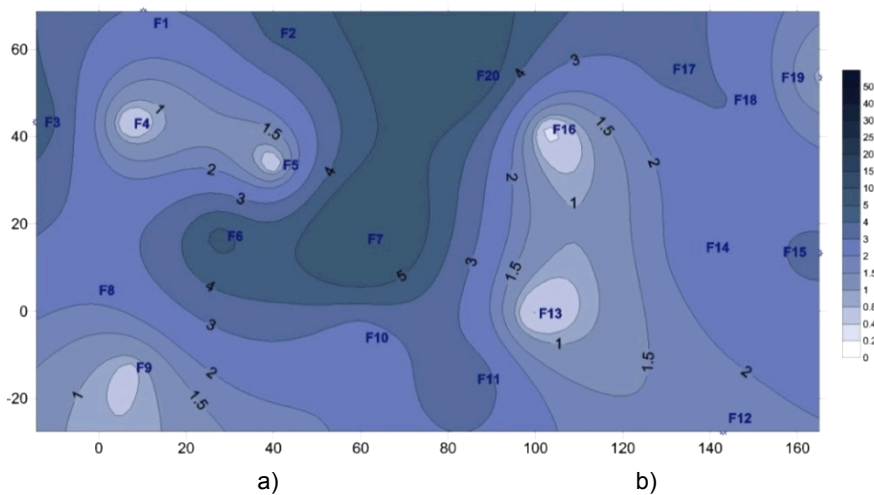


Figura A.31 Quantità di miscela iniettata nel lato esterno del pannello 14-O_C/D (a) e del pannello 15-O_C/D (b).

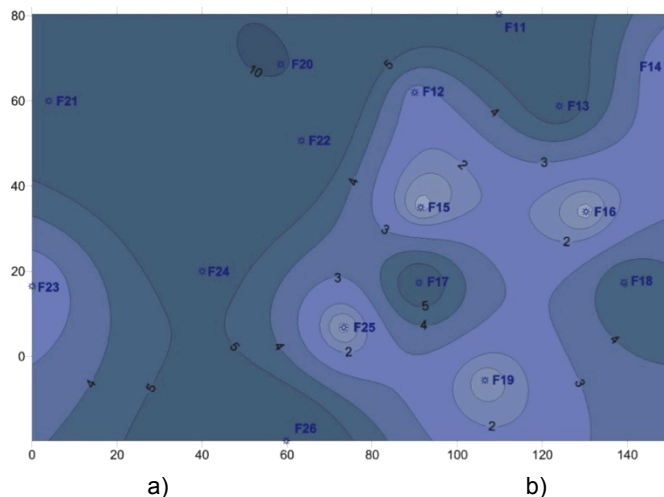


Figura A.32 Quantità di miscela iniettata nel lato interno del pannello 14-O_C/D (a) e del pannello 15-O_C/D (b).

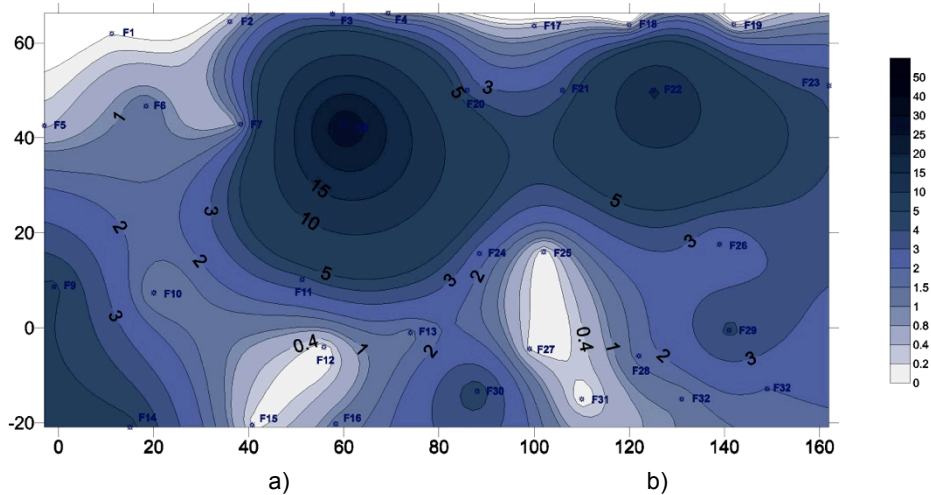


Figura A.33 Quantità di miscela iniettata nel pannello 16-T_C/E (a) e nel pannello 17-T_C/E (b).

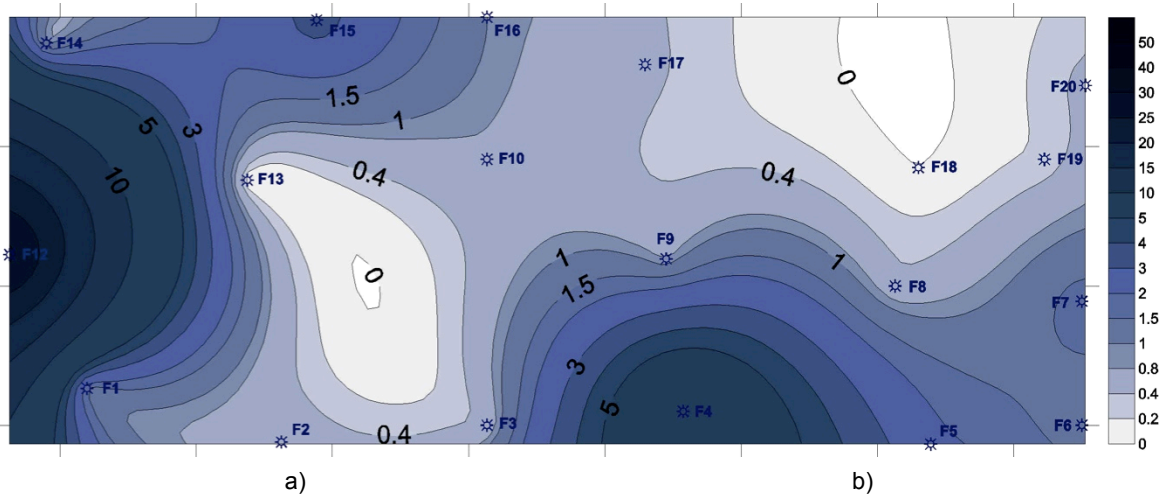
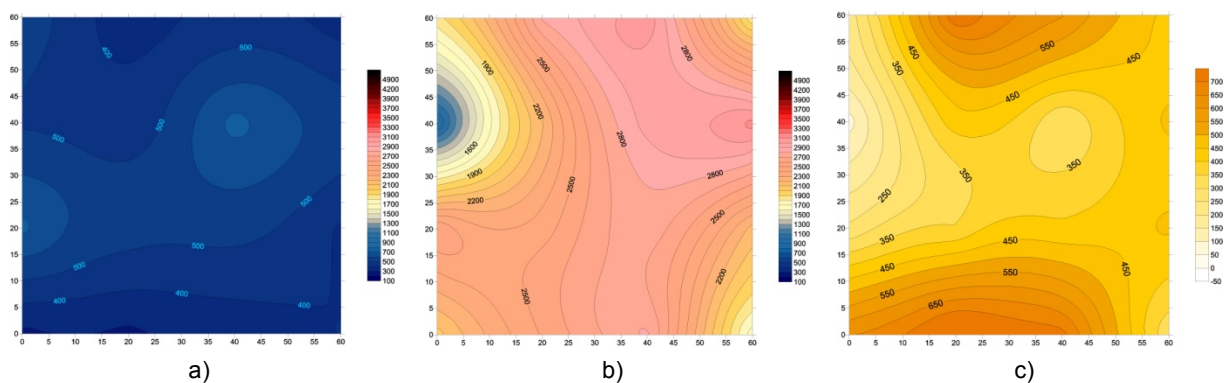
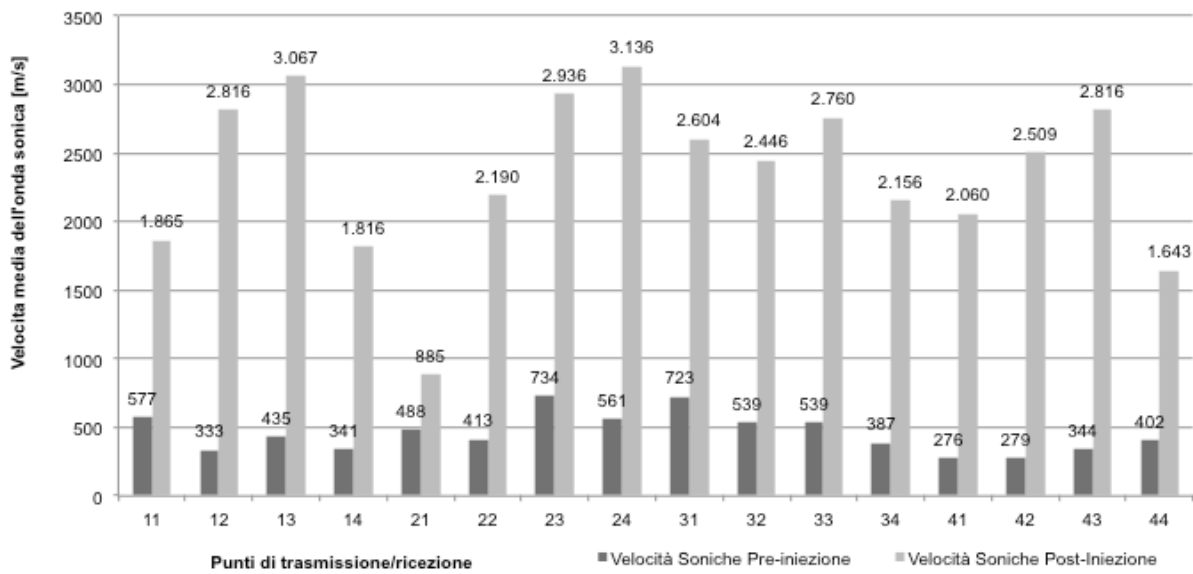


Figura A.34 Quantità di miscela iniettata nel pannello 19-S_C/F (a) e nel pannello 20-S_C/F (b).

A.2.2 Prove soniche dirette

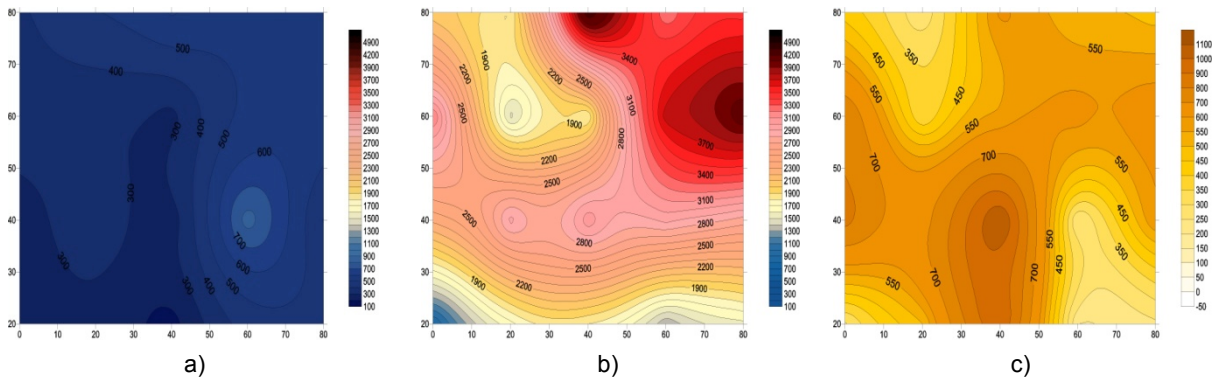
Nelle figure seguenti (da Figura A.35 a Figura A.55) sono riportate le mappe a falsi colori delle velocità soniche dei pannelli non iniettati (a) e un istogramma con le velocità dei singoli punti di misura (b). Per quelli iniettati sono riportate le velocità pre intervento (a), le velocità post intervento (b), la mappa degli incrementi di velocità (c) e un istogramma con le velocità dei singoli punti di misura prima e dopo le iniezioni (d).





d)

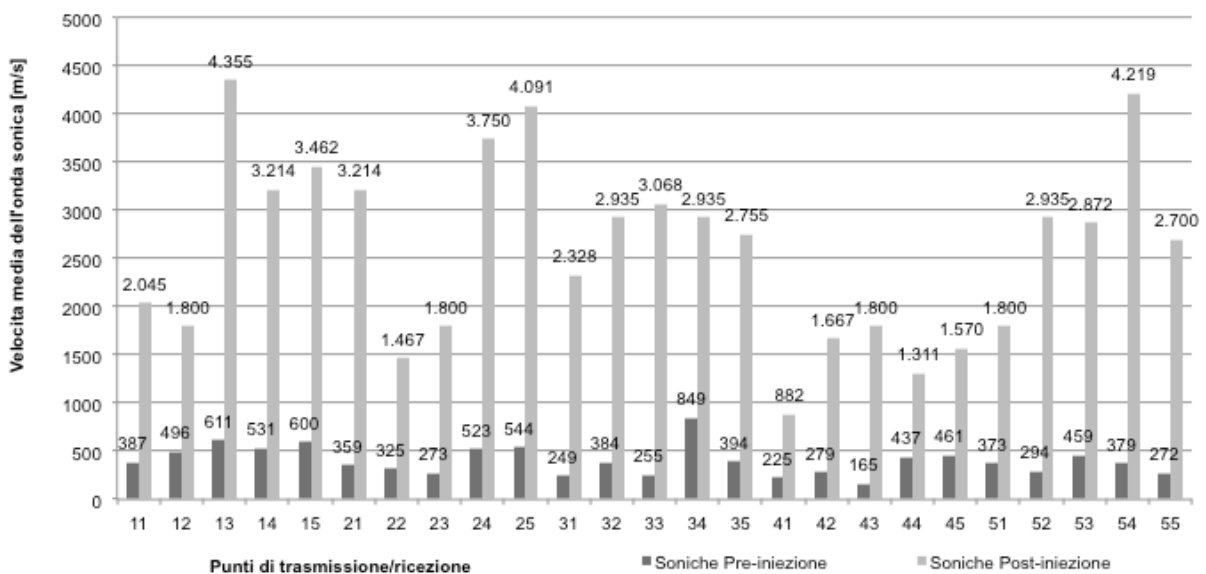
Figura A.35 Pannello 01-O_C/A: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).



a)

b)

c)



d)

Figura A.36 Pannello 02-O_C/A: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa

con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).

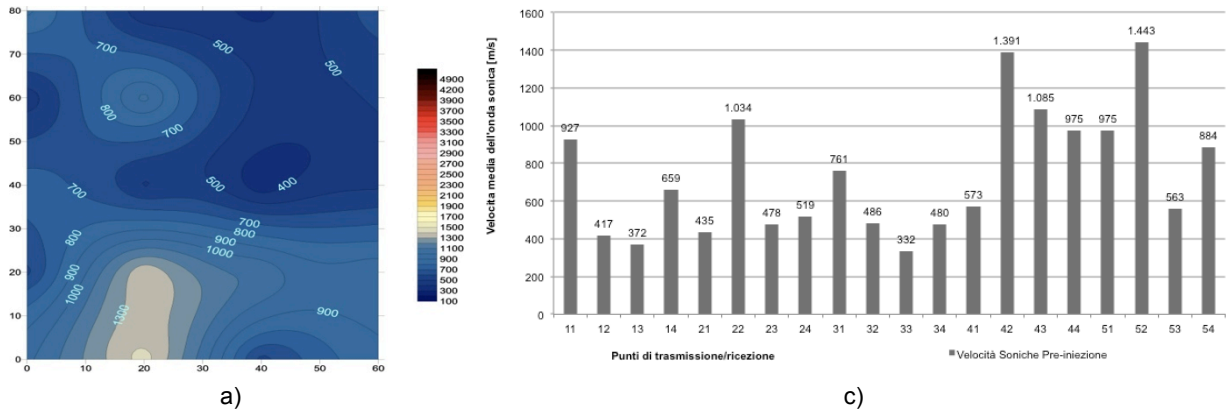


Figura A.37 Pannello 03-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).

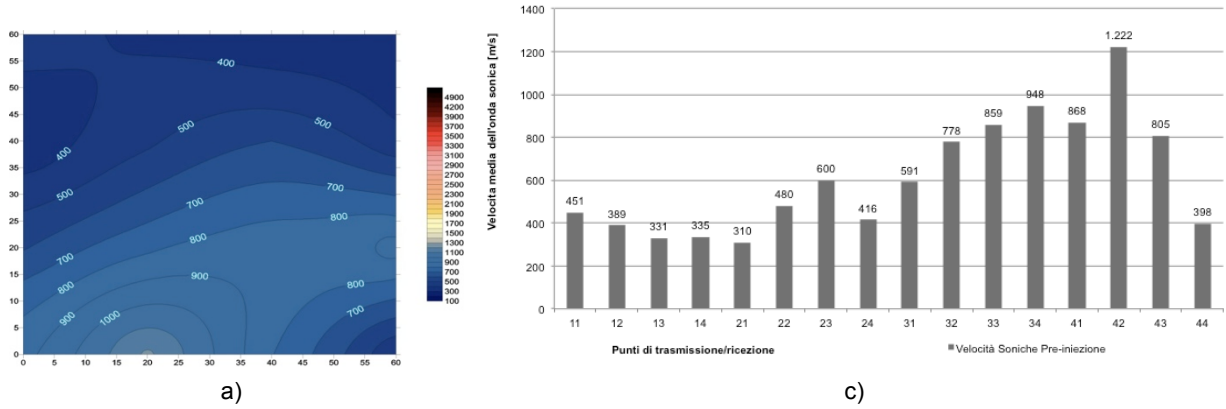


Figura A.38 Pannello 04-S_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).

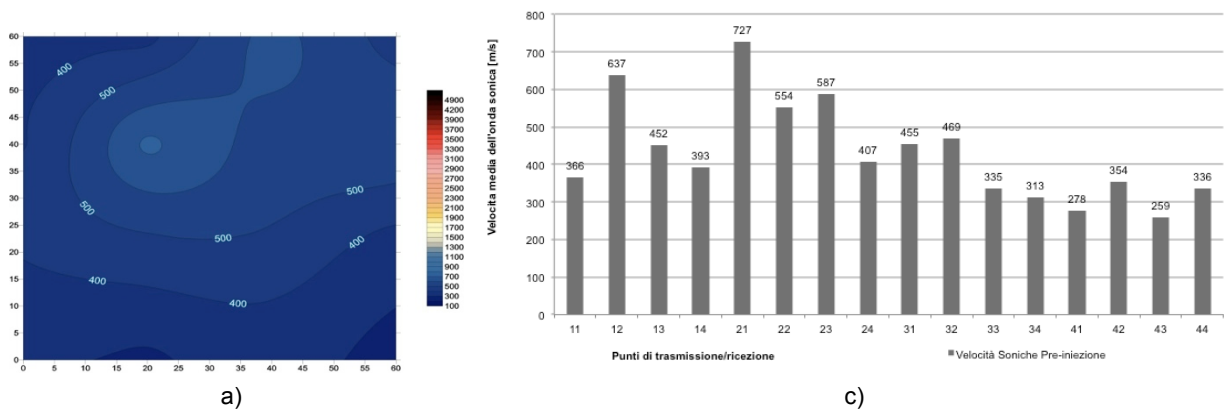
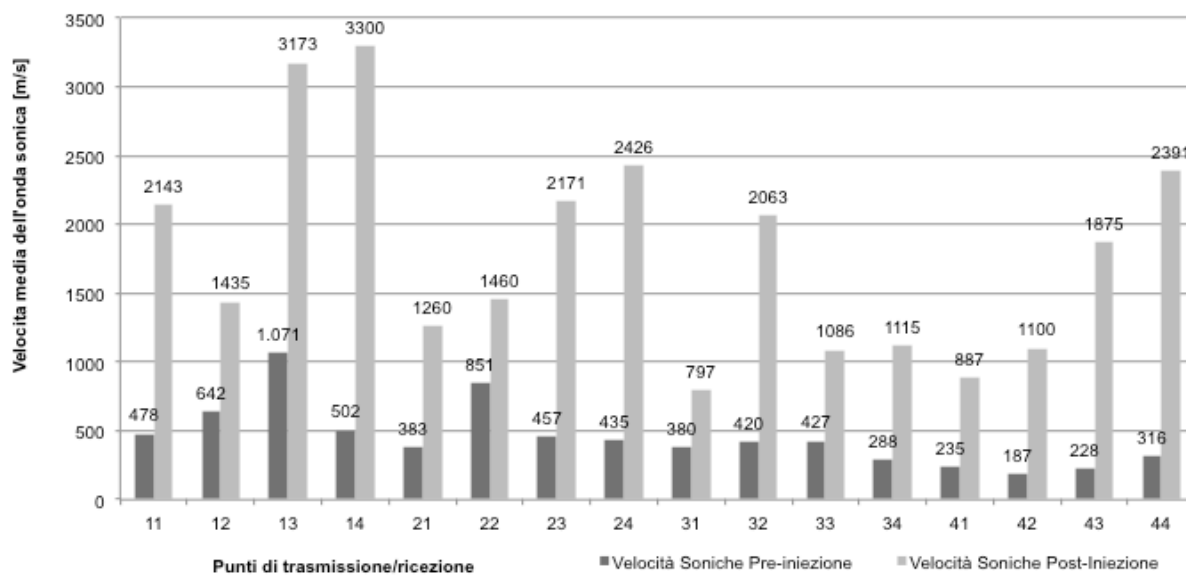
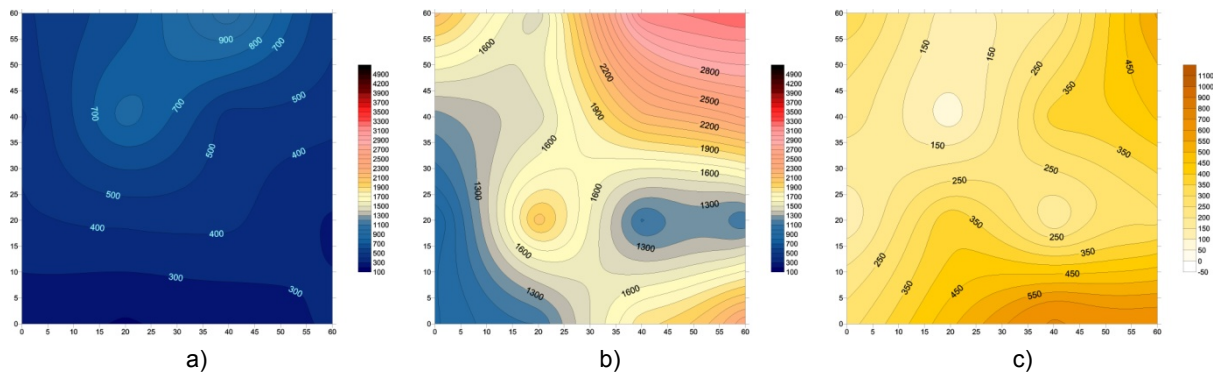
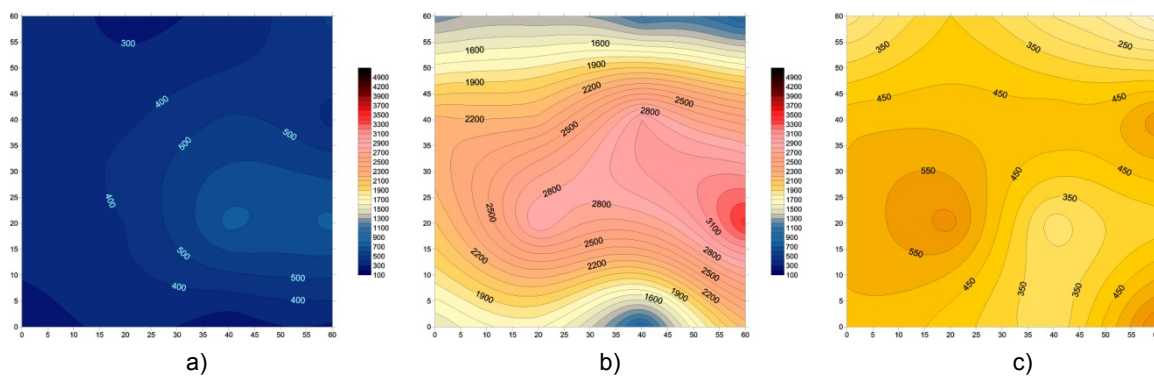


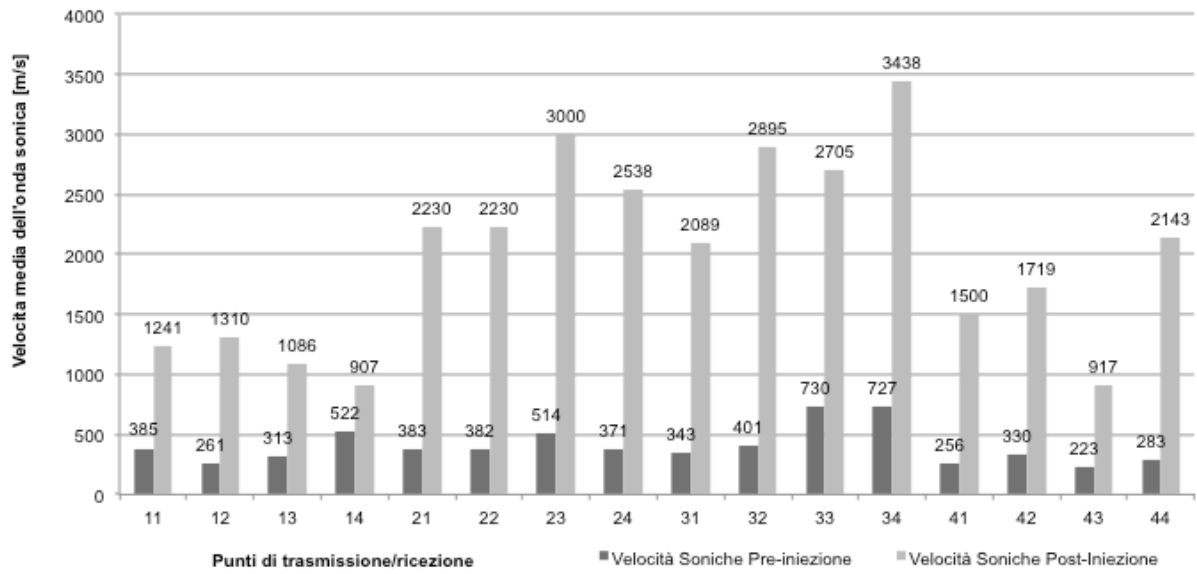
Figura A.39 Pannello 05-S_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).



d)

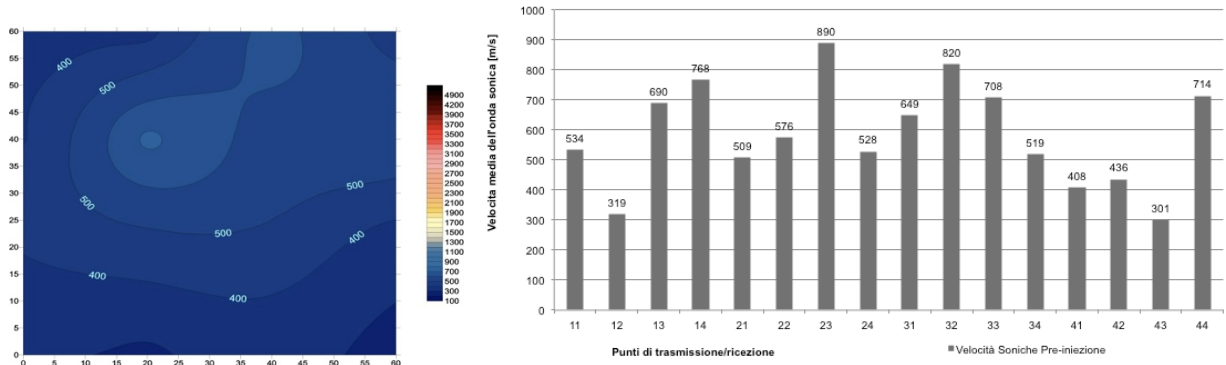
Figura A.40 Pannello 06-S_C/B: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).





d)

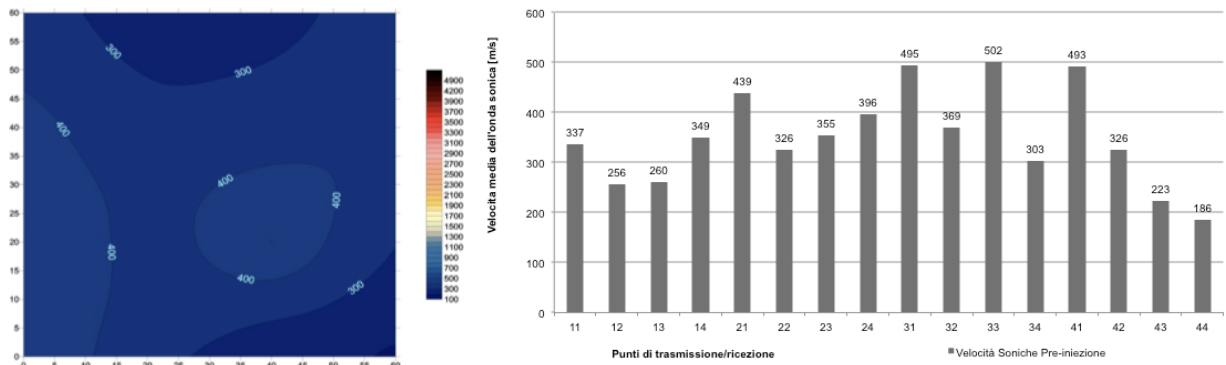
Figura A.41 Pannello 07-S_C/: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).



a)

c)

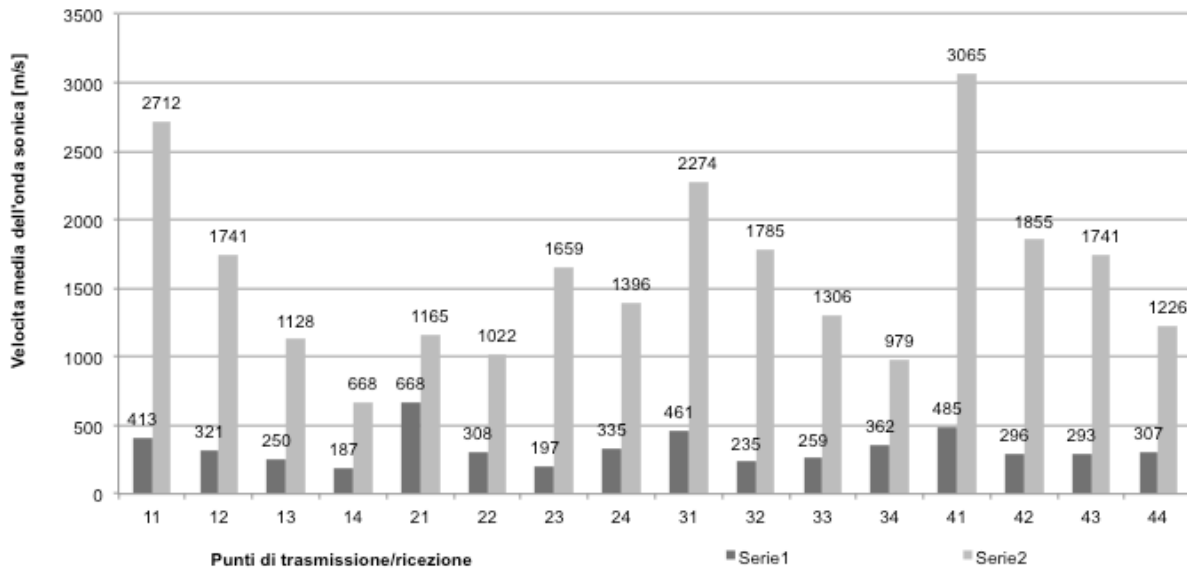
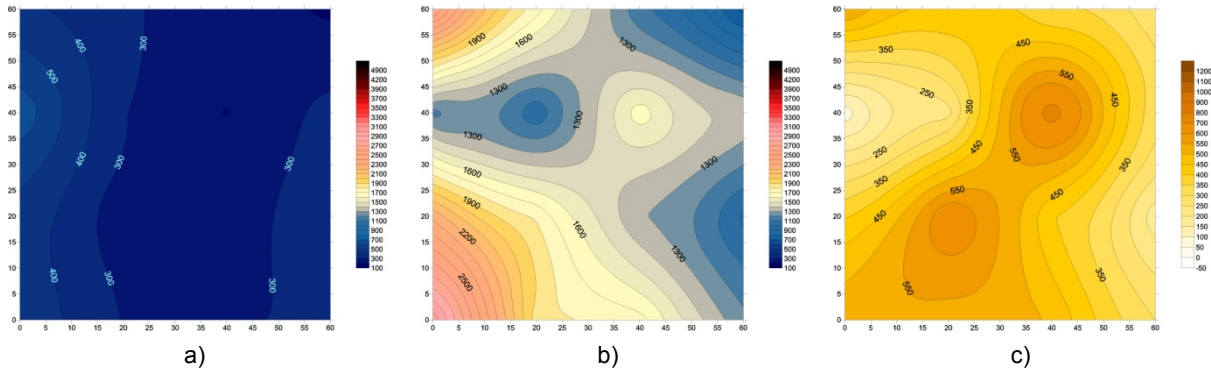
Figura A.42 Pannello 08-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).



a)

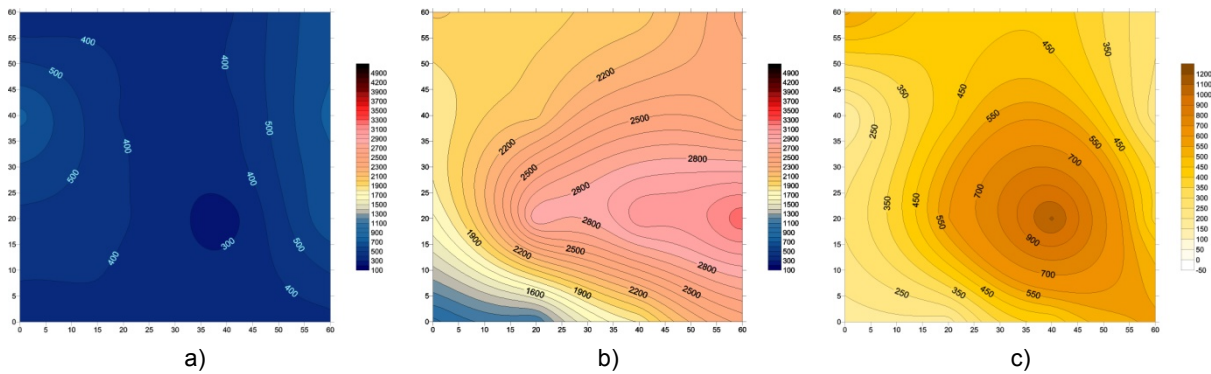
c)

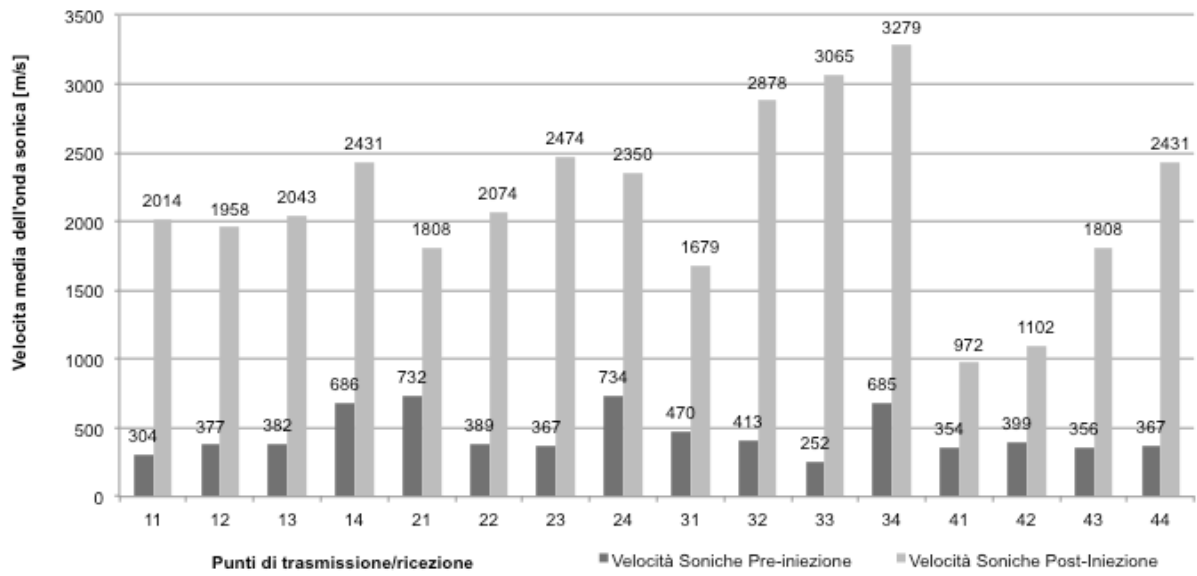
Figura A.43 Pannello 09-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).



d)

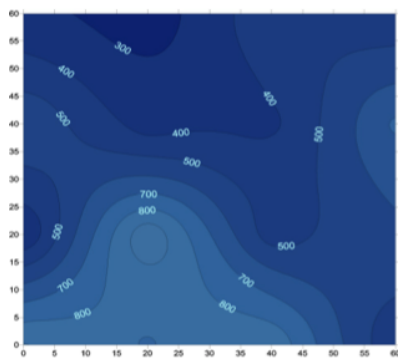
Figura A.44 Pannello 10-O_C/C: mappa delle velocità sonore pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).



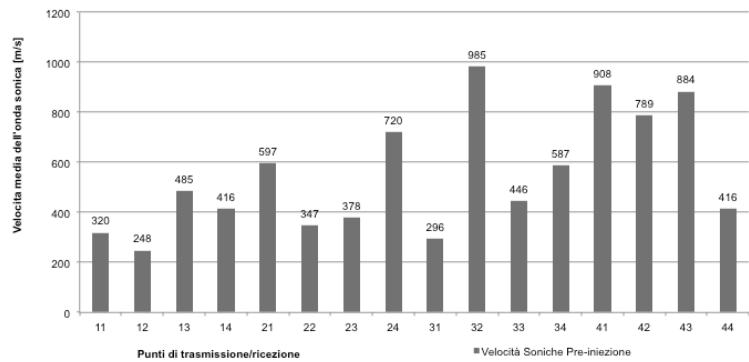


d)

Figura 8.45 Pannello 11-O_C/C: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).

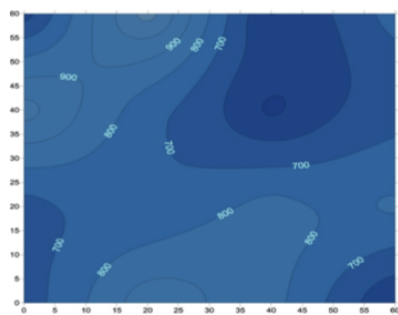


a)

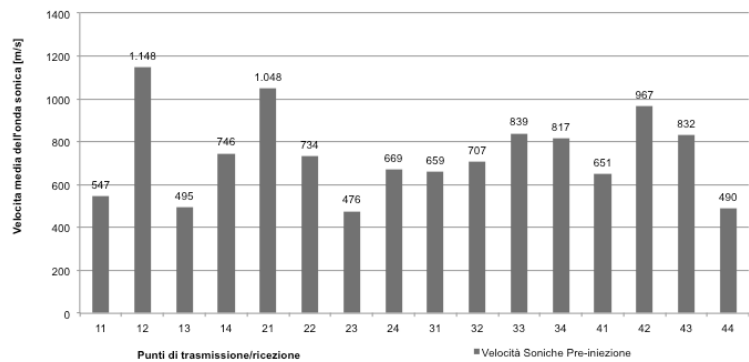


c)

Figura A.46 Pannello 03-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).
Mappa delle velocità soniche del pannello 12-O_U (a), Istogramma della velocità sonica dei punti (b).

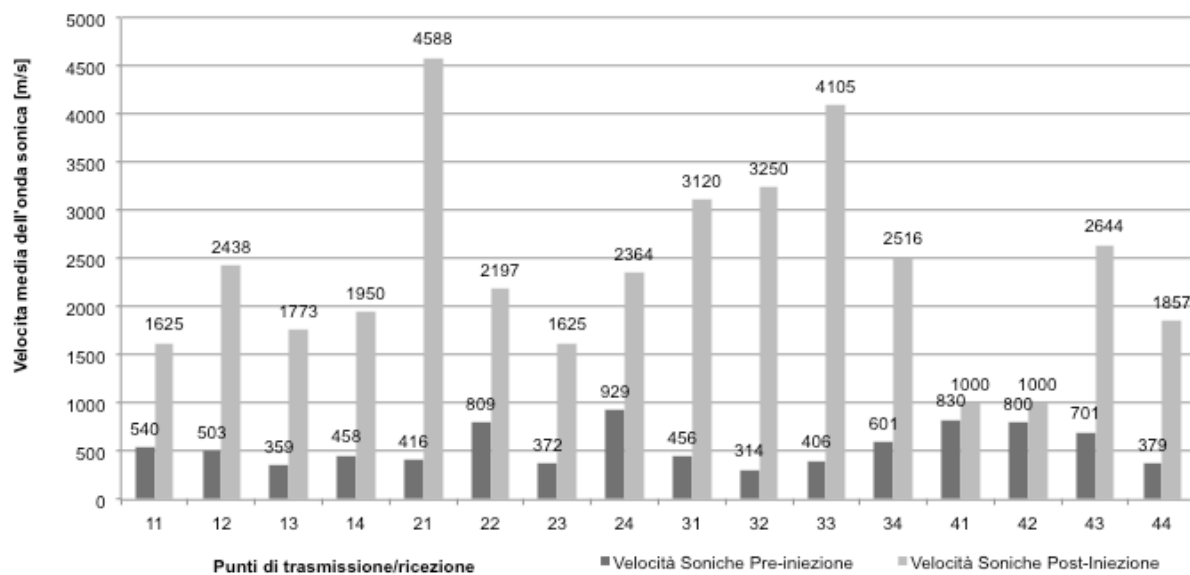
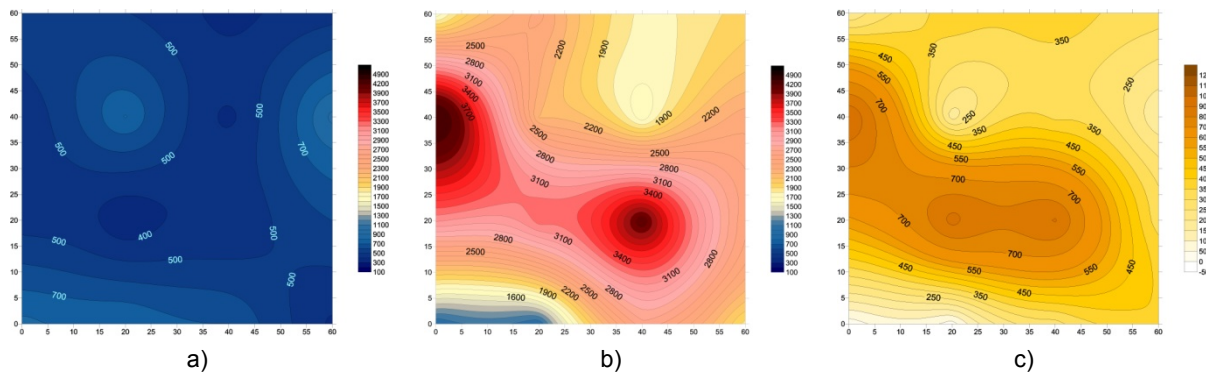


a)



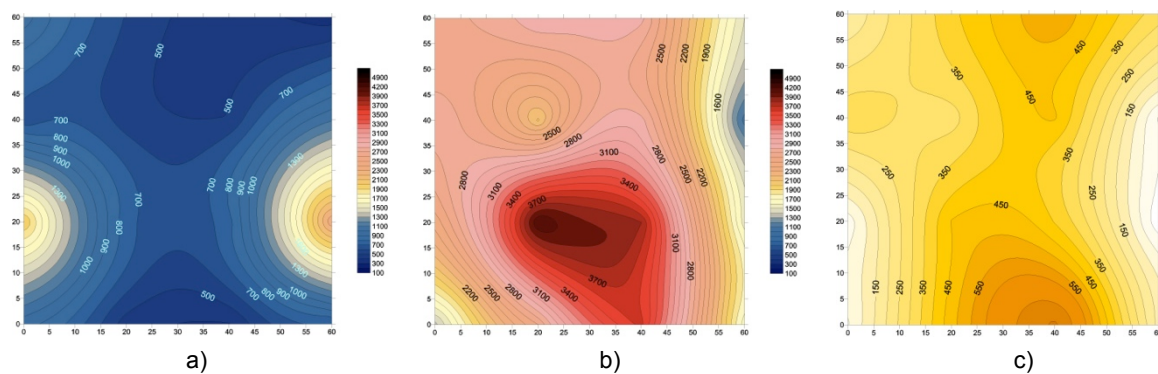
c)

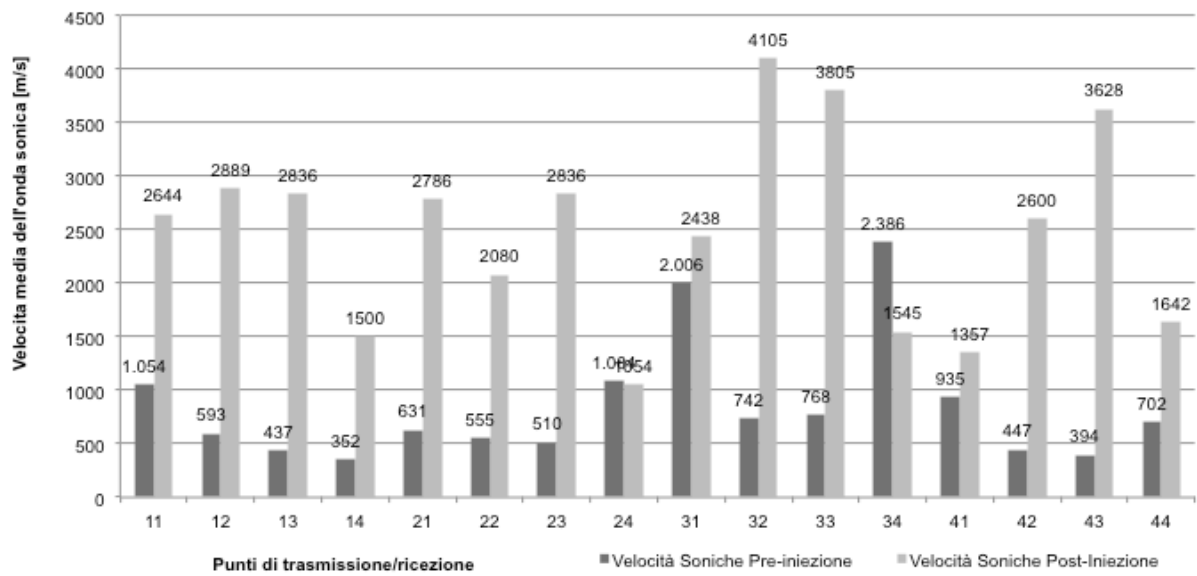
Figura A.47 Pannello 13-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).



d)

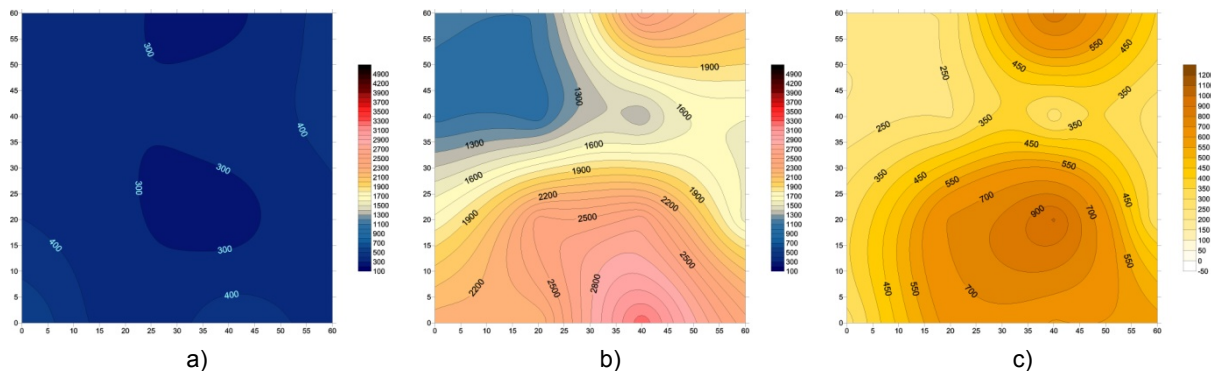
Figura A.48 Pannello 14-O_C/D: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).





d)

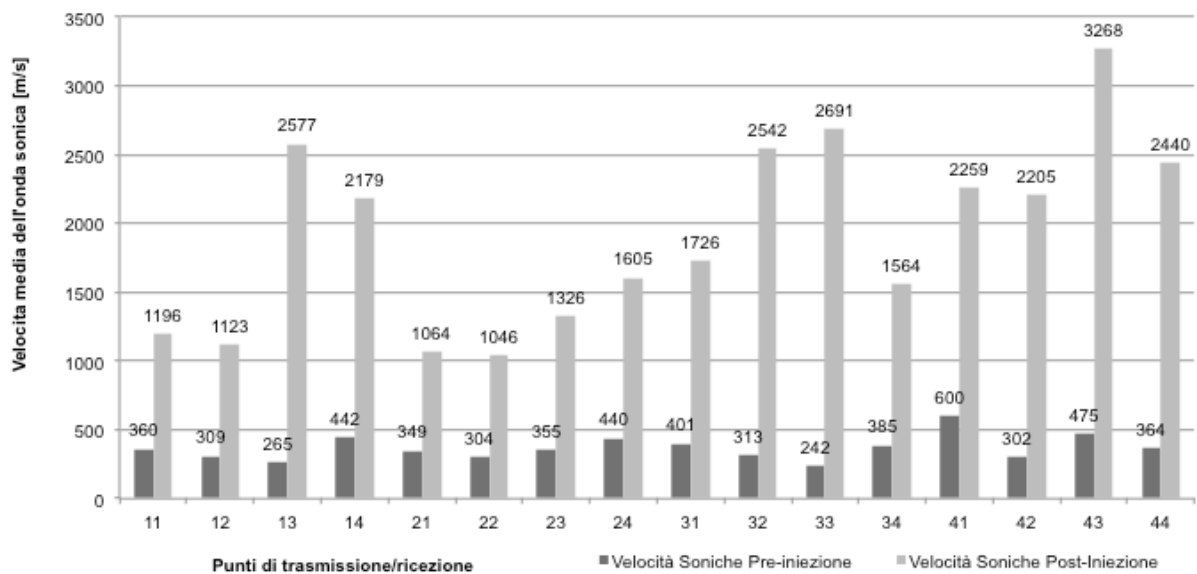
Figura A.49 Pannello 15-O_C/D: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).



a)

b)

c)



d)

Figura A.50 Pannello 16-T_C/E: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa

con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).

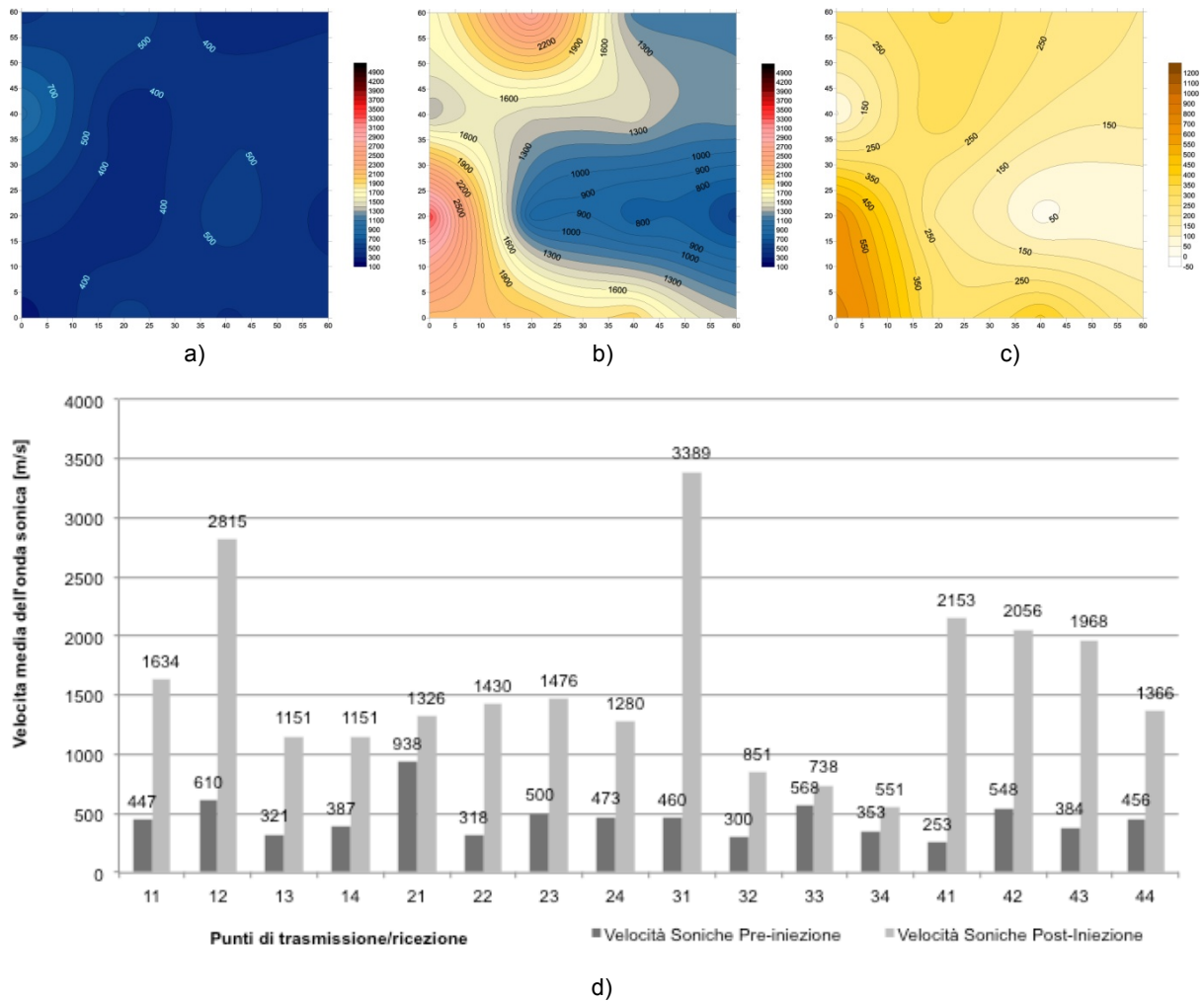


Figura A.51 Pannello 17-T_C/E: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).

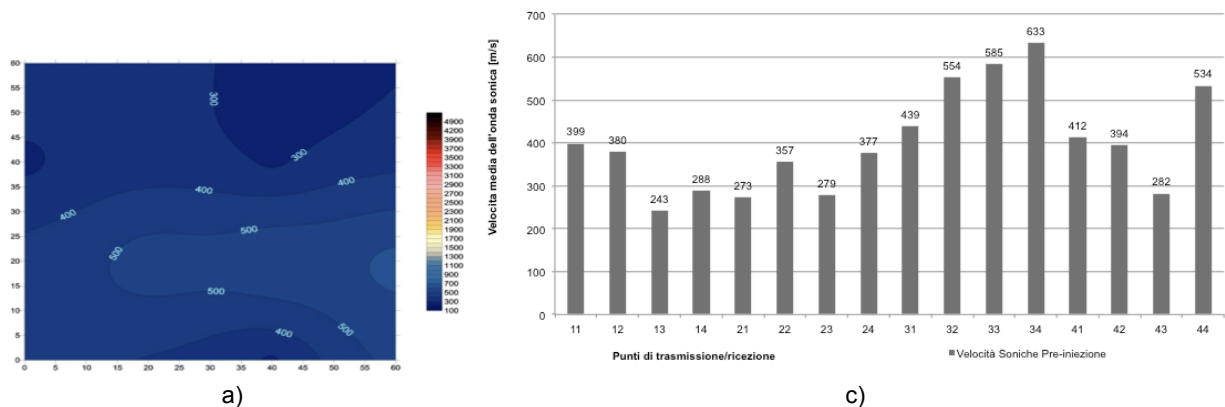
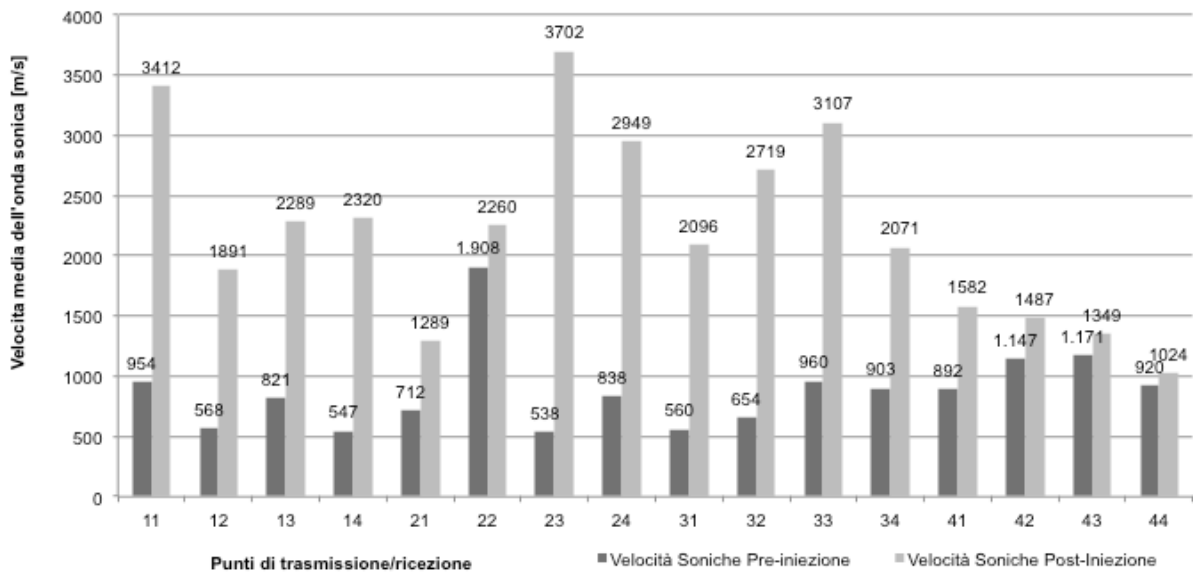
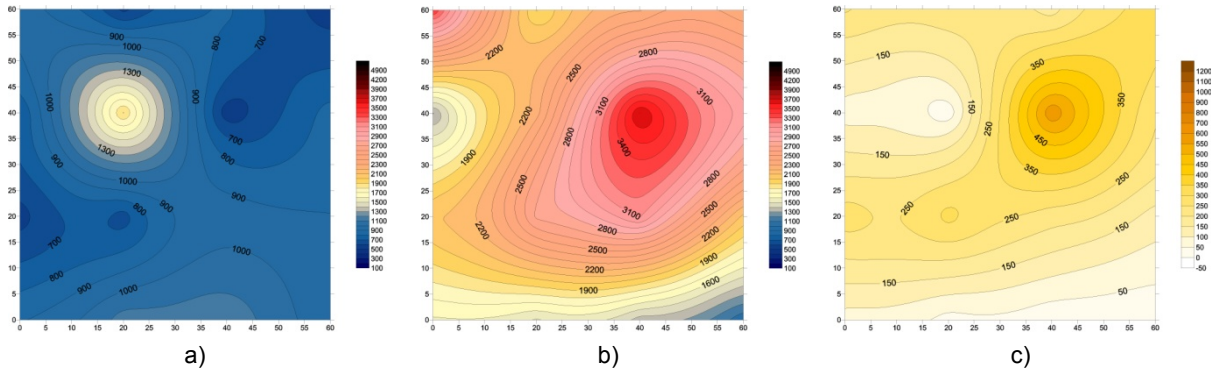
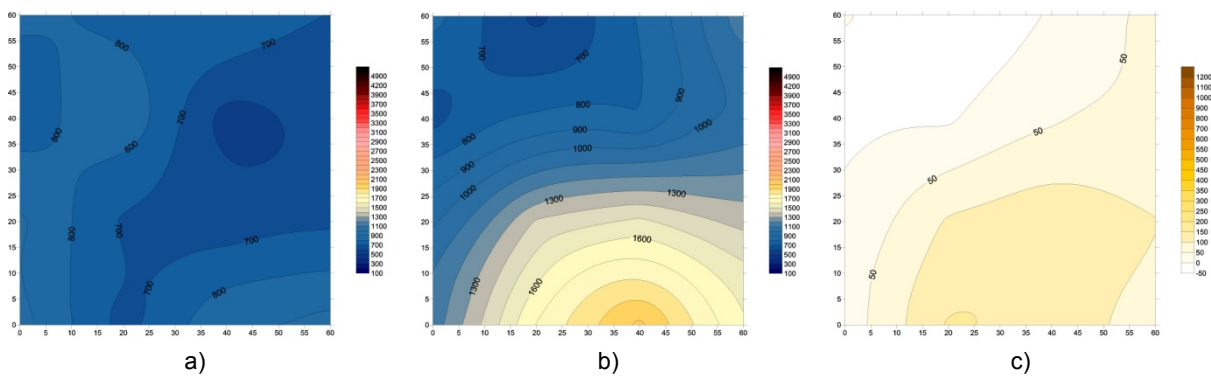


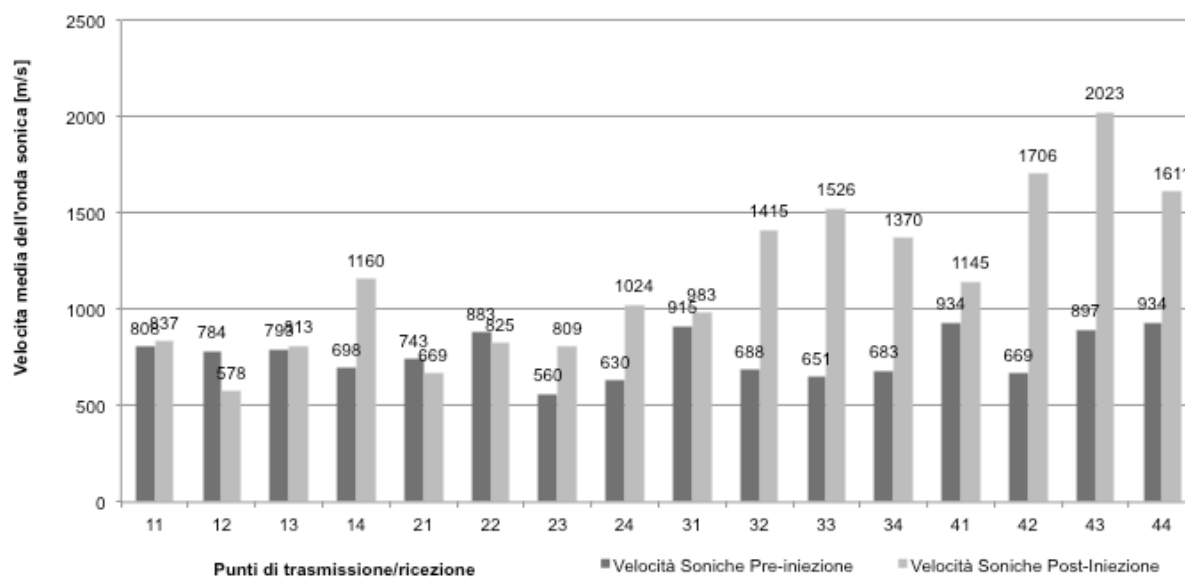
Figura A.52 Pannello 18-T_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).



d)

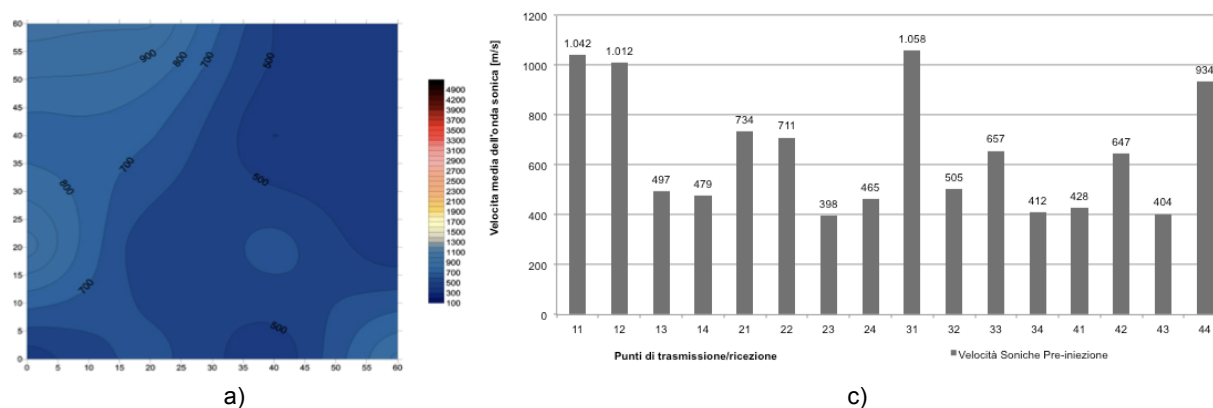
Figura A.53 Pannello 19-O_C/F: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).





d)

Figura A.54 Pannello 20-O_C/F: mappa delle velocità soniche pre iniezione (a), mappa post iniezione (b), mappa con incremento di velocità percentuale (c), istogramma pre iniezione e post iniezione (d).



a)

c)

Figura A.55 Pannello 21-O_U: mappa delle velocità soniche del (a), istogramma della velocità sonica dei punti (b).

A.3 Prove soniche presso la corte rurale in località San Colombano a Bardolino

Si riportano da Tabella 8.1 a Tabella 8.5 le registrazioni delle cinque prove soniche eseguite. Sono state acquisite tre registrazioni per ognuna delle venticinque coppie di punti. Nel caso in cui una delle tre letture registrate sia discordante, quest'ultima è stata tolta dal calcolo della velocità media (dati evidenziati in rosso nelle tabelle).

Qualificazione di murature storiche

Tabella A.1 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S1.

Path	dist. retta [m]	t ₁ [s]	t ₂ [s]	t ₃ [s]	t _m [s]	v _m [m/s]
11		-	2.124E-04	2.230E-04	2.177E-04	2572
12		3.095E-04	2.443E-04	2.371E-04	2.407E-04	2326
13		1.741E-04	1.857E-04	1.771E-04	1.790E-04	3129
14		2.106E-04	2.359E-04	2.004E-04	2.156E-04	2596
15		1.906E-04	2.311E-04	2.010E-04	2.076E-04	2698
21		3.338E-04	2.282E-04	2.251E-04	2.266E-04	2471
22		2.726E-04	2.524E-04	2.260E-04	2.503E-04	2237
23		2.701E-04	2.586E-04	2.316E-04	2.535E-04	2209
24		2.372E-04	2.372E-04	2.259E-04	2.334E-04	2398
25		3.772E-04	2.997E-04	-	3.385E-04	1654
31		2.997E-04	2.511E-04	2.484E-04	2.664E-04	2102
32		2.189E-04	2.078E-04	2.308E-04	2.313E-04	2421
33	0,56	2.232E-04	2.405E-04	2.329E-04	2.322E-04	2411
34		2.110E-04	1.810E-04	2.177E-04	2.032E-04	2755
35		3.010E-04	3.164E-04	2.879E-04	3.017E-04	1855
41		2.537E-04	2.366E-04	2.329E-04	2.411E-04	2323
42		2.210E-04	2.179E-04	1.992E-04	2.127E-04	2632
43		1.992E-04	2.484E-04	2.496E-04	2.490E-04	2249
44		2.727E-04	2.297E-04	2.339E-04	2.454E-04	2281
45		2.405E-04	2.557E-04	2.432E-04	2.465E-04	2272
51		2.162E-04	2.072E-04	1.930E-04	2.054E-04	2725
52		1.626E-04	1.887E-04	1.856E-04	1.790E-04	3129
53		1.812E-04	1.915E-04	1.821E-04	1.849E-04	3028
54		1.275E-04	1.193E-04	1.391E-04	1.286E-04	4353
55		1.968E-04	2.017E-04	1.481E-04	1.992E-04	2810

Tabella A.2 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S2.

Path	dist. retta [m]	t ₁ [s]	t ₂ [s]	t ₃ [s]	t _m [s]	v _m [m/s]
11		3.472E-04	3.491E-04	3.540E-04	3.501E-04	2428
12		3.274E-04	3.159E-04	3.267E-04	3.233E-04	2629
13		2.334E-04	2.096E-04	2.618E-04	2.349E-04	3618
14		1.695E-04	1.697E-04	1.501E-04	1.631E-04	5211
15		2.092E-04	2.739E-04	1.974E-04	2.033E-04	4181
21		4.196E-04	5.769E-04	4.550E-04	4.373E-04	1944
22		2.939E-04	2.908E-04	3.127E-04	2.991E-04	2842
23		2.718E-04	2.695E-04	2.794E-04	2.736E-04	3107
24		2.426E-04	2.396E-04	2.118E-04	2.313E-04	3674
25		2.794E-04	2.899E-04	2.998E-04	2.897E-04	2934
31		4.013E-04	4.088E-04	3.963E-04	4.021E-04	2114
32		3.479E-04	3.401E-04	3.090E-04	3.440E-04	2471
33	0,85	2.490E-04	2.614E-04	2.036E-04	2.552E-04	3330
34		2.609E-04	2.758E-04	2.474E-04	2.613E-04	3253
35		3.285E-04	3.889E-04	3.372E-04	3.328E-04	2554
41		3.741E-04	3.415E-04	3.812E-04	3.656E-04	2325
42		3.603E-04	3.825E-04	3.617E-04	3.682E-04	2309
43		3.503E-04	3.360E-04	3.861E-04	3.575E-04	2378
44		3.760E-04	3.651E-04	3.920E-04	3.777E-04	2250
45		3.413E-04	3.548E-04	3.442E-04	3.468E-04	2451
51		3.253E-04	3.750E-04	3.855E-04	3.802E-04	2235
52		3.805E-04	3.589E-04	3.638E-04	3.677E-04	2312
53		2.452E-04	2.615E-04	2.790E-04	2.619E-04	3246
54		3.914E-04	3.145E-04	3.225E-04	3.185E-04	2669
55		1.968E-04	2.017E-04	1.481E-04	1.992E-04	2810

Tabella A.3 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S3.

Path	dist. retta [m]	t ₁ [s]	t ₂ [s]	t ₃ [s]	t _m [s]	v _m [m/s]
11		-	1.925E-04	2.025E-04	1.975E-04	2532
12		1.434E-04	1.534E-04	2.244E-04	1.484E-04	3369
13		1.682E-04	1.734E-04	1.405E-04	1.607E-04	3111
14		1.632E-04	1.245E-04	1.522E-04	1.577E-04	3171
15		1.792E-04	1.472E-04	1.911E-04	1.725E-04	2899
21		2.519E-04	2.699E-04	2.712E-04	2.643E-04	1892
22		2.615E-04	2.776E-04	2.071E-04	2.695E-04	1855
23		2.383E-04	2.749E-04	2.314E-04	2.482E-04	2015
24		2.430E-04	2.738E-04	2.313E-04	2.494E-04	2005
25		1.543E-04	2.498E-04	1.687E-04	1.615E-04	3096
31		4.171E-04	4.207E-04	4.153E-04	4.177E-04	1197
32		2.835E-04	2.550E-04	2.628E-04	2.671E-04	1872
33	0,50	3.053E-04	3.652E-04	3.243E-04	3.316E-04	1508
34		3.823E-04	4.255E-04	4.121E-04	4.066E-04	1229
35		4.871E-04	4.599E-04	4.534E-04	4.668E-04	1071
41		5.599E-04	6.143E-04	5.627E-04	5.790E-04	863
42		5.027E-04	5.189E-04	4.997E-04	5.071E-04	986
43		2.765E-04	2.662E-04	2.353E-04	2.593E-04	1927
44		4.152E-04	3.929E-04	4.157E-04	4.079E-04	1225
45		3.497E-04	3.207E-04	3.234E-04	3.312E-04	1509
51		3.454E-04	3.254E-04	3.582E-04	3.430E-04	1458
52		3.037E-04	3.627E-04	3.116E-04	3.077E-04	1625
53		4.306E-04	4.214E-04	3.995E-04	4.172E-04	1199
54		2.793E-04	2.658E-04	2.956E-04	2.802E-04	1784
55		2.794E-04	2.993E-04	3.220E-04	3.002E-04	1665

Tabella A.4 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S4.

Path	dist. retta [m]	t ₁ [s]	t ₂ [s]	t ₃ [s]	t _m [s]	v _m [m/s]
11		1.129E-04	1.512E-04	1.552E-04	1.398E-04	3505
12		1.090E-04	1.297E-04	1.263E-04	1.193E-04	4106
13		1.541E-04	1.362E-04	1.419E-04	1.390E-04	3524
14		3.457E-04	2.707E-04	2.623E-04	2.929E-04	1673
15		1.644E-04	2.245E-04	1.619E-04	1.836E-04	2669
21		1.554E-04	1.631E-04	1.548E-04	1.577E-04	3107
22		1.613E-04	1.608E-04	1.735E-04	1.652E-04	2966
23		1.750E-04	1.730E-04	1.664E-04	1.715E-04	2858
24		1.257E-04	1.454E-04	1.548E-04	1.420E-04	3451
25		1.526E-04	1.575E-04	1.285E-04	1.462E-04	3352
31		2.143E-04	1.999E-04	2.007E-04	2.071E-04	2366
32		1.798E-04	1.726E-04	1.598E-04	1.708E-04	2870
33	0,49	1.429E-04	1.196E-04	1.141E-04	1.169E-04	4193
34		2.147E-04	1.908E-04	1.755E-04	1.937E-04	2530
35		2.030E-04	1.852E-04	1.717E-04	1.785E-04	2746
41		1.861E-04	1.804E-04	1.833E-04	1.833E-04	2674
42		2.300E-04	2.111E-04	2.158E-04	2.190E-04	2238
43		2.079E-04	2.159E-04	2.148E-04	2.128E-04	2302
44		1.568E-04	2.514E-04	2.431E-04	2.171E-04	2258
45		1.459E-04	1.502E-04	1.441E-04	1.467E-04	3339
51		2.362E-04	2.242E-04	2.138E-04	2.247E-04	2181
52		2.133E-04	1.941E-04	2.160E-04	2.078E-04	2358
53		1.848E-04	1.950E-04	1.953E-04	1.917E-04	2556
54		2.153E-04	2.164E-04	2.063E-04	2.126E-04	2304
55		1.843E-04	1.809E-04	1.533E-04	1.728E-04	2836

Tabella A.5 Dati acquisiti e velocità calcolate, prova S5.

Path	dist. retta [m]	t ₁ [s]	t ₂ [s]	t ₃ [s]	t _m [s]	v _m [m/s]
11		4.600E-04	5.152E-04	4.642E-04	4.798E-04	1355
12		3.852E-04	4.224E-04	4.548E-04	4.208E-04	1545
13		4.656E-04	4.249E-04	4.458E-04	4.455E-04	1459
14		4.143E-04	4.143E-04	4.495E-04	4.260E-04	1526
15		4.138E-04	3.437E-04	3.759E-04	3.778E-04	1721
21		4.849E-04	4.648E-04	4.554E-04	4.684E-04	1388
22		5.254E-04	4.831E-04	5.641E-04	5.242E-04	1240
23		4.341E-04	4.156E-04	4.174E-04	4.224E-04	1539
24		4.552E-04	4.851E-04	4.752E-04	4.719E-04	1378
25		2.855E-04	3.144E-04	3.044E-04	3.014E-04	2156
31		4.546E-04	5.628E-04	5.236E-04	5.137E-04	1265
32		4.553E-04	4.853E-04	4.136E-04	4.514E-04	1440
33	0,65	3.237E-04	3.061E-04	3.352E-04	3.217E-04	2021
34		2.761E-04	3.114E-04	2.856E-04	2.910E-04	2234
35		3.032E-04	2.661E-04	2.649E-04	2.781E-04	2338
41		5.034E-04	3.654E-04	4.125E-04	3.890E-04	1671
42		4.143E-04	4.158E-04	4.138E-04	4.146E-04	1568
43		3.944E-04	4.559E-04	4.162E-04	4.222E-04	1540
44		3.448E-04	3.745E-04	3.218E-04	3.470E-04	1873
45		4.773E-04	4.969E-04	4.447E-04	4.730E-04	1374
51		4.597E-04	5.358E-04	5.405E-04	5.381E-04	1208
52		4.056E-04	4.345E-04	4.553E-04	4.318E-04	1505
53		3.442E-04	3.544E-04	3.345E-04	3.443E-04	1888
54		3.454E-04	3.314E-04	3.217E-04	3.328E-04	1953
55		4.216E-04	4.040E-04	4.552E-04	4.269E-04	1523