

19/29/6

930/10

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI TRIESTE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BRESCIA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI TRENTO
ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA

Dottorato di Ricerca in
Progetto e conservazione delle strutture

XIII ciclo

**COMPORTAMENTO MECCANICO DI MURATURE CONSOLIDATE CON
MATERIALI E TECNICHE A BASE DI CALCE**

Maria Rosa Valluzzi 165

Tutore:
Chiar.mo Prof. Ing. Claudio Modena
Università degli Studi di Padova

Coordinatore:
Chiar.mo Prof. Ing. Riccardo Zandonini
Università degli Studi di Trento

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI TRIESTE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BRESCIA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI TRENTO
ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA

Progetto e conservazione delle strutture

XIII° ciclo

**COMPORTAMENTO MECCANICO DI MURATURE CONSOLIDATE CON
MATERIALI E TECNICHE A BASE DI CALCE**

Maria Rosa Valluzzi



Chiar.mo Prof. Ing. Claudio Modena
Università degli Studi di Padova



Chiar.mo Prof. Ing. Riccardo Zandonini
Università degli Studi di Trento

SOMMARIO

La presente tesi riguarda lo studio del comportamento meccanico di murature esistenti, sia di mattoni che di pietra, consolidate con tecniche d'intervento caratterizzate dall'impiego di prodotti a base di calce, ossia di materiali a maggior compatibilità chimico-fisica e meccanica con quelli originari.

Lo studio prende in esame le tecniche di riparazione e rinforzo più comunemente adottate nell'edilizia storica, raccoglie e riordina i dati presenti in letteratura in relazione al comportamento meccanico desunto da studi sperimentali in sito e laboratorio, per giungere all'individuazione delle tecniche di consolidamento più adeguate alle due tipologie studiate, in relazione a problemi strutturali specifici, quali: (i) le discontinuità tra i paramenti e l'incoerenza dell'eventuale nucleo interno, per murature in pietra multistrato; (ii) la suscettibilità a crolli improvvisi di strutture in mattoni soggette ad elevati sforzi di compressione (campanili, cinte murarie, etc..).

La ricerca fa emergere, accanto ad alcune tecniche più tradizionali o di recente interesse nel campo del restauro (iniezioni e ristilatura per le murature in pietra, ristilatura armata per quelle in mattoni), interventi a carattere innovativo (uso di tiranti trasversali e interventi combinati iniezioni-tiranti-ristilatura nelle murature in pietra), la cui validità ed efficacia vengono comprovate da test di laboratorio di compressione su modelli fisici rappresentativi delle murature esistenti, applicazioni in sito su casi reali di studio, e mediante tecniche d'indagine non invasive (martinetti piatti, prove soniche con elaborazione tomografica, ispezioni), applicate sia in laboratorio che in sito.

Per quanto riguarda la tecnica delle iniezioni, un'estesa campagna sperimentale effettuata su diversi tipi di miscele consolidanti ha consentito di definire procedure di prova per la caratterizzazione delle proprietà reologiche delle miscele, studiate sia a livello intrinseco (fluidità, stabilità) che in relazione al supporto (iniettabilità di cilindri). In particolare, si è indagata l'influenza su tali caratteristiche di diversi prodotti additivanti e di supporti a diversa granulometria.

Risultati significativi si sono ottenuti, infine, riguardo l'applicazione di modelli semplificati, calibrati in base ai risultati sperimentali ottenuti, in grado di valutare la resistenza di murature in pietra iniettate sulla base delle resistenze dei materiali e dei componenti strutturali della muratura.

ABSTRACT

The present work concerns the study of the mechanical behavior of historical masonry structures (both stone and brick ones) strengthened by intervention techniques based on the use of hydrated-lime products, that is of materials having better compatibility (chemical, physical and mechanical) with the existent ones.

The most common techniques are taken into account, and the data available in literature (mechanical behavior detected by experimental studies) have been collected and rearranged. The more appropriate techniques related to the two masonry typologies have been detected in connection with their specific structural problems, as follows:

- discontinuity among the wythes and lacking of the internal core, for multi-layer stone masonry;
- the hazard of sudden collapse of brick masonry structures subjected to high compression stresses (bell towers, city walls, etc.).

Beside some traditional techniques and interventions of recent increasing interest (injection and repointing for stone masonry, bed joints reinforcement for the brick ones), the research exhibits innovative interventions (as the use of transversal ties and the application of combined techniques -injections-repointing-ties- in stone masonry walls). The efficiency of such techniques are validated by laboratory compression tests executed on typical masonry walls, in situ applications (real study cases), and by non-invasive investigation techniques (flat jacks, sonic waves and tomography, inspections), carried out both in situ and in laboratory.

As regards the injection technique, an experimental campaign performed on different grouts has allowed to define test procedures for the rheological characterization of the mixtures, both at intrinsic level (fluidity and stability) and in connection with the support to inject (injectability tests carried out on cylinders). In particular, the influence of different additives and several particle-size supports have been studied.

Finally, significant results have been obtained by the application of simplified analytical models, calibrated on the basis of the experimental results, able to predict the strength of injected walls by taking into account the strength of the materials and of the structural components of the masonry.

INDICE

1. INTRODUZIONE	9
PARTE I: MURATURE DI PIETRA	15
2. PREMESSA	15
3. RICERCA BIBLIOGRAFICA ED APPROFONDIMENTI	18
3.1 <i>Caratteristiche tipologiche delle murature in pietra</i>	18
3.1.1 Aspetti generali ed indirizzi di ricerca.....	18
3.1.2 Sintesi dei risultati della classificazione tipologica.....	23
3.2 <i>Comportamento meccanico delle murature in pietra</i>	29
3.2.1 Aspetti generali.....	29
3.2.2 Il rilievo dei danni post-sisma Umbria-Marche 1997.....	30
3.2.3 Modelli interpretativi per murature multistrato.....	33
3.3 <i>Tecniche di consolidamento: obiettivi, procedure ed effetti</i>	39
3.3.1 Generalità.....	39
3.3.2 Iniezioni.....	42
3.3.3 Reologia delle miscele per iniezione e iniettabilità delle murature.....	50
3.3.4 Sperimentazioni su murature multistrato in pietra iniettate.....	65
3.3.5 Ristilatura.....	80
3.3.6 Tiranti trasversali.....	81
4. ATTIVITA' SPERIMENTALE	83
4.1 <i>Programma sperimentale ed obiettivi</i>	83
4.2 <i>Fase I: Caratterizzazione dei materiali di base</i>	88
4.2.1 Leganti e malte.....	88
4.2.2 Procedure di prova per miscele ed influenza degli additivi.....	92
4.2.3 Sintesi dei risultati della caratterizzazione sperimentale dei materiali.....	95
4.3 <i>Fase II: Caratteristiche reologiche delle miscele e prove di iniettabilità</i>	96
4.3.1 Fluidità e stabilità delle miscele.....	96
4.3.2 Prove di iniettabilità in cilindri.....	103
4.3.3 Prove meccaniche sui cilindri ed ispezioni.....	110

4.4	<i>Fase III: Prove meccaniche ed indagini su modelli fisici a tre paramenti</i>	113
4.4.1	Progetto e realizzazione dei modelli fisici e programma di prova	113
4.4.2	Interventi di consolidamento.....	115
4.4.3	Prove di compressione monoassiale.....	122
4.4.4	Prove di valutazione dell'efficacia del consolidamento	129
4.5	ANALISI DEI RISULTATI E MODELLAZIONE	138
4.5.1	Comportamento meccanico dei muri multistrato.....	138
4.5.2	Modello analitico previsionale della resistenza di muri iniettati	146
PARTE II: MURATURE DI MATTONI		155
5.	PREMESSA	155
6.	APPROFONDIMENTI BIBLIOGRAFICI	157
6.1	<i>Comportamento sotto carico di compressione di strutture massive</i>	157
6.1.1	Generalità	157
6.1.2	Valutazione ed effetti del creep nelle murature	159
6.1.3	Due casi di studio.....	163
6.2	<i>Modelli interpretativi del creep nelle murature</i>	166
6.3	<i>Tecniche d'intervento</i>	169
6.3.1	Generalità	169
6.3.2	La ristilatura armata	170
7.	ATTIVITA' SPERIMENTALE	174
7.1	<i>Test di compressione monotonica</i>	174
7.1.1	Descrizione dei provini e modalità di prova	174
7.1.2	Caratterizzazione dei materiali e programma di prova	176
7.1.3	Interventi di consolidamento.....	178
7.1.4	Risultati sperimentali.....	182
7.2	<i>Test di creep accelerato</i>	187
7.2.1	Condizioni sperimentali	187
7.2.2	Risultati della sperimentazione.....	190
8.	MODELLAZIONE NUMERICA	194
8.1	<i>Premessa</i>	194

8.2	<i>Geometria del modello e mesh adottata</i>	195
8.3	<i>Leggi costitutive e criteri di rottura</i>	196
8.4	<i>Risultati della modellazione</i>	198
8.4.1	Comportamento meccanico	198
8.4.2	Ottimizzazione del rinforzo	201
9.	APPLICAZIONI IN SITO	203
10.	CONCLUSIONI	205
	BIBLIOGRAFIA	213
	APPENDICE I:	223
	<i>COMPATIBILITÀ TRA I MATERIALI:</i>	223
	<i>VERIFICA COMPARATA DELLE PROPRIETÀ DELLE CALCI E DEI CEMENTI</i>	223
	APPENDICE II:	235
	<i>NORMATIVA SULLE TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO E SULLA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI</i>	235
	APPENDICE III:	265
	<i>VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO: INDAGINI IN SITO SU MURATURE INIETTATE</i>	265

1. INTRODUZIONE

L'Italia possiede un vasto patrimonio storico costituito prevalentemente da costruzioni in muratura di pietra o mattoni, materiali largamente diffusi su tutto il territorio nazionale, non solo nell'edilizia storica monumentale, ma anche in quella locale abitativa dei piccoli e medi centri urbani presenti in molte regioni a rischio sismico. Oltre agli eventi sismici, gli interventi antropici (sopraelevazioni, cambi di destinazione d'uso) ed il naturale invecchiamento, sono da annoverare tra le cause fondamentali che rendono tali costruzioni oggetto, sempre più frequentemente, d'interventi di tutela mirata.

L'argomento è caratterizzato da forti carenze a livello normativo (sia a livello nazionale che internazionale) che, di fatto, implicano un uso indiscriminato degli interventi, in assenza pressoché totale di criteri di progetto (conoscenza del supporto, scelta dei materiali e loro caratterizzazione, fattibilità ed adeguatezza della tecnica) e di procedure di esecuzione e per il controllo dell'efficacia.

In particolare, si assiste ad una larghissima diffusione di tecniche di applicazione e di prodotti, soprattutto nella forma di *miscele o componenti per miscele da iniezione e per malte*, proposti per l'impiego senza che si definiscano relazioni tra: (i) il tipo di prodotto, il supporto a cui sono destinati e le modalità di applicazione; (ii) "i tipi e le modalità di applicazione" ed i risultati attesi (aumento di resistenza, variazioni di rigidità, etc.); (iii) i risultati attesi e le metodologie di controllo (sia dell'esecuzione, in corso d'opera, che a posteriori, dell'efficacia).

La presente tesi prende in esame tutte le fasi implicate nella definizione delle tecniche di intervento, quali:

- progettazione
- esecuzione
- valutazione e controllo dell'efficacia

mettendo in evidenza, per ciascuna di esse, gli elementi fondamentali e le loro interrelazioni, e proponendo, in base ai dati raccolti in bibliografia ed intergrati dall'esperienza diretta in sito e laboratorio, affinamenti di procedure e tecniche aventi, in alcuni casi, carattere innovativo.

Punto di partenza è la scelta della tecnica "più appropriata", intesa sia in termini di *metodologia* vera e propria che di *materiali* impiegati per il consolidamento, che non può prescindere dalla conoscenza del *supporto* (morfologia, varietà compositiva, materiali) e

del *problema strutturale specifico*. Quest'ultimo aspetto riguarda l'individuazione, nel comportamento meccanico della struttura, del meccanismo di danno (fessurazione, collasso) sul quale la tecnica può effettivamente agire, e la possibilità di valutazione qualitativa e quantitativa dell'effetto stesso (ripristino delle condizioni di sicurezza, incremento della capacità portante, etc.) rispetto alla condizione originaria.

In mancanza di tali elementi in fase di progetto, e nella possibile concomitanza di difetti di esecuzione, un intervento può risultare inefficace, o addirittura deleterio per le costruzioni esistenti¹.

Alla "compatibilità" meccanico-strutturale della tecnica d'intervento sia affina quella chimico-fisica dei materiali, a cui gli operatori del settore si mostrano oggi più sensibili. Uno degli approcci più universalmente accettati alla conservazione del patrimonio architettonico riguarda, infatti, attualmente, l'impiego di *materiali a base di calce*. Gli studi sperimentali e la definizione delle procedure di prova dei prodotti destinati al restauro sono, però, quasi totalmente dedicati ai materiali cementizi (largamente impiegati nel passato, anche recente), così come sono carenti e lacunosi i riferimenti normativi relativi agli altri tipi di materiali. Esiste, inoltre, di fatto, una confusione sostanziale anche a livello terminologico tra i prodotti a base di calce disponibili, che contribuisce a complicare il già difficile quadro generale d'intervento.

Una parte significativa dell'approfondimento bibliografico della tesi riguarda, pertanto, il confronto tra diverse classificazioni normative (nazionali, europee ed internazionali) disponibili per la definizione dei prodotti cementizi e a base di calce (Appendice II), ed una verifica sperimentale comparata tra le proprietà chimico-mineralogiche, fisiche e meccaniche di leganti cementizi e di leganti idraulici a base di *calce naturale*, che ha fatto emergere i numerosi vantaggi nell'uso delle calce nel restauro (Appendice I).

Lo studio delle tecniche di consolidamento ha riguardato sia le tipologie di murature in *pietra* che di *mattoni*, per le quali, in base ai dati raccolti in letteratura, è stato possibile individuare e dimensionare gli interventi in relazione a problemi strutturali specifici, come di seguito riportato. L'efficacia di tali interventi è stata validata da test di laboratorio a diverso grado d'invasività, e confermata dall'applicazione di modelli analitici semplificati e studi FEM.

¹ A conferma di ciò, la partecipazione diretta ad un'estesa campagna di rilievo svolta nei centri umbro-marchigiani in seguito al sisma del '97 in collaborazione con il Politecnico di Milano (Prof. L. Binda), ha consentito una catalogazione completa dei meccanismi di collasso osservati sugli edifici, molti dei quali già consolidati precedentemente, da cui è emerso il cattivo funzionamento di molti edifici

Murature in pietra

Le *murature di pietra* si propongono all'interno di una vastissima casistica tipologica e sono caratterizzate da forte irregolarità e disomogeneità. Spesso, inoltre, la loro conformazione è assimilabile ad un muro multistrato (con paramenti esterni di conci di pietra e nucleo pressoché incoerente, che può costituire anche la maggior parte dello spessore), il cui collegamento trasversale, realizzato essenzialmente dalla malta tra i conci (la presenza del diatone è molto rara nelle murature di edifici comuni) è carente o addirittura mancante. Lo strato di riempimento è generalmente caratterizzato dalla presenza di vuoti, distribuiti disordinatamente insieme ad inerti e malta. Gli inerti possono essere di varia natura (pietra di cava, ghiaia di fiume, laterizio) e di diverse forme e dimensioni (elementi ricavati da operazioni di taglio, ciottoli, zeppe), e può esservi presenza di terra, argilla, sostanze organiche, etc.; le malte sono generalmente di scarsa qualità e spesso non circondano gli inerti completamente.

I problemi strutturali delle murature in pietra sono da annoverare principalmente nella scarsa portanza (malta inconsistente o mancante, eccessiva presenza di vuoti, etc.), e nella debole connessione trasversale dei paramenti, che tendono a sviluppare meccanismi di collasso "anticipati" rispetto alla rottura per compressione del materiale, per fenomeni di uscita dal piano sia sotto carichi verticali (per instabilità dei singoli paramenti) sia sotto i carichi orizzontali (per espulsione localizzata di uno strato in presenza di carichi verticali deboli o per accentuazione dei fenomeni di instabilità in presenza di carichi verticali elevati).

In relazione all'importanza della conoscenza del supporto sopraccitata, l'estrema variabilità compositiva di tali murature ha reso necessario lo studio sistematico delle tipologie presenti in varie Regioni Italiane (Umbria-Marche, Lunigiana-Garfagnana, zone del Bellunese e del Trentino); l'elaborazione di dati disponibili in letteratura ha permesso, poi, di individuare le caratteristiche morfologiche e compositive predominanti nella tipologia di studio, che hanno costituito i parametri di progetto di modelli fisici reali di muri a tre paramenti, consolidati con diverse tecniche e sottoposti a test di laboratorio distruttivi e non distruttivi.

Le tecniche d'intervento considerate sono:

- *iniezioni*
- *ristilatura di giunti*
- *applicazione di tiranti trasversali*
- *interventi combinati* (iniezione-ristilatura, iniezione-tiranti, ristilatura-tiranti);

- *intervento "integrato"* (iniezione-ristilatura-tiranti).

Delle tecniche proposte, si è concentrata l'attenzione, in special modo, su quella delle iniezioni (particolarmente indicate per la presenza di vuoti nello strato interno della muratura), contraddistinta dalla presenza di maggiori variabili in gioco, e di più difficile qualificazione rispetto alle altre tecniche. L'uso di tiranti trasversali è qui proposto in funzione di "diatoni" di collegamento tra i paramenti, e le combinazioni tra le tre tecniche costituiscono varianti finalizzate all'ottimizzazione dei risultati sul muro consolidato.

Riguardo alle iniezioni, è da ribadire che gli studi sperimentali disponibili in letteratura riguardano numerosi parametri relativi all'iniettabilità, ma sono prevalentemente rivolti all'impiego di prodotti cementizi, così come le esperienze su murature consolidate in sito ed in laboratorio effettuate da diversi studiosi e ricercatori; dal punto di vista normativo, inoltre, non esistono validi riferimenti per la qualificazione e la caratterizzazione delle miscele da iniezione a base di calce, e della eventuale presenza di elementi aggiunti.

Il presente studio propone, quindi, una valutazione sistematica completa del problema delle iniezioni delle murature in pietra con materiali a base di calce idraulica, che ha condotto ai seguenti risultati:

- Fase di progetto dell'intervento: definizione di procedure di prova per la caratterizzazione delle proprietà reologiche delle miscele, studiate sia a livello intrinseco (fluidità, stabilità) che in relazione al supporto (iniettabilità di cilindri), tenendo conto dell'influenza su tali caratteristiche di diversi prodotti di additivazione per miscele e di supporti a diversa granulometria;
- Fase esecutiva: definizione delle modalità per una corretta iniezione del nucleo centrale di murature multistrato (con indicazione dei parametri da tenere sotto controllo in corso d'opera);
- Valutazione degli effetti del consolidamento: aggiornamento delle formulazioni proposte in letteratura per valutare le caratteristiche di resistenza e deformabilità di muri iniettati, calibrate in base ai risultati di prove a compressione sui modelli fisici reali e all'influenza della resistenza meccanica delle miscele da iniezione;
- Controllo dell'efficacia dell'intervento: inquadramento dei possibili usi di metodologie non distruttive o debolmente distruttive (misure soniche tomografiche, martinetti piatti, ispezioni) e loro validazione su casi di studio reali (v. Appendice III).

Murature di mattoni

Le *murature di mattoni*, contrariamente alle murature in pietra, presentano caratteristiche di regolarità ben riconoscibili sia riguardo alla tessitura che ai materiali (impiego di malta e mattoni, di caratteristiche determinabili con semplici prove di laboratorio). Il degrado di tali strutture è evidenziato essenzialmente da distacchi (mattoni e/o malta) e da fessurazioni più o meno diffuse.

L'impiego delle *iniezioni*, in tali strutture, è generalmente finalizzato al risarcimento delle lesioni, oppure, in situazioni particolari di degrado superficiale, alla realizzazione di una barriera sigillante all'ulteriore degrado.

Una tecnica di recente e crescente interesse nell'ambito del rinforzo di murature esistenti in mattoni è la *ristilatura armata*, eseguita mediante inserimento di barre (metalliche, FRP) nei giunti orizzontali di malta precedentemente scarniti della malta degradata e successivamente riempiti con materiali di migliori caratteristiche.

Nel corso della presente ricerca tale tecnica di intervento è impiegata, per la prima volta, nell'ambito del miglioramento delle condizioni di sicurezza di murature soggette ad elevati sforzi permanenti di compressione (torri, campanili, pilastri). Ricerche svolte dopo il crollo di Pavia hanno evidenziato l'estrema pericolosità di fenomeni di progressivo danneggiamento nel tempo che possono giustificare il collasso di tali tipologie strutturali.

In collaborazione con il Politecnico di Milano (prof. L. Binda) sono state condotte due campagne sperimentali per verificare la fattibilità e l'efficacia dell'inserimento di barre di armatura nei giunti orizzontali di malta, rese collaboranti con la muratura originaria mediante ristilatura dei giunti con malte di calce.

Nella tesi sono sintetizzati e commentati i risultati fino ad oggi ottenuti che, pur non essendo definitivi, hanno consentito di:

- verificare la fattibilità pratica degli interventi;
- effettuare una prima verifica dell'efficacia dell'intervento in termini di controllo delle fessure "da compressione" mediante il monitoraggio di un caso concreto di applicazione (pilastri di S. Sofia a Padova);
- verificare, sperimentalmente e numericamente, i meccanismi di interazione armatura-muratura che portano ad una sostanziale riduzione della fessurazione sotto carichi di compressione in presenza di percentuali molto limitate di armatura.

La tesi si compone di due parti, ciascuna rivolta alle due tipologie murarie in oggetto. Per ciascuno dei due argomenti si traccia lo stato dell'arte essenziale in tema di consolidamento strutturale, approfondendo gli aspetti legati direttamente alla ricerca

svolta; si descrivono le attività sperimentali e si propongono modelli interpretativi di comportamento, tarati alla luce dei risultati sperimentali ottenuti.

In appendice sono, infine, riportati due studi specifici, l'uno sulla comparazione delle proprietà caratterizzanti i leganti e i prodotti cementizi rispetto a quelli a base di calce idraulica, l'altro sull'analisi delle norme in effetto per le tecniche di consolidamento e la caratterizzazione dei materiali per il restauro.

Un'ultima parte riguarda, infine, i risultati dell'applicazione in sito di metodologie di controllo dell'efficacia delle iniezioni.

PARTE I: MURATURE DI PIETRA

2. PREMESSA

Le murature in pietra sono caratterizzate da un'estrema variabilità tipologica, diversificata geograficamente in relazione all'impiego di materiali di facile approvvigionamento e della tradizione costruttiva del luogo. Esse sono irregolari per geometria, sia in tessitura che in sezione, presentando spesso casistiche multistrato, ed eterogenee per composizione, essendo costituite da pietre di varia natura, laterizi, malte a dosaggi differenti e, nelle tipologie a più paramenti, anche da sabbie, elementi fini (argilla, terre), e vuoti.

La diffusione di queste murature è particolarmente estesa nell'edilizia minore, sia in Italia (Umbria, Toscana, Veneto, Friuli), che in Europa (Slovenia, Grecia), in zone tipicamente soggette a calamità sismiche. La tipologia più vulnerabile è rappresentata dalle murature multistrato, in special modo quelle a tre strati con nucleo interno eterogeneo. Sotto carico, le deficienze strutturali di tali sistemi si manifestano essenzialmente con il cedimento del nucleo e l'espulsione fuori piano dei paramenti (Giuffrè, 1991; Egermann, 1993).

Le tecniche d'intervento sono quindi rivolte al consolidamento del nucleo interno ed al rafforzamento della connessione tra i paramenti esterni. Le iniezioni sono appropriate allo scopo, a patto che siano presenti le condizioni favorevoli all'esplicarsi dei loro effetti, prima fra tutte l'esistenza di una rete sufficientemente estesa di vuoti comunicanti (Laefer et al., 1992).

Con murature fortemente eterogenee come quelle descritte, si capisce come la conoscenza del supporto sia assolutamente necessaria. L'iniezione, infatti, è influenzata da numerosi parametri legati direttamente alla muratura da iniettare (dimensione e distribuzione dei vuoti, assorbimento), che condizionano la scelta delle miscele (materiali, fluidità).

La scelta è comunque non facile, poiché alla vasta casistica tipologica delle

murature in pietra si somma l'estrema varietà di prodotti dichiarati "già pronti" per l'iniezione e disponibili sul mercato. Vista l'impossibilità di trattare tutte le murature e tutte le miscele possibili si è cercata una sistematizzazione del problema, individuando alcuni tra gli elementi caratteristici che influenzano l'iniettabilità delle murature in oggetto e cercando di definire delle idonee procedure di qualificazione delle proprietà richieste.

Studi effettuati da diversi autori (Paillere, 1978; Miltiadou, 1990), hanno dimostrato l'influenza sull'iniettabilità di miscele (essenzialmente a base cementizia) delle aggiunte di fine, di additivi fluidificanti, della finezza del legante e della procedura di miscelazione. Le indagini sperimentali disponibili sono però effettuate mediante test d'iniettabilità alla colonna di sabbia, che poca attinenza ha con le situazioni di porometria e le tipologie di materiali riscontrabili nelle murature reali. Numerosi contributi sull'influenza del tipo di legante e delle aggiunte di fine mediante test di iniettabilità su cilindri estratti da varie murature esistenti o ricostruiti in laboratorio, forniti dal gruppo di ricerca del Politecnico di Milano (prof. L. Binda e prof. G. Baronio), hanno dimostrato la maggior attendibilità di questo tipo di test per la valutazione della bontà della miscela.

Alla luce di quanto riportato in bibliografia, si è concentrata l'attenzione su due parametri fondamentali dell'iniettabilità: l'additivazione delle miscele (che influenza il rapporto acqua/legante e la fluidità delle stesse) e la granulometria del supporto (indicativa della presenza di vuoti).

Per svincolarsi da parametri non controllabili, si è identificata innanzitutto una tipologia muraria multistrato sufficientemente rappresentativa nella casistica documentata in letteratura (dimensioni e composizione della sezione, con particolare attenzione alla percentuale di vuoti presente nel nucleo), con la quale è stata realizzata una serie di modelli fisici da testare in laboratorio a compressione monoassiale. Si sono quindi indagate le proprietà reologiche di un prodotto base, utilizzato per la formulazione di miscele da iniezione (una semplice calce idraulica naturale), testato sia singolarmente che con aggiunta di due tipi di additivi (fluidificante e ritentore d'acqua, considerati sia separatamente che in combinazione).

La reologia delle miscele così individuate è stata qualificata sia a livello intrinseco (misura della fluidità minima e stabilità, proprietà senza le quali il prodotto non sarebbe neppure iniettabile), che in relazione al supporto scelto (prove di iniettabilità in cilindri riempiti con materiale costituente il nucleo interno dei muri). In particolare, lo studio è stato ampliato a quattro tipologie di supporto, diversificate per granulometria (tre singole ed una mista, di cui quest'ultima ha costituito il riempimento dei modelli fisici).

Questa fase dello studio ha permesso di individuare la miscela additivata più idonea alla tipologia di supporto considerata, che è stata utilizzata per l'effettiva iniezione dei muri. L'iter seguito è passato attraverso la definizione e l'ottimizzazione di procedure di prova specifiche, affinate durante lo studio stesso.

I modelli fisici sono stati testati anche con le tecniche della ristilatura e tirantini trasversali, di cui non esistono grossi contributi in letteratura, utilizzati anche in combinazione tra loro e con le iniezioni. L'efficacia degli interventi è stata valutata con procedure di prova a diverso grado d'invasività, e si sono aggiornati modelli analitici di predizione della resistenza.

3. RICERCA BIBLIOGRAFICA ED APPROFONDIMENTI

3.1 *Caratteristiche tipologiche delle murature in pietra*

3.1.1 *Aspetti generali ed indirizzi di ricerca*

Esistono diversi approcci per la classificazione delle murature in pietra, basati su differenti aspetti caratteristici delle stesse. La catalogazione "classica", riportata nei testi a carattere manualistico (Carbonara, 1996; Giuffrè, 1990), si limita a descrizioni generali sulla geometria dei conci e sull'apparecchiatura del paramento (sia in facciata che in spessore); i possibili materiali costituenti sono ridotti alla presenza o meno di malta o del conglomerato interno nei muri a sacco, senza ulteriori specificazioni.

L'esigenza di tutela del patrimonio storico e la necessità d'intervento strutturale, soprattutto in seguito ad eventi sismici, hanno spinto vari gruppi di ricerca ad approfondire l'argomento, ricercando classificazioni sempre più dettagliate, comprensive di informazioni indicative del comportamento meccanico delle murature.

In Italia, il lavoro, non facile, è stato svolto principalmente nell'ambito di progetti CNR-GNDT (Consiglio Nazionale delle Ricerche-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) a cui fanno capo numerose università e gruppi di ricerca. La raccolta sistematica di informazioni generali e particolari sugli edifici danneggiati da terremoti succedutesi in Italia nell'ultimo ventennio (Irpinia 1980, Abruzzo 1984, Basilicata 1990, Reggio Emilia 1996, Umbria-Marche 1997 e Pollino 1998) ha permesso di definire ed affinare delle schede di rilievo a diverso livello di dettaglio (GNDT, 1993) finalizzate alla valutazione della vulnerabilità sismica degli agglomerati urbani. Inoltre, l'analisi statistica dei dati rilevati, ha consentito una mappatura territoriale delle tipologie murarie e dei materiali lapidei prevalenti (Zuccaro et al, 1999). Recenti sviluppi della ricerca (GNDT, AA. VV., 2000) propongono una catalogazione delle murature secondo la loro tessitura, distinguendola in irregolare, sbazzata e regolare, e considerando la presenza o meno di ricorsi in laterizio (v. abaco di Fig. 1). Lo studio lamenta la necessità di acquisire ulteriori informazioni sulle murature osservate, in particolare sulla qualità della malta e sul collegamento trasversale dei paramenti.

Per avere un protocollo completo dei dati necessari alla qualificazione e caratterizzazione delle murature bisogna fare riferimento agli studi condotti dal Politecnico di Milano negli ultimi anni (prof. L. Binda, prof. G. Baronio e collaboratori). La raccolta sistematica di oltre 250 sezioni murarie in diverse regioni d'Italia (Lombardia, Trentino, Friuli, Veneto, Liguria, Emilia Romagna, Abruzzo, Marche, Toscana, Umbria,

Basilicata e Sicilia) ha permesso la costruzione di un data-base, che si è via via ampliato con informazioni sui materiali e sul comportamento della struttura (Binda, Baronio, Penazzi et. al., 1999). Il sistema d'archiviazione si basa sulla compilazione di una scheda comprensiva di informazioni generali sull'edificio, dati qualitativi sulla tipologia (materiali, tessitura e sezioni trasversali), analisi e prove di laboratorio sui materiali (chimiche, mineralogiche, fisiche e meccaniche) ed indagini in situ (prove con i martinetti piatti, prove soniche).

Per la classificazione tipologica si individuano quattro parametri di base, descritti da voci "principali" e "di approfondimento" più dettagliate e specifiche (Binda, 1998); essi sono:

- gli elementi lapidei, identificati da forma e litotipo di appartenenza, oltre che da lavorazione, provenienza, dimensioni, colore, e stato di conservazione;
- posa in opera dei paramenti esterni: tessitura o apparecchiatura, con rilievo della presenza di ricorsi o zeppe;
- la sezione, con riferimento alla tipologia costruttiva: numero di paramenti e loro spessore, tipo di ammorsamento, presenza di diatoni, o di zeppe, piani di posa, dimensione e distribuzione dei vuoti, percentuali dei componenti (pietra, malta, vuoti);
- la malta usata per connettere gli elementi lapidei (si escludono intonaci o malte per ristilatura dei giunti), individuata innanzitutto dalla sua consistenza e, secondariamente, da funzione, spessore dei giunti, colore, e diametro, forma e colore dell'aggregato.

Si capisce come tutte queste voci siano intimamente collegate ed interdipendenti, e come tutte possano fornire informazioni dirette ed indirette sulla resistenza e, più in generale, sul comportamento meccanico del muro: la forma degli elementi lapidei influenza la tecnica costruttiva, così come l'apparecchiatura (corsi regolari o meno), l'eventuale presenza di giunti di malta regolari o di un certo spessore, di zeppe, etc..; dalla presenza o meno dei piani di posa si possono intuire i possibili cinematismi; la presenza di diatoni dà un'informazione sul grado di ammorsatura dei paramenti e quindi sui potenziali fenomeni di spanciamiento; dalla presenza, dalla distribuzione e dalla dimensione dei vuoti si può capire la qualità di fabbricazione, lo stato di degrado, ed i possibili tipi di intervento sul muro.

A tale proposito, lo studio delle sezioni, come ribadito, riveste un ruolo fondamentale. Le classificazioni generali si riferiscono al numero dei paramenti e al grado di ammorsamento degli stessi (Binda, Fontana & Mirabella, 1993; Abbaneo et al., 1993;

Egermann, 1993). L'elaborazione dei dati rilevati dal Politecnico di Milano nell'ambito di un primo programma di ricerca su edifici storici danneggiati dai terremoti della Liguria (1887) e del Friuli (1976) ha condotto alla suddivisione in tre categorie tipologiche principali, a loro volta divise in sottogruppi (v. Fig. 2) (Abbateo et al., 1993):

- *murature ad un paramento*, costituite da elementi lapidei annegati nella malta e disposti disordinatamente; gli elementi possono essere:
 - irregolari: di forma grezza e con disposizione a "puzzle"; i giunti di malta sono spessi e irregolari od orizzontali (attraverso la sezione);
 - regolari: ottenuti da pietre simili per dimensione e forma e disposti più regolarmente (pietre sbozzate di forma allungata disposte sfalsate a strati orizzontali o pietre sbozzate di forma più compatta disposte a strati orizzontali con collegamenti trasversali abbastanza regolari);
- *murature a due paramenti*, in cui si riconosce la posa in opera di due strati di pietre; si distinguono due sottogruppi:
 - paramenti esterni *accostati*, completamente separati da un giunto verticale che può essere di malta oppure addirittura vuoto;
 - paramenti *ammorsati*, con pietre contrapposte che si sovrappongono leggermente al centro del muro (alcune volte non più di 2 cm);
- *murature a tre paramenti*, con strato interno di dimensioni paragonabili a quelle dei paramenti esterni (per non confonderle con le cosiddette murature "a sacco") costituito da materiale di riempimento (pietre più piccole e malta) sciolto o solo parzialmente legato.

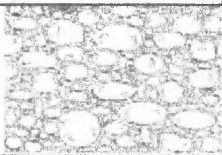
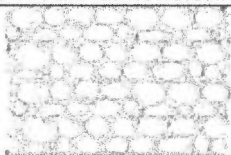


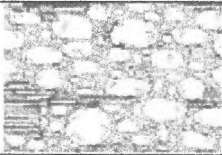





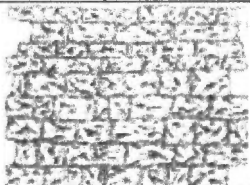
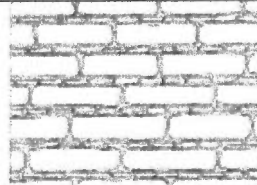
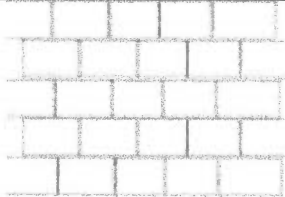
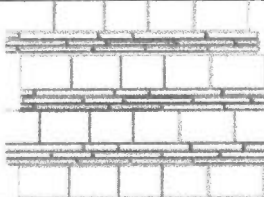
Muratura irregolare			
Pietra arrotondata: ciottoli di fiume di piccole e medie dimensioni		Pietra grezza: scapoli di cava, scaglie e pietre di pezzature varie	
			
			
Muratura sbazzata			
Pietra nastriforme: elementi da rocce che si sfaldano lungo piani orizz.		Pietra pseudo-regolare: pietra sommariamente lavorata	
			
Muratura regolare: Pietra squadrata			
			

Fig. 1: Abaco delle murature basato sul paramento esterno (GNDT, AA. VV., 2000).

Il grado di ammorsamento condiziona in modo determinante il comportamento meccanico del muro, poiché influisce sul confinamento del nucleo interno e sull'effetto di spanciamiento dei paramenti esterni. Una distinzione dei sistemi di connessione tra gli strati è data da Egermann (1993), che definisce quattro condizioni tipiche (v. Fig. 3): il modello a comportamento monolitico, in assenza di stratificazione; la connessione a rete, con collegamenti trasversali continui più o meno regolari; quella ad immorsatura, con connessioni non passanti; infine, la connessione piana, con semplice accostamento dei paramenti.

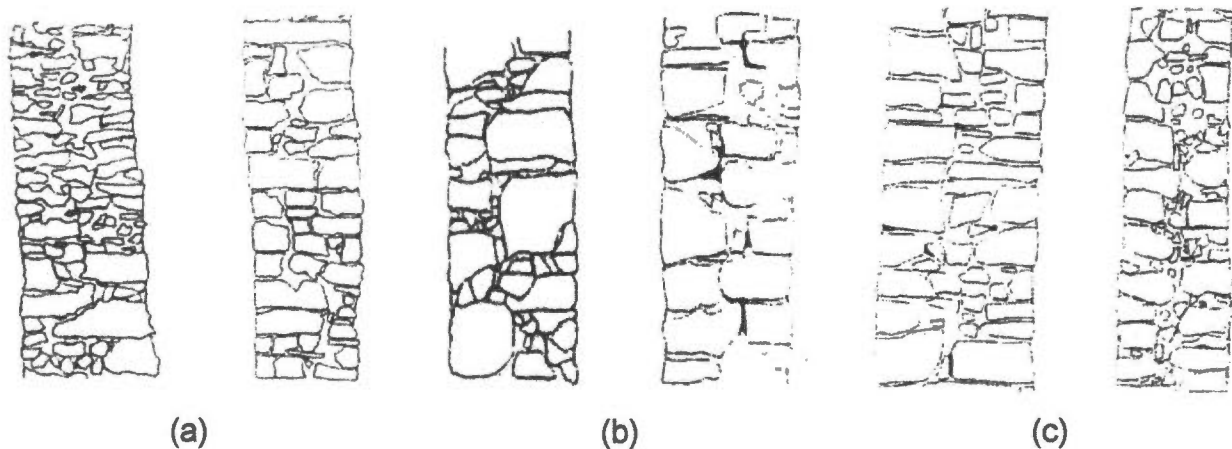


Fig. 2: Classificazione delle murature in pietra secondo il numero di paramenti (Abbanco et al., 1993): murature ad un paramento (a), murature a due paramenti (b), murature a tre paramenti (c).

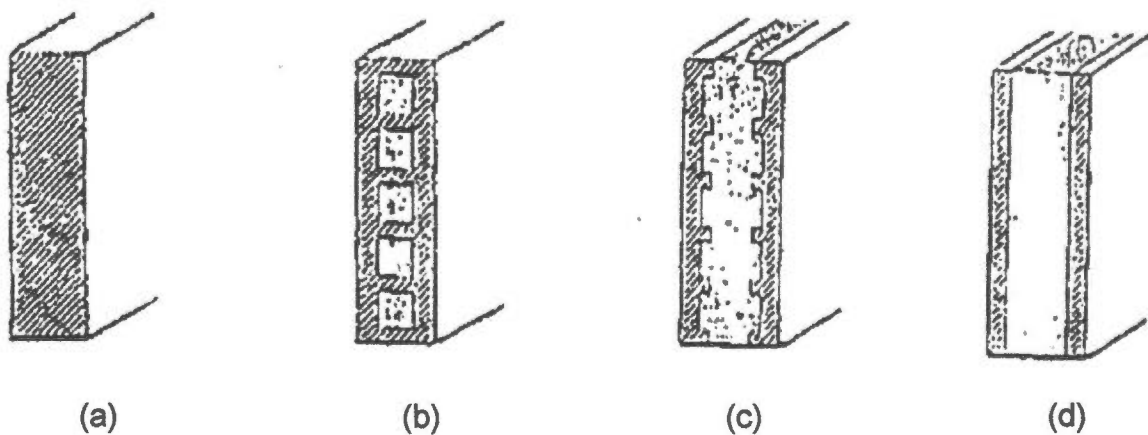


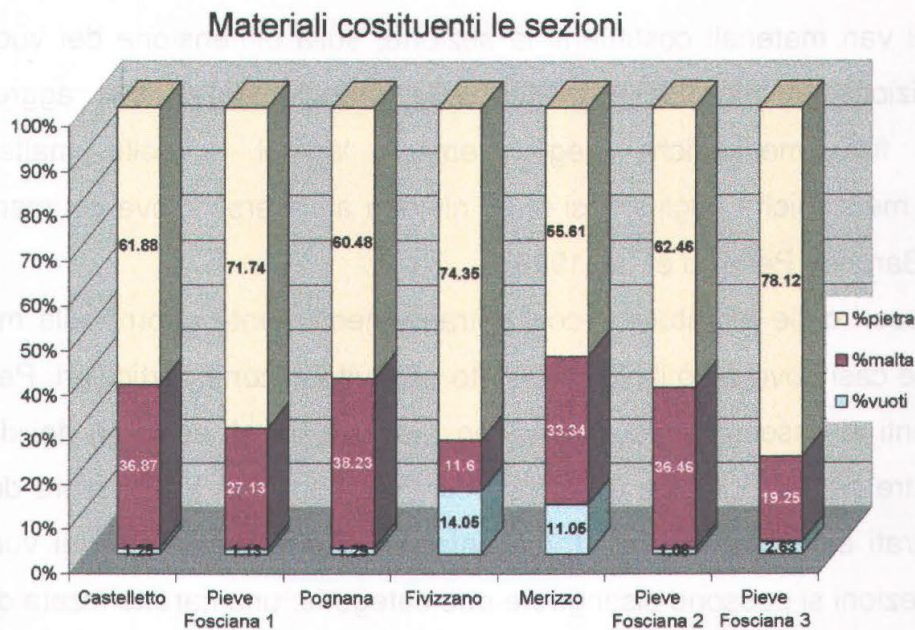
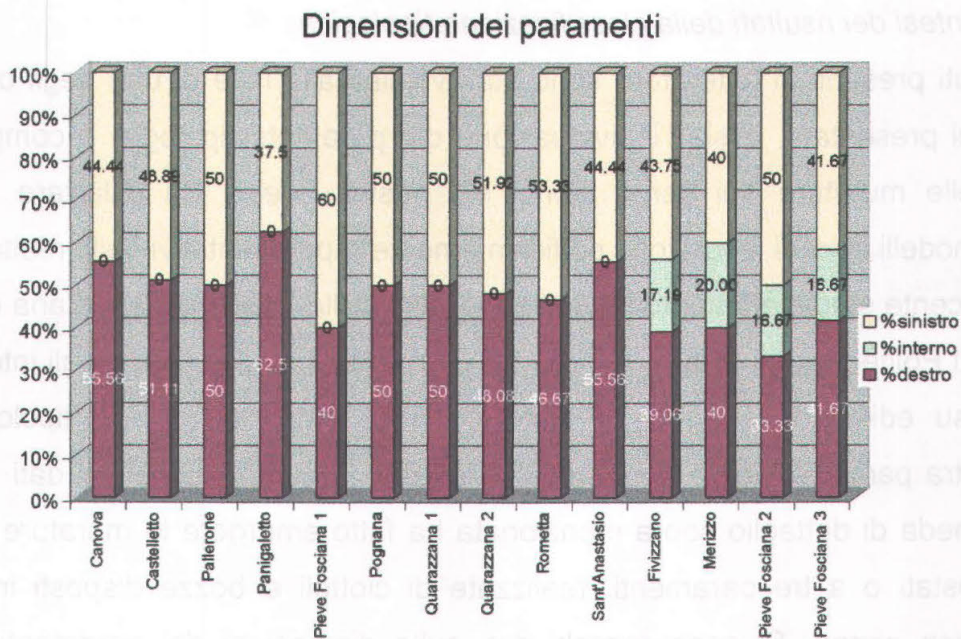
Fig. 3: Connessioni tra i paramenti delle murature (Egermann, 1993): conglomerato monolitico (a), connessione a rete (b), ad immorsatura (c), e piana (d).

3.1.2 Sintesi dei risultati della classificazione tipologica

I contributi presenti in letteratura sono stati vagliati alla luce di uno degli obiettivi della ricerca qui presentata, ossia l'individuazione dei parametri tipologici e compositivi caratteristici delle murature dei centri storici del nostro Paese, da utilizzare per la costruzione di modelli fisici di laboratorio sufficientemente rappresentativi della realtà.

Da un recente studio effettuato in diverse località della Toscana (Lunigiana e della Garfagnana) dal Politecnico di Milano (Binda, 1998), finalizzato alla scelta degli interventi da realizzare su edifici danneggiati, è stato possibile individuare delle tipologie di murature in pietra particolarmente ricorrenti in tale zona. L'elaborazione dei dati rilevati mediante la scheda di dettaglio sopra menzionata ha fatto emergere le murature a due paramenti accostati o a tre paramenti, realizzate di ciottoli e bozze disposti in corsi suborizzontali con zeppe. Si sono raccolti dati sulle dimensioni dei paramenti, sulle percentuali dei vari materiali costituenti la sezione, sulla dimensione dei vuoti presenti, sulla composizione chimica delle malte, sulla granulometria degli aggregati, sulle caratteristiche fisico-meccaniche degli elementi lapidei e delle malte, e sulle caratteristiche meccaniche degli stessi muri, rilevate attraverso prove coi martinetti piatti doppi (Binda, Baronio, Penazzi et. al, 1999).

Gli spessori delle murature si concentrano mediamente attorno alla misura di 50 cm, esclusi due casi dove però il rilievo è stato eseguito in zone particolari. Per le sezioni a due paramenti si osserva, mediamente, un rapporto tra gli spessori dei due strati di circa 1:1, mentre per le murature a tre paramenti i rapporti tra lo spessore del nucleo e quello degli strati esterni è di circa 1:2. Confrontando le percentuali dei vuoti presenti nelle singole sezioni si possono distinguere due categorie: una caratterizzata da un range con estremi dell'1,13% e del 3,8% di vuoti, e l'altra compresa tra l'11,05% e il 14,04% (v. Fig. 4). Tali percentuali sono indicative della possibilità di effettuare iniezioni e di ottenere un effettivo beneficio da esse: mentre con percentuali attorno al 15% (caso di Merizzo e Fivizzano) ci si può aspettare un buon esito dell'intervento (a parità di altre condizioni), all di sotto del 2% di vuoti la muratura non è iniettabile, o l'intervento d'iniezione ha scarsi risultati, a meno che i vuoti presenti siano di grandi dimensioni (caso di Pognana).



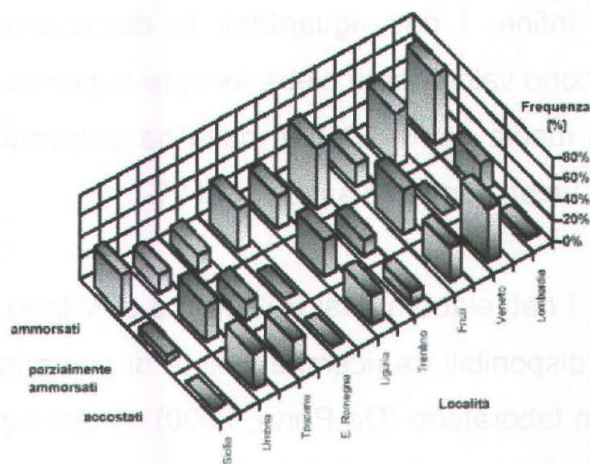
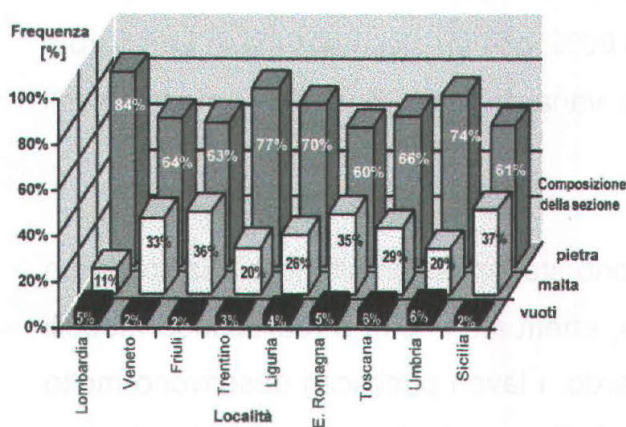
rilevate

Fig. 4: Sintesi dei risultati del rilievo di sezioni in Toscana (Binda, Baronio, Penazzi et. al, 1999).

Le malte sono prevalentemente di calce aerea, presentano in forma polverulenta e friabile (50% dei casi), con resistenze variabili da 1,2 a 8,7 MPa; quelle lievemente idrauliche o bastarde (queste ultime utilizzate a partire dagli anni '20) sono generalmente le più resistenti. Le pietre più resistenti sono le arenarie, anche se pure il calcare arriva a valori di resistenza attorno ai 100 MPa. Decisamente meno resistente è il travertino (4 MPa), che però viene utilizzato assai più di rado nelle murature.

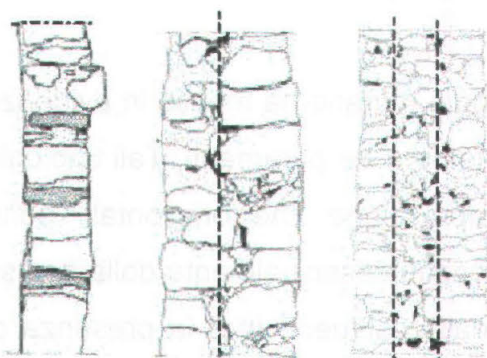
Sulla base dei risultati di queste indagini lo stesso gruppo di ricerca ha allargato il campionamento delle murature a più aree geografiche, riuscendo a confermare la validità

della classificazione già proposta, ed ampliando la conoscenza delle caratteristiche delle murature con la raccolta di nuovi dati, validi su quasi tutto il territorio nazionale (Fig. 5).



Distribuzione dei componenti delle sezioni

Ammorsamento dei paramenti murari



Località'	Sezioni murarie			Spessore medio [cm]
	1	2	3	
Lombardia	2%	96%	2%	55,2
Friuli	0%	96%	4%	81,5
Trentino	8%	84%	8%	48,6
Veneto	0%	100%	0%	81,5
Liguria	0%	94%	6%	N.R.
E. Romagna	0%	40%	60%	N.R.
Toscana	1%	58%	41%	51,7
Umbria	0%	83%	17%	64,1
Sicilia	38%	44%	19%	51,5

Tipiche sezioni ad uno, due e tre paramenti: morfologia e dimensioni dei paramenti.

Fig. 5: Sintesi dello studio tipologico di sezioni rilevate sul territorio italiano (Binda, Baronio, Penazzi et. al, 1999)

Da questi grafici riassuntivi si può innanzi tutto osservare come, tranne che in Sicilia, la presenza di murature ad un solo paramento sia molto scarsa in tutte le regioni d'Italia, costituendo un massimo dell'8% del costruito. La maggior parte delle murature, eccetto che in Emilia Romagna dove prevalgono le sezioni a tre paramenti, sono a due paramenti; ad ogni modo, le sezioni a tre paramenti, scarsamente presenti solo nell'area del Nord Est (Veneto 0%, Lombardia 2%, Friuli 4%), nel resto del paese rappresentano percentuali consistenti, variabili dal 6% al 60%.

Questi dati vanno posti in relazione ai valori delle frequenze delle caratteristiche di ammorsamento dei paramenti murari: in Veneto, per esempio, dove il 100% delle sezioni rilevate sono a due paramenti, si nota l'assenza di casi di parziale ammorsamento tra gli strati, ed una distribuzione del 50% di muri con paramenti ammorsati oppure

semplicemente accostati. Ci si può rendere conto di come, pur essendo l'intera tipologia veneta rilevata a due paramenti, questa differenza nella connessione degli strati che compongono il muro distingue due classi di murature molto diverse tra loro.

Infine, i dati riguardanti la distribuzione percentuale di vuoti, malta e pietre, forniscono valori per le pietre sempre superiori al 60%, con un picco all'84% in Lombardia e una media del 68,8%; la malta ha percentuali variabili dall'11% al 37%, mentre per i vuoti i valori sono tutti superiori al 2%.

I dati elaborati dal Politecnico di Milano sono stati messi in ulteriore relazione con quelli disponibili da ricerche isolate di altri autori, effettuate in sito o realizzando modelli fisici in laboratorio (Da Porto, 2000). A tale riguardo, i lavori pubblicati descrivono molto spesso in modo incompleto le sezioni e i materiali, e pertanto il quadro che è stato possibile tracciare presenta il medesimo difetto. La sintesi dei dati elaborati è riportata in Tab. 1 e Tab. 2².

In conclusione, lo studio bibliografico sulle tipologie murarie ha messo in evidenza la diffusione prevalente di murature a due strati accostati o a tre paramenti. Tali tipologie particolarmente vulnerabili sia sotto carichi di compressione che orizzontali, sono caratterizzate da meccanismi di collasso comuni, influenzati essenzialmente dalla scarsa connessione trasversale e dall'incoerenza tra i materiali costituenti (per la presenza di vuoti). La scelta finale delle murature da indagare sperimentalmente è, pertanto, ricaduta sulle murature in pietra a tre paramenti, le cui caratteristiche sono riportate in Tab. 2. Oltre all'interesse per una tipologia suscettibile di interventi diversificati, la scelta è stata guidata anche dalla disponibilità, in letteratura, di altri studi su modelli fisici di muri a tre paramenti, coi quali confrontare i risultati ottenuti.

² Nella tabella di sintesi finale, per le caratteristiche della sezione, non si è tenuto conto di sezioni di spessore particolarmente rilevante, in quanto appartenenti a strutture non ordinarie, quali i pilastri della Cattedrale di Noto, o a mura ciclopiche o di sostruzione. Per le caratteristiche della malta e degli elementi lapidei si sono considerati anche i valori riguardanti murature a due paramenti accostati in quanto, da questo punto di vista, non presentano particolari differenze con i muri a tre paramenti.

Tab. 1: Sintesi dell'indagine bibliografica su murature di pietra a più paramenti accostati.

Provenienza sezione (ref. bibl.)	Numero paramenti	CARATTERIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI							Dim. vuoti	Litotipo	Dim. (cm)	Porosità %	Coeff. di assorb. %	Res. comp. (MPa)	Res. traz. (MPa)	CARATTERIZZAZIONE DELLA MALTA						
		Spessore paramenti				Composizione sezione										Composizione	Spessore giunti	Porosità %	Coeff. di assorb. %	Res. comp. (MPa)	Res. traz. (MPa)	
		Tot.	dx	sx	Int.	% pietra	% malta	% vuoti														
Mura di Este (PD) (Giuffrè, 1990)	3 param.	-	-	-	-	-	-	42.4 in cilindri di prova	-	-	-	-	-	-	-	Calce idraulica, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	0.34	0.08	
Fritoli (Borea, 1992)	3 param.	38.00	-	-	-	72.96	1.01	0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3 param.	36.00	-	-	-	69.89	1.21	0.06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3 param.	47.00	-	-	-	75.06	0.76	0.28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	2 acc./3	49.00	-	-	-	2.95	1.01	0.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Rovereto (TN) (Modena, 1999)	2 param. accostati	60.00	-	-	-	-66	-28	-4	Piccolo medie	Calcere bianco e rosso di Verona	-	0.11	0.05	-	-	Calce idrata, aggr. calcareo	-	1.02	0.59	-	-	
Vilabrona (B) (Modena, 1999)	3 param.	45/50	16/16	16/16	13/14	2.89	1.22	0.06	Medie >2 <4cm	Calcere, arenaria, dolomia	-	-	-	-	-	Calce idrata, aggr. calcareo, terra	-	0.66	0.42	-	-	
Montescaglioso (MT) (Carbone, 1985)	3 param.	60/120	-	-	-	3.50	0.50	0.09	-	Calcarenite di Gravina	-	-	0.84	-	-	calce calcarea, legante aereo	-	-	-	-	-	
Cattedrale di Noto (SR) (Anzani, 1999)	3 param.	240/200	30/40	30/40	180/120	-	-	-	-	Calcarenite di Noto nucleo: travertino, arenaria calcarea (anche mattoni)	~30 <15cm <25cm	-	-	0.78 0.22	0.09 0.04	calce, piccoli aggregati calcarei	-	-	-	-	-	
Spilimbergo (PN) (Modena, 1989)	3 param.	55.00	-	-	-	-	-	-	-	Tufo, calcare (anche mattoni)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Palazzo Scalfigno (VR) (Binda, 1999)	3 param.	80.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Mettarello (TN) (Binda, 1999)	2 acc./3	50.00	-	-	-	-	-	-	-	-	6/56cm	-	-	-	-	-	1-4 cm	-	-	-	-	-
Fraveggio (TN) (Binda, 1999)	2 param. accostati	67.00	-	-	-	-	-	-	-	-	6/44cm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Nevsevi (BL) (Binda, 1999)	3 param.	48.00	-	-	-	-	-	-	-	Calcere, dolomia	3/60cm	-	-	-	-	-	1-4 cm	-	-	-	-	-
Badia Calviense (VR) (Binda, 1999)	3 param.	66/91	-	-	-	-	-	-	-	-	Medie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Casteletto (LU) (Binda, 1998)	2 param. accostati	45.00	23.00	20.00	-	61.86	36.87	0.06	Medie > 1cm < 5cm	Arenaria, calcare marnoso, travertino	Medio grandi >15cm	-	0.05 0.03	4.50 88.00	0.26 0.09	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	0.09	-
	2 param. accostati	64.00	25.00	28.00	11.00	74355.00	0.46	14044.00	-	Arenaria, calcare marnoso, travertino	Medio grandi >15cm	-	-	0.02	76.00	0.18	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	-
Pognans (MS) (Binda, 1998)	2 param. accostati	50.00	25.00	25.00	-	2.53	1.60	0.06	Piccole < 1cm	Arenaria, calcare, travertino	Medio grandi >15cm	-	-	0.06	101.00	2872.00	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	0.04
	2 param. accostati	50.00	20.00	30.00	-	71.74	1.13	0.05	Piccole < 1cm	Ar. macigno grigia, ar. macigno marrone	Medio grandi >15cm	-	-	0.01	116.00	-	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	7-8 cm	-	-	-	0.21
Pieve Fosciene (LU) (Binda, 1998)	3 param.	60.00	20.00	30.00	10.00	2.62	1.53	0.05	Medie > 1cm < 5cm	Ar. macigno grigia, ar. macigno marrone	Medio piccole <25cm	-	-	-	-	-	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	-
	3 param.	60.00	25.00	25.00	10.00	3.26	0.81	0.13	Medie > 1cm < 5cm	Ar. macigno grigia, ar. macigno marrone	Medio piccole <25cm	-	-	-	-	-	Calce aerea, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	-
San'Anastasio (LU) (Binda, 1998)	2 param. accostati	45.00	20.00	20.00	5.00	2.24	1.85	0.15	Medio grande > 1cm	Arenaria calcifica, arenarie macigno	Medio grandi >15cm	-	0.04 0.06	89.00 89.00	-	Legante carbonatico, aggr. calcareo e siliceo	-	-	-	-	-	-
	3 param.	63.00	-	-	-	2.59	1.24	0.35	-	-	-	-	-	-	-	Legante calcareo, aggr. siliceo	-	-	-	-	-	
Catania (Binda, 1999)	3 param.	63.00	-	-	-	2.67	1.50	0.03	-	-	-	-	-	-	-	Legante calcareo, aggr. siliceo	-	-	-	-	-	
	3 param.	63.00	-	-	-	2.74	1.39	0.06	-	-	-	-	-	-	-	Legante calcareo, aggr. siliceo	-	-	-	-	-	
Merizzo (MS) (Binda, 1998)	3 param.	50.00	20.00	20.00	10.00	55.61	1.40	0.46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
N.T.U. Atene (Grecia)* (Vintzileou, 1995)	3 param.	40.00	13.00	13.00	14.00	-	-	10.5/14 ?	-	Calcere	Medio grandi	-	-	100.00	-	Portland 6%, calce idrata 12%, sabbia 82%	-	-	-	-	0.09	-
K.U. Leuven (Belgio)* (Pisano, 1999)	3 param.	40.00	13.00	13.00	14.00	-	-	0.55	-	Calcere grigio di Gobertage	Medio grandi >15cm	-	-	55.00	0.21	Portland 7%, calce idrata 14%, sabbia 79%	1-4 cm	-	-	-	0.13	0.04

* muri realizzati in laboratorio.

Tab. 2: Sintesi finale delle caratteristiche tipologiche delle sezioni e delle proprietà dei materiali di muri a più paramenti accostati.

	CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE								CARATTERIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI						CARATTERIZZAZIONE DELLA MALTA						
	Spessore paramenti				Composizione sezione				Dim. vuoti	Litotipo prevalente	Dim. (cm)	Porosità %	Coeff. di assorb. %	Res. comp. (MPa)	Res. traz. (MPa)	Composizione prevalente	Spessore giunti	Porosità %	Coeff. di assorb. %	Res. comp. (MPa)	Res. traz. (MPa)
	Tot.	dx	sx	int.	% pietra	% malta	% vuoti														
MURI A TRE PARAMENTI REALI																					
Valori medi	53	19.8	21.8	11.4	69.13	27.31	3.56	Medie > 1cm < 5cm	Calcare	Medio grandi ~30	1.93	0.52	81	2.755	Calce aerea con aggregati calcarei	1-4 cm	21.93	11.805	4.625	2.9	
									Arenaria	Medie >15cm <25cm	-	1.11	95.75	4.301							
Valori massimi	66	25	30	14	84.5	36.46	11.05	5 cm	Calcare	~60	-	0.74	86	3.84	-	8 cm	23.93	14.03	8.8	-	
									Arenaria	~15	-	2.56	116	5.73							
Valori minimi	36	16	16	10	55.61	12.6	0.38	1 cm	Calcare	~15	-	0.35	76	1.67	-	1 cm	19.93	9.58	1.2	-	
									Arenaria	~25	-	0.59	61	2.872							
MURI A TRE PARAMENTI REALIZZATI IN LABORATORIO																					
Valori medi	40	13	13	14	-	-	12/13.75	-	Calcare	Medio grandi	-	-	77.5	5.4	Leg.cementizio e calce idrata, rapp. L/S 1:4	1-4 cm	-	-	2.55	1.2	
VALORI ADOTTATI NELLA SPERIMENTAZIONE SU MODELLI FISICI DI MURI IN PIETRA A TRE PARAMENTI																					
Valori medi	50	18	18	14	68	22-17	10-15	Medio grandi	Calcare	Medio grandi >15cm	-	0.36	164.41	9.53	Calce idraulica e idrata, rapp. L/S 1:4	1-4 cm	-	12.66	1.58 (28gg)	0.33 (28gg)	

3.2 Comportamento meccanico delle murature in pietra

3.2.1 Aspetti generali

I problemi strutturali comuni alle murature degli edifici storici sono legati a svariate condizioni: le proprietà meccaniche dei materiali, le caratteristiche tipologico-costruttive, (tessitura, sezioni, etc., parametri descritti nel paragrafo precedente), lo stato di manutenzione e di degrado, la connessione tra gli elementi verticali, e di questi con gli orizzontamenti, da cui dipende il comportamento globale della costruzione.

Rispetto ad altre tipologie murarie (es. quelle in mattoni di laterizio), le murature multistrato in pietra, caratterizzate da forte disomogeneità costruttiva (presenza di vuoti, uso di materiali "poveri" e poco legati tra loro, apparecchiature generalmente poco o per nulla ammorsate trasversalmente), sono particolarmente vulnerabili agli effetti dei carichi.

La trasmissione delle azioni verticali avviene attraverso superfici di contatto fortemente irregolari, con conseguenti concentrazioni localizzate delle tensioni, e riduzioni drastiche della resistenza a trazione della muratura. La debole connessione trasversale dei paramenti, infine, sviluppa meccanismi di collasso anticipati rispetto alla normale rottura per compressione del materiale. Per tali murature, sia sotto carichi verticali che orizzontali, la capacità portante è limitata essenzialmente da fenomeni di uscita dal piano (Fig. 6), con meccanismi che si manifestano:

- sotto carichi verticali, per instabilità dei singoli paramenti;
- sotto carichi orizzontali, per espulsione localizzata degli strati esterni.

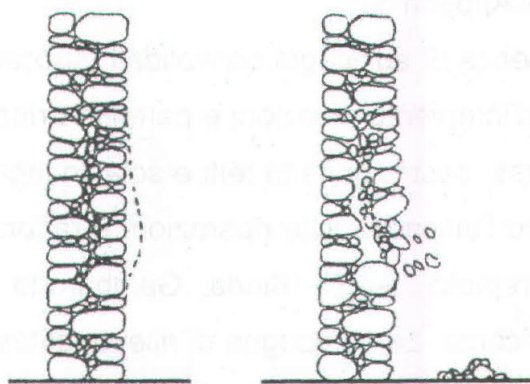


Fig. 6: Rottura fuori piano di murature in pietra (Giuffrè, 1993).

È importante ribadire che tali meccanismi, pur potendo agire anche solo a livello locale, possono provocare un danneggiamento grave per la struttura, che può spingersi fino a pregiudicarne la stabilità stessa. Essi sono, infatti, particolarmente deboli, ossia possono verificarsi per sollecitazioni anche molto limitate, ed in presenza di condizioni

che normalmente assicurano la stabilità globale di un edificio³.

Le difficoltà insite nella conoscenza delle murature in pietra rendono complessa anche la formulazione di modelli analitici generalizzabili per l'interpretazione del comportamento strutturale. Le riproduzioni in laboratorio per gli studi sperimentali, le indagini di caratterizzazione in sito e l'osservazione diretta su murature reali si rivelano mezzi di diagnosi indispensabili a riguardo.

Nel corso della presente ricerca, al fine di chiarire i principali aspetti caratterizzanti il comportamento di murature in pietrame, sono stati raccolti e sintetizzati i dati relativi a diverse sperimentazioni realizzate sia in sito che in laboratorio; ciò ha permesso di individuare e quantificare i campi di variabilità delle proprietà meccaniche tipiche per tali murature, anche in relazione a diverse tipologie d'intervento (per semplicità espositiva, i risultati sono riportati nel paragrafo relativo alle tecniche di consolidamento).

Infine, la partecipazione diretta ad una estesa campagna di rilievo in alcuni centri danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997 (in collaborazione con il Politecnico di Milano), ha contribuito a completare il quadro generale in cui si è operato.

3.2.2 *Il rilievo dei danni post-sisma Umbria-Marche 1997*

Il recente terremoto verificatosi in Umbria e Marche ha offerto l'occasione di verificare sul campo il comportamento meccanico delle murature in pietra. La tipologia morfologico-costruttiva riscontrata, caratterizzata da edifici a due o tre piani inseriti in impianti urbanistici omogenei, è quella tipica di molti centri storici minori delle zone montane e pedemontane dell'Appennino.

In particolare, la presenza di edifici già consolidati (successivamente al sisma del 1979) con comuni tecniche d'intervento (iniezioni e paretine armate per i muri, tirantature per il collegamento delle pareti, sostituzione di tetti e solai in legno con orizzontamenti in c.a.) ha permesso di valutare l'efficacia delle riparazioni e rafforzamenti attuati su edifici "reali" per effetto di un terremoto "reale" (Binda, Gambarotta et al., 1999), fornendo informazioni molto utili alla ricerca. La campagna di rilievo, estesa a diversi centri colpiti, ha contribuito, infine, all'opera di catalogazione dei meccanismi di collasso implicati negli edifici mediante abachi di più facile consultazione, analogamente a quanto già disponibile per le chiese (CNR, AA. VV., 1994).

In generale, i danni più frequentemente osservati riguardano l'esaltazione degli

³ Per esempio, l'espulsione dei paramenti sotto azioni orizzontali può avvenire anche se è garantita la connessione tra le pareti, e quindi nella condizione di prevalente comportamento scatolare dell'edificio. Alcuni esempi eclatanti del funzionamento sotto carichi orizzontali di murature in pietra sono riportati nel prossimo paragrafo.

effetti di ribaltamento fuori piano, nelle zone vicine agli incroci tra pareti ortogonali e in quelle caratterizzate da discontinuità muraria (per tipo di materiale o carattere costruttivo); lesioni diffuse per rottura a taglio nel piano delle pareti, prevalentemente situate sulle fasce di piano o sui maschi; sfondamenti e martellamenti locali, causati da sconessioni tra le travi degli impalcati e le murature; distacco di vaste porzioni dei paramenti murari, per scadenti qualità costruttive delle murature stesse.

Lo studio ha permesso di evidenziare alcuni importanti aspetti del consolidamento:

- la necessità di rafforzare le murature a più paramenti accostati sia internamente (consolidamento del nucleo, ad es. con iniezioni) che esternamente (sostituzione degli elementi degradati, ossia pietre, ma soprattutto la malta dei giunti, ad es. mediante ristilatura), che nel loro comportamento globale (connessione tra i paramenti).

Molti edifici hanno evidenziato, infatti, crolli fuori piano rovinosi dei paramenti per effetto dell'azione spingente dei diaframmi in c.a. o in presenza di cordoli di collegamento, poiché tale rafforzamento non è stato integrato da un adeguato consolidamento dei muri (Fig. 8). L'espulsione dello strato esterno è stato, comunque, individuato come danneggiamento tipico dei muri con paramenti accostati, anche in assenza di rinforzo dei solai (Fig. 7).

- l'influenza determinante dei difetti di esecuzione: per quanto riguarda le iniezioni, la mancanza di prescrizioni normative sul progetto e controllo del consolidamento si è rivelata nell'impiego di svariate modalità esecutive, prevalentemente caratterizzate dalla distribuzione di pochi fori di grosso diametro nelle pareti e, fortunatamente per casi isolati, dell'assoluta assenza di miscela, in fori "otturati" con altri espedienti (es. pannocchie di granoturco..). Per quanto concerne il placcaggio con paretine di betoncino armato, la causa principale di fallimento della tecnica è la mancanza di confinamento dovuta alla scarsa distribuzione dei tiranti di collegamento trasversale e all'inadeguato ancoraggio degli stessi, oltre che alla insufficiente sovrapposizione delle reti nelle giunzioni o in corrispondenza degli spigoli (Fig. 9).
- la conferma dell'efficacia degli incatenamenti metallici di collegamento dei muri d'ambito, in grado di garantire il comportamento scatolare dell'edificio anche in assenza di interventi "pesanti" sugli orizzontamenti (sostituzione dei solai in legno con quelli di c.a.)⁴.

⁴ Un interessante studio sperimentale a tale proposito è stato effettuato presso l'Università di Lubiana, Slovenia (Tomazevic, Lutman & Weiss, 1996).



Fig. 7: Espulsioni dello strato esterno di murature a più paramenti accostati.



Fig. 8: Azione a "diaframma" di orizzontamenti in c.a. su murature non consolidate.

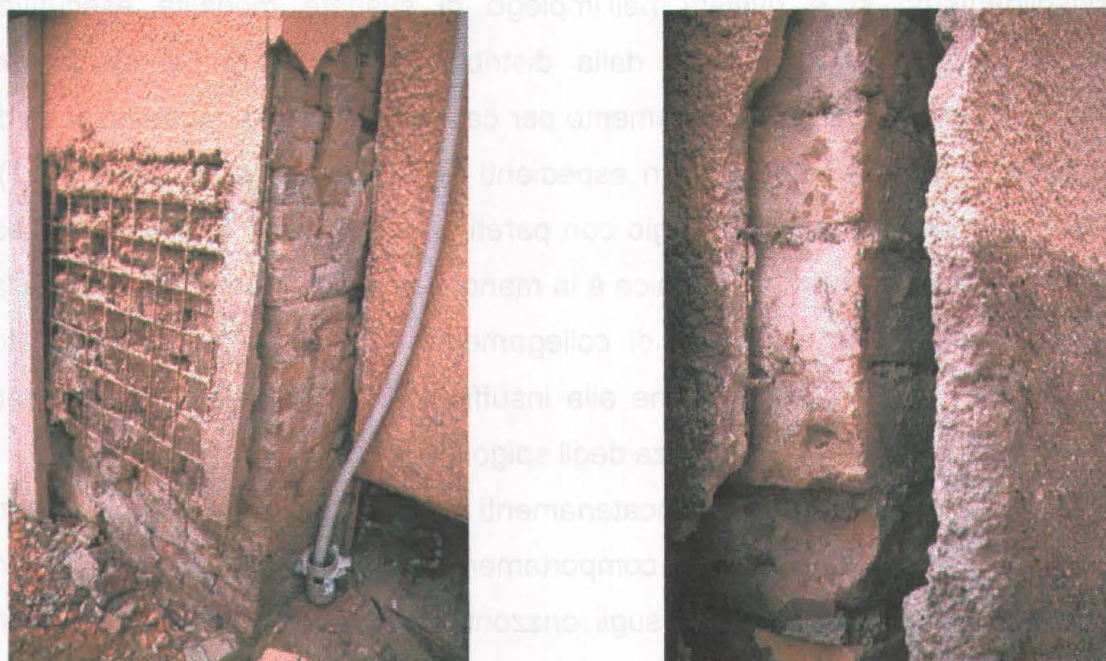


Fig. 9: Inefficacia della tecnica dell'intonaco armato per scarsa connessione trasversale e insufficiente risvolto delle reti sugli angoli.

3.2.3 Modelli interpretativi per murature multistrato

L'influenza della connessione trasversale sul comportamento sotto azioni orizzontali nel ribaltamento è trattata da Giuffrè (1990) per le murature con elementi resistenti regolari.

Alcuni schemi interpretativi applicabili alle murature multistrato in pietra sono proposti da vari autori (Egermann, 1993; Hendry, 1993; Egermann & Neuwald, 1993; Binda, Fontana & Mirabella, 1993 e 1994; Warnecke, 1997), in base a studi sperimentali condotti sia in sito che in laboratorio. Nel complesso, essi individuano i parametri fondamentali da cui dipende la portanza di tale tipologia muraria: i rapporti di rigidezza e di resistenza tra gli strati, i rapporti geometrici degli stessi, sia in termini di spessore che di volume, e le caratteristiche di ammorsamento e di interfaccia.

Com'è noto, la ripartizione dei carichi verticali su murature multistrato segue i rapporti di rigidezza tra gli strati, caricando maggiormente gli strati più consistenti. Un modello in grado di descrivere analiticamente tale comportamento è ricavabile previa assunzione di alcune ipotesi (Egermann, 1993):

- il sistema di connessione tra i paramenti è piano (condizione più sfavorevole), ossia sono presenti solo due diversi componenti (gusci esterni, strato interno) montati su piani tra loro paralleli;
- i gusci esterni sono tra loro uguali per geometria e composizione;
- la lunghezza del muro è infinita, cosicché si possa considerarlo sottoposto ad uno stato piano di deformazione;
- il carico è apportato mediante una piastra rigida, quindi le sollecitazioni sono uniformi e le deformazioni presentano uguale componente nella direzione verticale del carico (condizione di compatibilità, $\varepsilon_e = \varepsilon_i = \varepsilon_z$);
- i tre strati non possono deformarsi trasversalmente né alla base, né alla sommità della muratura (condizioni simmetriche di staticità);
- gli strati sono costituiti da materiali linearmente elastici.

Trascurando l'influenza della deformazione laterale, il comportamento meccanico delle due componenti può essere descritto da due molle in parallelo, cosicché le tensioni dei paramenti esterni ($\sigma_{z,e}$) e del nucleo ($\sigma_{z,i}$) dipendano solamente dai moduli di elasticità (E) e dalla geometria (spessore t , ed area A ; il pedice e si riferiscono agli strati esterni, i a quello interno):

$$\sigma_{ze} = (E_e/E_i) \sigma_{zi} \quad (1)$$

$$\sigma_{zi} = (P/A_i) \cdot (1/(1+2K)) \quad (2)$$

con $K = (E_e \cdot t_e)/(E_i \cdot t_i)$. Il modulo di elasticità del muro multistrato (E_m) si può derivare dai moduli di elasticità delle componenti e dal rapporto delle aree delle loro sezioni. Poiché l'altezza delle componenti è la stessa, il rapporto delle aree si semplifica in quello degli spessori:

$$E_m = (A_i/A) E_i + (A_e/A) E_e \quad (3)$$

con $A_e/A = 2 t_e / (2 t_e + t_i)$ e $A_i/A = t_i / (2 t_e + t_i)$. Si ricava quindi l'equazione generalizzata della tensione, valida per sistemi stratificati con due diversi tipi di componenti (1 e 2):

$$\sigma = (V_1/V) \sigma_1 + (V_2/V) \sigma_2 \quad (4)$$

In un sistema a stratificazioni, dalle curve carico/deformazione è possibile determinare le tensioni dei componenti a partire dalle deformazioni; se, come in questo caso, si è ipotizzato la stessa deformazione a rottura nei due componenti ($\epsilon_{u1} = \epsilon_{u2} = \epsilon_u$), la tensione di rottura f si determina in modo immediato dalle tensioni di rottura dei componenti in rapporto alla loro parte volumetrica:

$$f_{\max} = f_1 (V_1/V) + f_2 (V_2/V) \quad (5)$$

In generale, invece, avviene che le deformazioni a rottura sono diverse; il carico a rottura dell'intero insieme è quindi funzione del carico di rottura del materiale che si rompe con minore deformazione (es. il materiale 1) e del corrispondente livello di tensione degli altri componenti (materiale 2). Tale tensione risulta inferiore di quella precedentemente calcolata:

$$f = f_1 (V_1/V) + \sigma_2 (V_2/V) \quad (6)$$

con $\sigma_2 = E_2 \cdot \epsilon_{u1}$.

Inoltre, essendo impediti spostamenti e deformazioni alla base del muro, si sovrappongono alle tensioni normali delle sollecitazioni di flessione, che hanno il loro

massimo proprio nel punto d'appoggio. La loro diminuzione a partire da quel punto dipende dalla geometria della muratura, dalla resistenza a flessione degli strati esterni e dalla costante elastica del nucleo.

In definitiva, nel caso di muri a tre paramenti con nucleo di scarsa consistenza, i diversi strati interagiscono tra loro influenzando la portanza globale: la capacità portante dei gusci esterni viene ridotta dalla compressione e successiva dilatanza del nucleo, a sua volta confinato dagli strati attigui più rigidi.

Ne risulta che, per azione dei paramenti esterni, il nucleo si trova in condizioni di compressione "più che" monoassiale mentre, viceversa, i paramenti esterni, per effetto del nucleo, sono interessati da uno stato di tensione "meno che" monoassiale. Rispetto al caso monoassiale, le resistenze sono conseguentemente incrementate e ridotte, rispettivamente per il nucleo e per i paramenti esterni (Fig. 10). La rottura si ha per compressione dello strato interno e per pressoflessione di quelli esterni (con influenza determinante della snellezza degli stessi) (Egermann, 1993).

L'andamento degli sforzi-deformazioni per un muro multistrato, dedotto da prove sperimentali di compressione, è riportato in Fig. 11.

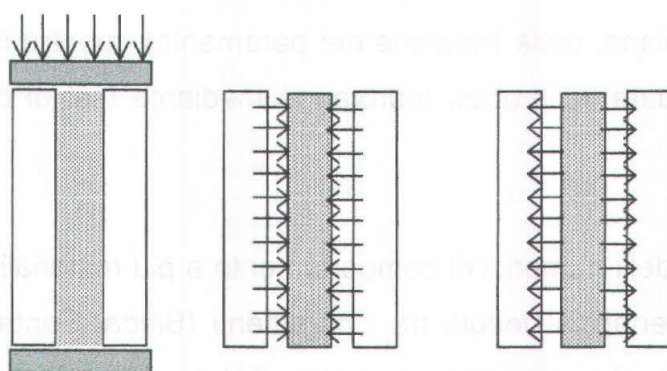


Fig. 10: Influenza reciproca tra i diversi strati di un muro a tre paramenti.

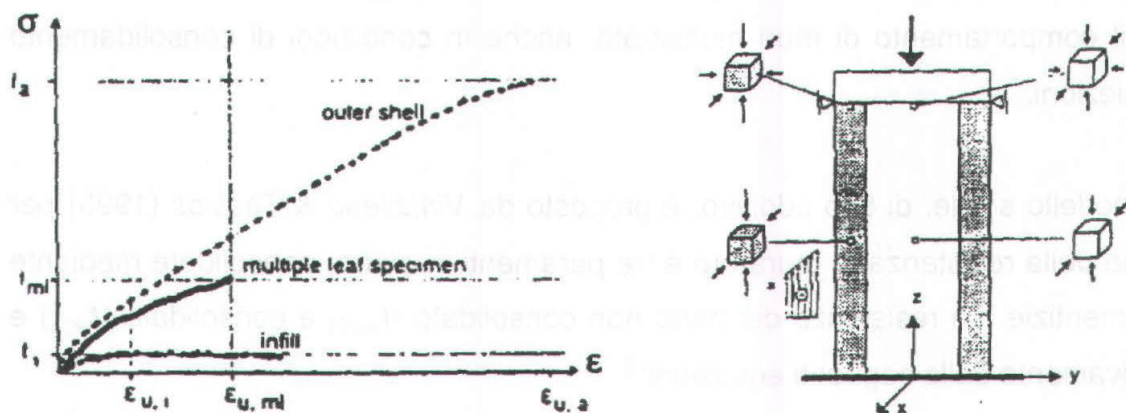


Fig. 11: Comportamento delle componenti del sistema composto e disaccoppiato e distribuzione delle tensioni sulla sezione (Egermann & Neuwald, 1994).

La relazione che individua tale comportamento, interpretabile con un modello teorico a più materiali "corretto" sulla base di risultati sperimentali in laboratorio, è proposta sempre da *Egermann* (1993):

$$f_m = (V_e/V) \cdot \Theta_e \cdot f_{e,k} + (V_i/V) \cdot \Theta_i \cdot f_i \quad (7)$$

L'espressione semplifica il problema valutando la resistenza del muro multistrato in base al contributo di resistenza dei paramenti esterni ($f_{e,k}$) ed interni (f_i) e dei loro rapporti volumetrici (V_e e V_i) rispetto al totale V . I coefficienti correttivi $\Theta_e < 1$ e $\Theta_i > 1$ attribuiscono ai paramenti la loro dipendenza reciproca nel comportamento globale del muro, come sopra descritto. Valori proposti per i due fattori correttivi sono dell'ordine di 0.64-0.82 e 1.23-1.86, rispettivamente per i paramenti esterni e per il nucleo, ma lo stesso autore conferma la difficoltà della loro quantificazione univoca, allo stato attuale delle ricerche. Per la stima delle resistenze in gioco su murature in sito, viene suggerita una relazione per la valutazione della resistenza caratteristica, in funzione della resistenza misurata da prove con i martinetti piatti (oltre che dei valori di snellezza e della direzione prevalente, nel piano, della flessione del paramento), mentre la resistenza del nucleo deve essere effettuata su prelievi (carotaggi) mediante test di compressione in laboratorio.

Sono disponibili modelli numerici di comportamento a più materiali con estensione al caso di presenza di interfaccia debole tra i paramenti (Binda, Fontana & Mirabella, 1993), e modelli analitici che tengono in conto il loro ammorsamento reciproco (Warnecke, 1997), sui quali non ci si dilunga per essenzialità della trattazione. Il criterio a più materiali "corretto", infatti, si configura come quello maggiormente attendibile per descrivere il comportamento di muri multistrato, anche in condizioni di consolidamento mediante iniezioni.

Un modello simile, di tipo additivo, è proposto da *Vintzileou & Tassios* (1995) per la predizione della resistenza di murature a tre paramenti in pietra, consolidate mediante iniezioni cementizie. La resistenza del muro non consolidato ($f_{wc,0}$) e consolidato ($f_{wc,s}$) è data rispettivamente dalle seguenti equazioni:

$$f_{wc,0} = (V_{ex}/V) f_{ex,c} \quad (8)$$

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} + (V_{inf}/V) f_{inf,s} \quad (9)$$

dove V_{ex} , V_{inf} e V sono i volumi dei paramenti esterni, del nucleo e totale; $f_{ex,c}$ e $f_{inf,s}$ sono le resistenze a compressione dei soli paramenti esterni e del nucleo consolidato rispettivamente. Nel modello, quindi, si considerano trascurabili il contributo alla resistenza del nucleo non consolidato per il muro originario, e l'incremento di resistenza dei paramenti esterni per effetto dell'iniezione (riempimento dei vuoti eventuali nei giunti in stretta adiacenza con il nucleo) per il muro consolidato. Le resistenze predominanti sono, infatti, quella dei paramenti per la muratura originaria, e quella del nucleo iniettato a fine intervento. Tali assunzioni trovano giustificazione nei risultati sperimentali condotti dallo stesso Egermann (1993) che aveva misurato, in nuclei di scarsa resistenza, un livello di tensione pari ad 1/5 dello sforzo di compressione nei paramenti esterni; considerando che nella sezione trasversale la parte occupata da materiale alla rinfusa è pari circa ad 1/3, 1/2 dell'intera area, si desume che la porzione di carico verticale portata dal nucleo è solo 1/15, 1/10 dell'intero carico, e quindi trascurabile.

In base a prove meccaniche di compressione su cilindri iniettati (Miltiadou, 1990) e di prove a compressione sulle miscele iniettate, viene proposta la relazione:

$$f_{inf,s} = 2,5 f_{gr}^{1/2} \quad (10)$$

dove $f_{inf,s}$ è la resistenza a compressione dei cilindri iniettati e f_{gr} quella a compressione della miscela. Considerando che solo una quota parte (arbitrariamente assunta dagli autori pari al 50%) della resistenza meccanica della miscela viene attivata per l'incremento della resistenza del muro iniettato, la resistenza del muro consolidato è data da:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} [1 + 1,25 (V_{inf}/V) (f_{gr}^{1/2}/f_{wc,0})] \quad (11)$$

Il modello, quindi, si è notevolmente semplificato, riducendosi alla determinazione dei soli parametri geometrici del muro e di resistenza a compressione della miscela e dei paramenti esterni (ci si svincola, in questo modo, anche dalle prove di compressione su cilindri).

Gli autori propongono anche una relazione tra i moduli di elasticità del muro prima e dopo il consolidamento:

$$E_{wc,s}/E_{wc,0} = 0,85 (f_{wc,s}/f_{wc,0})^{1/2} \quad (12)$$

ed alcune proposte alternative per la stima della resistenza, basate sull'elaborazione di diversi studi sperimentali, simili per condizioni porometriche; il tentativo è, quindi, quello di legare la resistenza del muro consolidato alle quantità effettivamente iniettate di miscela (valore legato alle dimensioni e percentuali dei vuoti esistenti), mediante la relazione:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} [1 + \beta (f_{gr}/f_{wc,0}) (G_{gr}/G_0)^k] \quad (13)$$

dove G_{gr}/G_0 è il rapporto tra il peso della miscela e quello del muro iniettato e k è un fattore (>1) che descrive la sensibilità della struttura iniziale, generalmente in scarse condizioni, nei confronti del suo sproporzionato miglioramento dopo l'iniezione (β non è definito). Una formula semplificata di tale espressione, che non tenga conto della resistenza a compressione della miscela, è la seguente:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} [1 + 0,013 (100G_{gr}/G_0)^3] \quad (14)$$

Il limite applicativo di tali formulazioni è insito nella difficoltà di valutare il peso della muratura prima del consolidamento.

La sperimentazione effettuata durante il periodo di studio del presente Dottorato di Ricerca (par. 4.4) e la successiva elaborazione dei risultati, hanno permesso di calibrare tale modello ponendo una base più concreta e rigorosa a quelle che sono parse assunzioni arbitrarie o non giustificate (par. 4.5).

3.3 Tecniche di consolidamento: obiettivi, procedure ed effetti

3.3.1 Generalità

Esistono numerose tecniche d'intervento potenzialmente applicabili alle strutture murarie. Le tipologie disponibili possono classificarsi in base all'uso di materiali e tecniche tradizionali ed innovativi, e rispetto al carattere "attivo" o "passivo" della tecnica, individuando per quest'ultimo la possibilità di operare senza asportazione di materiale ed alterazione dell'aspetto esteriore.

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 durabilità⁵;
- *tiranti trasversali*: tecnica rivolta al rafforzamento della connessione tra i paramenti in muri a più strati mediante inserimento ed ancoraggio di barre metalliche;
- *tessuti in fibrorinforzato (FRP)*: tecnica di crescente interesse e diffusione, realizzata mediante applicazione di strisce di materiale fibroso (carbonio, vetro, tec..) con collanti strutturali (resine) sui paramenti; di scarsa applicabilità a murature in pietra, per la loro irregolarità superficiale.

⁵ La versione "armata" della ristilatura, verrà trattata nella parte relativa alle murature di mattoni, in quanto non applicabile a murature con giunti irregolari come quelle in pietra qui considerate.

I requisiti richiesti all'intervento di consolidamento possono essere sintetizzati nei seguenti punti:

- ripristino delle condizioni di sicurezza (affidabilità strutturale);
- miglioramento delle caratteristiche meccaniche (non sempre facilmente perseguibile, in quanto funzione del grado di danneggiamento presente);
- compatibilità meccanico-strutturale (della tecnica e dei materiali, per garantire la minima alterazione delle caratteristiche originarie), e chimico-fisica (dei materiali impiegati nel restauro, per evitare l'innescò di ulteriori cause di degrado);
- durabilità (impiego di materiali e tecnologie specifiche, oltre che compatibili);
- reversibilità (costruzioni "recuperabili" nella loro originalità).

La specificità tipologica delle murature in pietra ha guidato la ricerca verso la scelta di tecniche e materiali rispondenti, in particolare, ai requisiti di *compatibilità* (sia meccanica che chimico-fisica) e *durabilità*, caratteristiche spesso fortemente trascurate nella pratica corrente.

L'analisi del comportamento meccanico delle murature in pietra (v. paragrafi precedenti), ha consentito di individuare le tecniche maggiormente appropriate alle deficienze strutturali specifiche delle stesse:

- iniezioni, per il consolidamento interno della muratura (riempimento dei vuoti del nucleo);
- ristilatura dei giunti, per il rafforzamento dei paramenti esterni;
- tiranti trasversali, per favorire il funzionamento monolitico del muro.

Gli intonaci armati (e l'applicazione di FRP) si collocano nella cerchia degli interventi a minima compatibilità meccanica in quanto, per la loro elevata rigidità intrinseca, alterano in maniera significativa le caratteristiche di rigidità e di resistenza della muratura (v. Fig. 12). Esistono poi problemi applicativi della tecnica alle murature in pietra, dovuti alla difficoltà di foratura ed ancoraggio dei tiranti. È noto, infatti, che l'effetto di confinamento trasversale dovuto al placcaggio del muro si basa essenzialmente sull'efficacia della connessione; l'irregolarità della tessitura delle murature lapidee rende molto probabile la mancanza di continuità di un giunto di malta su tutto lo spessore del muro, senza che si incontri sulla traiettoria un elemento in pietra (Fig. 13). Tale condizione rende difficoltoso il posizionamento dei tiranti che, nella pratica corrente, vengono spesso sigillati al muro in posizioni attigue in qualità di spezzoni non continui

sullo spessore, con conseguente drastica riduzione dell'efficacia⁶.

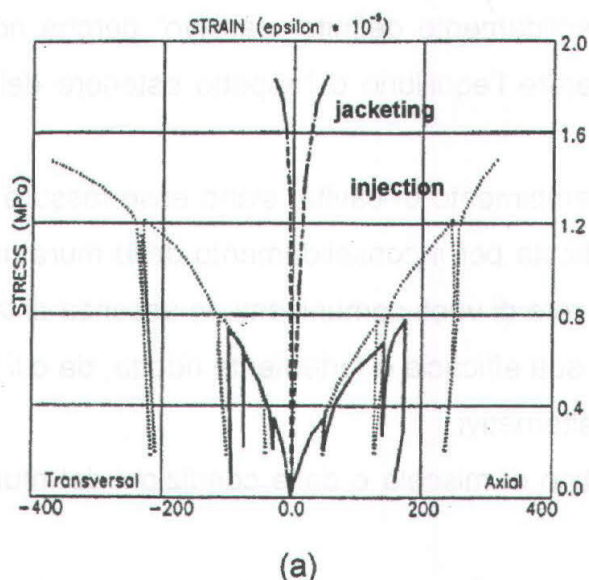


Fig. 12: Comportamento di murature iniettate e placcate con betoncino armato (Modena & Bettio, 1994).

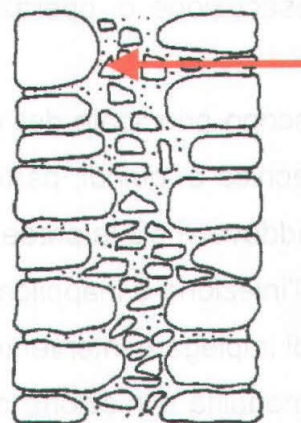


Fig. 13: Problemi di applicazione dei tiranti di collegamento.

Scelta la tecnica in funzione del problema strutturale specifico della tipologia muraria in oggetto, il passo successivo ricade sulla selezione dei materiali "idonei", in grado di non alterare meccanicamente le caratteristiche del muro, e di non causare reazioni chimiche e fisiche indesiderate. Per le motivazioni ampiamente descritte in Appendice I, la scelta è ricaduta su materiali (miscele e malte) a base di calce idraulica naturale.

Si sintetizzano nel seguito le caratteristiche fondamentali delle tecniche di consolidamento proposte, con particolare attenzione alle fasi di progetto ed esecutive, e agli studi sperimentali in sito ed in laboratorio disponibili in letteratura. Per le iniezioni, un paragrafo a parte è dedicato all'approfondimento delle problematiche legate alla reologia delle miscele ed all'iniettabilità delle murature, così come si è ritenuto opportuno trattare separatamente i risultati sperimentali ottenuti su murature consolidate.

Gli aspetti legati all'evoluzione della normativa a livello nazionale in materia di consolidamento sono contenuti in Appendice II, mentre l'impiego di metodologie non distruttive per il controllo dell'efficacia del consolidamento (iniezioni) è trattato in Appendice III.

⁶ Lo stesso inconveniente può precludere l'applicazione di soli tiranti nelle murature in pietra (tecnica proposta per il miglioramento della connessione trasversale). Tuttavia, l'assenza delle pareti consente d'ideare sistemi alternativi di ancoraggio. Tale aspetto è

3.3.2 Iniezioni

La tecnica delle iniezioni è attuata mediante l'immissione di miscele fluide in fori praticati nella muratura. È un metodo di consolidamento definito "passivo" perché non richiede l'esecuzione di operazioni tali da alterare l'equilibrio o l'aspetto esteriore della struttura⁷.

Lo scopo principale dell'iniezione è il riempimento di cavità, siano esse fessure o vuoti. La tecnica è, quindi, particolarmente indicata per il consolidamento delle murature in pietra, laddove vi sia la presenza di una fitta rete di vuoti comunicanti. In assenza di tali condizioni l'iniezione è inapplicabile, oppure la sua efficacia è fortemente ridotta, da cui la necessità di impiegare interventi integrativi od alternativi.

Le modalità d'iniezione dipendono dal tipo di miscela e dalle condizioni del muro originario:

- iniezioni a pressione, vengono eseguite comunemente su murature in grado, seppur danneggiate, di contenere la spinta del getto d'iniezione. La miscela viene iniettata attraverso i tubi di adduzione, procedendo di norma dal basso verso l'alto e dagli estremi verso il centro per non creare squilibri di peso che possano rendere precario l'equilibrio della struttura. I problemi di progetto ed esecuzione dell'intervento riguardano la distribuzione ed il numero dei fori e la pressione d'iniezione, parametri discussi in seguito.
- iniezioni per gravità, sono destinate a murature fortemente degradate e vengono realizzate mediante colate delle miscele attraverso imbuti inseriti nelle fessure o cavità del muro o mediante siringhe ipodermiche agenti su cannule predisposte nel muro.
- iniezioni sottovuoto, in cui la risalita della miscela viene favorita dall'aspirazione dell'aria dalle cannule superiori, mentre si inietta in quelle inferiori. Sono adeguate per il consolidamento di piccoli elementi architettonici o comunque rimovibili (pinnacoli o statue) (Gil, 1995), e solo con materiali molto fluidi (es. resine sintetiche).

La fase esecutiva preparatoria della parete è comune alle diverse metodologie d'intervento; essa consiste nelle operazioni di:

- *asportazione dell'intonaco* (se non di pregio artistico), per verificare le condizioni della muratura;

stato indagato nella sperimentazione attuata durante la ricerca (cfr. par. 4.4.2).

⁷ Per queste sue caratteristiche costituisce una tecnica di consolidamento estremamente diffusa negli edifici storici di particolare pregio artistico o architettonico, ove sia necessario mantenere la struttura e l'aspetto originario.

- *pulitura della parete*: la superficie della muratura può essere lavata con acqua in modo da eliminare eventuali sostanze solubili come il gesso, o altre sostanze insolubili. Il lavaggio può essere fatto con getti d'acqua a bassa od alta pressione, ponendo attenzione, in quest'ultimo caso, di non danneggiare ulteriormente la muratura; in alternativa, si possono eseguire getti di vapore saturo a temperatura di $150^{\circ}\div 200^{\circ}$ e pressione di $5\div 10$ atm. Anche in questo caso occorre una particolare attenzione per evitare che la muratura subisca un eccessivo shock termico che disgrega le zone superficiali. Nel caso di murature particolarmente degradate è possibile eseguire il lavaggio con acqua nebulizzata in grado di sciogliere depositi a base di solfato di calcio e, se miscelata con appositi tensioattivi, croste nere più compatte; tale operazione richiede però molto tempo e risulta quindi piuttosto costosa. Particolare cura va portata alla pulizia dei giunti e delle lesioni. In alternativa al lavaggio (ad es. nel caso d'impiego di miscele a base organica) possono essere effettuate pulizie meccaniche con spazzole, aria compressa oppure sabbiature o, in presenza di particolari sostanze, lavaggi chimici.
- *stilatura dei giunti e sigillatura delle fessure*: per evitare la fuoriuscita della miscela durante l'operazione di iniezione è necessario sigillare tutte le fessure ed i giunti deteriorati presenti in superficie. Si utilizzano malte (possibilmente compatibili con quelle esistenti) o stucchi speciali ed adesivi strutturali disponibili nella vasta produzione industriale.

Per quanto riguarda la metodologia più applicata, ossia quella a pressione, l'intervento necessita di informazioni aggiuntive su:

- *Esecuzione e distribuzione dei fori*: i fori vengono generalmente eseguiti con mezzi meccanici a rotazione (da evitare i dispositivi a percussione) nei giunti di malta presenti nel muro, fino a profondità adeguata (tra $2/3$ e $3/4$ dello spessore) e con leggera inclinazione verso il basso. La presenza d'intonaci vincola generalmente l'esecuzione ad una sola faccia della muratura; ad ogni modo, per murature di grosso spessore (70-80 cm ed oltre) dev'essere presa in considerazione la possibilità di poter agire da entrambi i lati. La normativa (Circolare '81, v. Appendice II) indica 2-3 fori per m^2 , con diametro massimo delle cannule d'adduzione di 40 mm. In funzione delle caratteristiche del muro e, in particolare, per le murature in pietra, considerate le incertezze insite nella tipologia stessa, è consigliabile infittire tale distribuzione, fino a 25 cm di distanza, per garantire il

riempimento omogeneo delle cavità⁸ (Baronio et al., 1992). Ad ogni modo i migliori risultati si ottengono con un numero elevato di fori di piccolo diametro piuttosto che pochi di grosso diametro⁹. Ipotizzando una permeazione sferica della miscela dal foro d'immissione, la distribuzione geometrica dei fori che garantisce la miglior copertura della parete è quella che li pone sui vertici di una rete di triangoli equilateri (Fig. 14).

Alcune indicazioni sperimentali sulla distribuzione dei fori e sulle quantità di miscela iniettate per m² si trovano in Tab. 18.

- *Posizionamento delle cannule d'adduzione*: cannule di materiale plastico, alluminio o rame, vengono introdotte nei fori praticati nella muratura e fissate in superficie con leganti a presa rapida sia per evitare l'espulsione durante l'iniezione che per evitare l'uscita della miscela dalla giunzione. I diametri comunemente impiegati si attestano attorno alla misura media di 15-20 mm; la profondità a cui vengono introdotte nel muro dipende ovviamente dal tipo di muro (es. per un muro a tre paramenti bisognerà raggiungere lo strato interno) e dalla finalità dell'intervento; in genere, comunque, viene superata la distanza di 15-20 cm. È opportuno che le cannule sporgano per minimo 10 cm dalla muratura verso l'operatore, in modo da garantire una certa sovrappressione al termine dell'operazione, oltre che la possibilità di richiuderle durante il processo stesso d'iniezione.
- *Lavaggio e imbibizione della parete*: prima dell'iniezione può essere utile procedere al lavaggio interno della parete attraverso immissione d'acqua entro le stesse cannule d'adduzione della miscela. L'operazione è utile a vari scopi: rimozione dei detriti e delle polveri creati nella fase di perforazione, per liberare le vie di penetrazione della miscela e migliorare l'aderenza; indicazione preventiva dei percorsi d'iniezione possibili, dalla risalita nelle cannule attigue a quelle di adduzione, o delle fessure da ritoccare o chiudere, dalle fuoriuscite disperse nel muro; riduzione dell'assorbimento del supporto (soprattutto la malta) dell'acqua di miscelazione del prodotto iniettato, per non alterarne l'idratazione e ridurne la fluidità.

In letteratura, esistono pareri discordanti sull'utilità del lavaggio della muratura prima dell'iniezione. L'eccesso d'acqua può ridurre l'adesione tra supporto e

⁸ Il controllo delle iniezioni nella sperimentazione della presente ricerca ha fatto rilevare l'utilità della presenza di cannule "di controllo" per seguire le traiettorie percorse dalla miscela ed individuare, quindi, le zone più o meno ricettive del muro (par. 4.4.2). Nella fattispecie, sul lato d'iniezione sono stati praticati fori ogni circa 25-30 cm di distanza; in aggiunta, sono state disposte cannule isolate a diverse quote anche sul lato opposto all'iniezione e sulle sezioni trasversali, che venivano semplicemente chiuse una volta rilevata la fuoriuscita della miscela. Ciò suggerisce, nella pratica esecutiva, di praticare comunque un numero opportuno di fori, alcuni dei quali potranno svolgere solo la funzione "di controllo", senza essere interessate dall'iniezione.

miscela, a causa della formazione di un velo d'acqua attorno agli elementi resistenti (Miltiadou, 1990)¹⁰. Può causare il dilavamento dei leganti aerei presenti nelle malte storiche, o idratare l'argilla eventualmente contenuta nella muratura, con conseguenti fenomeni espansivi (Binda, 1993); ancora, può solubilizzare sali e trasportarli in superficie, dove possono cristallizzare per evaporazione, creando efflorescenze e pressioni interne (pressione di ricristallizzazione) (Baronio & Binda, 1983); può, infine, sciogliere e trasportare il gesso e metterlo a contatto con i prodotti d'idratazione delle malte e causare la formazione di prodotti di reazione espansivi (v. anche Appendice I). In generale, comunque, l'adesione migliora per quantità non eccessive introdotte, ed insieme, gli altri vantaggi sopramenzionati. Nei casi avversi (o qualora s'impieghino resine) può essere effettuata la pulitura mediante insufflaggio di aria compressa.

- *Pressione d'iniezione*: Le norme italiane (Legge Regionale Friuli del 1977, v. Appendice II) suggerivano, per muri in pietra, l'impiego di pressioni fino a 3 atm (0.3 MPa circa), valore rilevato anche in alcune recenti sperimentazioni in sito (v. Tab. 18). Per una migliore penetrazione della miscela all'interno dei vuoti del muro, impedendo l'occlusione di vuoti, e per limitare l'eventuale dilatazione o lo spostamento di materiale sciolto, è consigliabile mantenersi su valori più bassi (limite di 0.15 MPa); tuttavia, è bene tenere a mente che, come indicato in Fig. 14, anche pressioni troppo basse possono ridurre la penetrazione della miscela, impedendo ugualmente la saturazione dei vuoti. La pressione può essere eventualmente aumentata (la Legge sopraccitata indica fino a 4 atm) a fine processo, quando il muro non accetta più miscela, al solo scopo di favorire il drenaggio dell'acqua. Bisogna comunque tenere conto che la pressione letta sul manometro, solitamente situato nei pressi della pompa, è diversa da quella di uscita all'ugello, a causa delle perdite di carico dovute alla differenza di quota e dagli attriti lungo il tubo di immissione che collega la pompa all'ugello.

⁹ Un metodo applicabile in sito per determinare il raggio d'azione della miscela consiste nel praticare nella muratura un foro principale da cui sarà introdotta la miscela ed una serie di altri fori a distanze diverse; durante l'iniezione si chiudono i fori da cui fuoriesce la miscela finché il processo s'interrompe. La distanza dell'ultimo foro otturato dal foro principale fornisce il raggio d'azione cercato.

¹⁰ Ricerca effettuata per valutare l'aderenza tra miscele e mattoni in laterizio (non si tratta, quindi, di elementi lapidei).

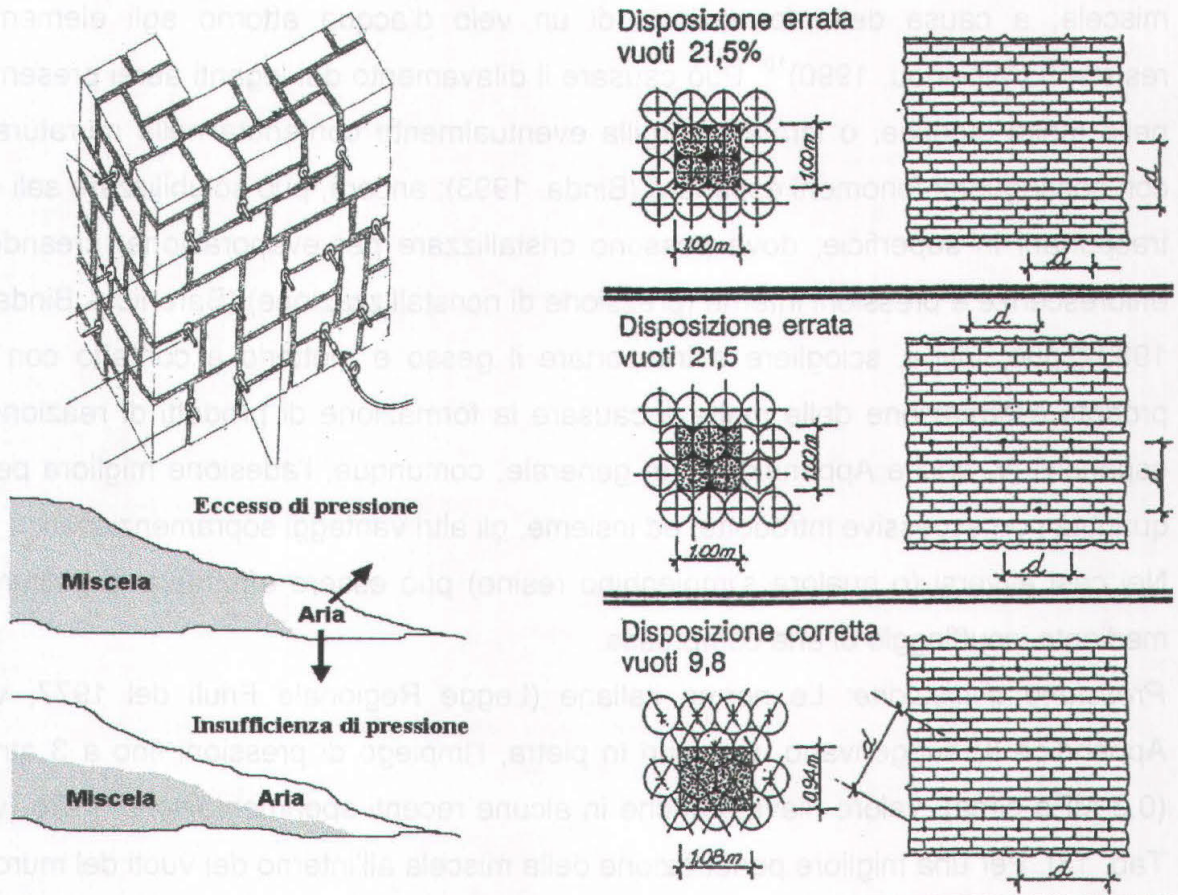


Fig. 14: Iniezione per pressione: schema esecutivo (Caleca & De Vecchi, 1990), effetto di pressioni inadeguate e distribuzione dei fori d'immissione.

I requisiti richiesti alle miscele per iniezione sono:

1) Reologici¹¹:

- penetrabilità e diffusione (caratterizzate da fluidità ottimale garantita per tempi sufficienti, omogeneità, assenza di grumi, fase solida a granulometria minore delle dimensioni dei vuoti, bassa viscosità, etc.)
- assenza di segregazione (per evitare eterogeneità)
- minima essudazione (per non favorire la presenza di vuoti nel prodotto indurito)

2) Chimici:

- stabilità delle caratteristiche chimiche nel tempo (capacità di instaurare forti legami chimici mediante reazioni irreversibili con i materiali esistenti)
- resistenza ai sali solfatici (per evitare la formazione di prodotti espansivi)
- limitazione del tenore di alcali (per sfavorire la reazione alcali-aggregato).

3) Fisici:

- presa ed indurimento (garanzia di tempi adeguati all'esecuzione dell'iniezione)
- proprietà igroscopiche (insolubilità in acqua, stabilità volumetrica all'umidità, e ritenzione adeguata alle caratteristiche di assorbimento del supporto)

- limitazione del ritiro (per non compromettere l'aderenza al supporto)

4) Meccanici:

- caratteristiche di resistenza e rigidità simili a quelle delle malte originarie¹²

5) Termici:

- basso calore di idratazione: minimo sviluppo di gradienti termici (per non peggiorare l'aderenza al supporto)

I materiali costituenti le miscele sono: legante, acqua ed eventuali additivi. A seconda del tipo di legante le miscele possono essere:

- inorganiche: impiego di calci idrauliche (tali o composte, es. di calce aerea e pozzolana) e cementi;
- organiche: impiego di resine polimeriche (generalmente epossidiche).

I cementi sono stati largamente utilizzati nel passato per l'iniezione di elementi murari, con effetti spesso deleteri sulla conservazione (Coppola & Collepari, 1993). I problemi di compatibilità delle calci e dei cementi con i materiali originari delle murature sono trattati in Appendice I. Alla luce delle esperienze condotte, l'uso dei cementi dovrebbe essere limitato a casi in cui vengano accertati, con specifiche analisi chimiche, l'assenza di gesso ed il basso tenore di alcali, qualora si vogliono raggiungere resistenze più elevate in tempi brevi.

Le resine comportano elevata resistenza e rigidità (e quindi eventuali squilibri nella risposta strutturale), il loro indurimento è condizionato dalla temperatura (difficile già a medio-alte temperature), possiedono una durabilità non sufficientemente sperimentata, così come scarsa è la loro resistenza al fuoco. Il loro uso, per tali incompatibilità con i materiali originari, dovrebbe essere limitato a particolarissimi casi (es. fessure molto sottili o richiesta di elevate resistenze). La Circolare '81 "consiglia" l'impiego di resine, possibilmente epossidiche, solo se convenienti economicamente rispetto ad altri interventi (v. Appendice II), ma nessuna valutazione viene fatta riguardo ai possibili inconvenienti sopraesposti. I leganti polimerici aderiscono solo su supporto asciutto, ma la loro natura non granulare le rende estremamente fluide, da cui la possibilità di iniettare entro fessure molto sottili, impiegando pressioni d'iniezione molto basse (0.15-0.2 MPa). Tuttavia, la difficoltà di eliminare l'umidità nelle murature storiche, ne limita fortemente l'utilizzo. Altri vantaggi sono il minimo ritiro e la resistenza chimica, in particolare agli alcali. Studi specifici si trovano in Gil (1995).

¹¹ Tali argomenti sono trattati più diffusamente nel prossimo paragrafo.

¹² Qualora si vogliono ripristinare le caratteristiche di resistenza e rigidità di murature fortemente danneggiate, possono impiegarsi materiali di caratteristiche meccaniche medio-alte. Ciò consente di riomogeneizzare murature danneggiate solo in alcune delle loro parti (Coppola & Collepari, 1993)

Alcune caratteristiche delle miscele possono essere migliorate con l'aggiunta di altri materiali od additivi. La capacità di permeare attraverso cavità di notevoli dimensioni può richiedere la miscelazione con parti di sabbia o addirittura ghiaie (realizzando, così, delle vere e proprie malte e calcestruzzi d'iniezione). L'aggiunta di fine o di additivi fluidificanti o ritentori d'acqua influisce sulla fluidità, ma anche sulla presa, come effetto secondario; gli agenti espansivi riducono il ritiro, i tensioattivi migliorano la bagnabilità della miscela, etc. (Collepari, 1991). Tali aspetti, caratterizzanti la reologia delle miscele da iniezione, vengono approfonditi nel prossimo paragrafo, essendo la presente ricerca è finalizzata all'individuazione dei parametri che influenzano l'iniettabilità dei prodotti d'iniezione (in particolare, a base di calce) nelle murature in pietra.

I requisiti chimico-fisici vengono discussi in Appendice I. Riguardo ai requisiti fisico-meccanici, si sintetizzano alcuni studi significativi.

L'influenza del rapporto *a/l* sulle *caratteristiche meccaniche* delle miscele è nota da alcune ricerche su prodotti a base cementizia (v. Tab. 3, da Baronio, Abbaneo, Binda, 1993; e Fig. 15, da Littlejohn 1982, in Miltiadou 1985, solo per citarne alcuni).

Tab. 3: Caratteristiche meccaniche di miscele cementizie per diversi rapporti *a/l*.

Rapporto <i>a/l</i>	Resistenze a 7 gg (MPa)		Resistenze a 28 gg (MPa)	
	flessione	compressione	flessione	compressione
0.75	22	145	28	245
1.00	18	65	19	120
1.25	11	30	12	63
1.50	-	-	10	32
1.75	-	-	7	18
2.00	-	-	5	12

L'*aderenza* al supporto della miscela iniettata è strettamente dipendente dalla combinazione delle caratteristiche di assorbimento e porosità del supporto e delle quantità d'acqua impiegate nel confezionamento della miscela. Elevati rapporti *a/l* possono causare, infatti, un elevato ritiro della miscela, da cui la tendenza a ridurre il contenuto d'acqua, ad es. con l'aggiunta di prodotti espansivi. Tali prodotti producono bolle d'aria nella sospensione, che riducono la fluidità della miscela (Atkinson & Schuller, 1992). Diverse miscele iniettate su elementi di pietra e mattoni sono state testate in relazione alle caratteristiche di aderenza mediante prove a trazione diretta (Miltiadou 1990, per miscele cementizie con aggiunte di fumi di silice) e a taglio diretto (Marsaglia 1998, per miscele di calce aerea-pozzolana-cemento, ed aggiunte di superfluidificante e fumi di silice). L'aderenza, inoltre, è limitata dalla presenza di polveri e materiali fini nel

supporto (argille, in particolare), in quanto la miscela si limita a circondare le particelle senza impregarle (Laefer et al., 1996).

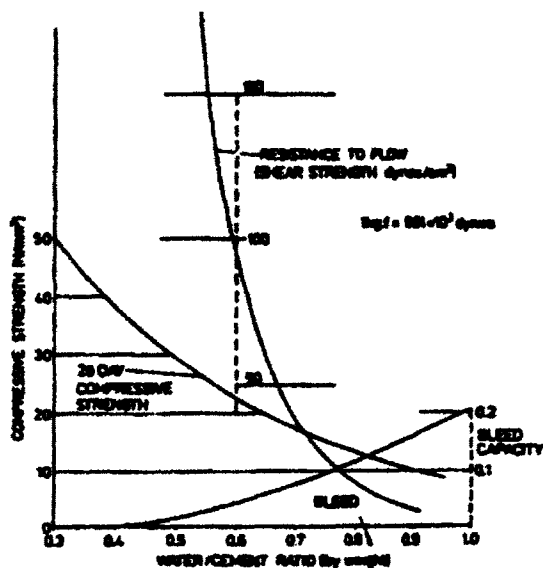


Fig. 15: Variazione del bleeding e della resistenza a compressione e a taglio di miscele cementizie in funzione del rapporto a/l (Miltiadou, 1985).

3.3.3 Reologia delle miscele per iniezione e iniettabilità delle murature

Il comportamento reologico dei fluidi è descritto dal legame tra lo sforzo di taglio (τ) e la velocità di deformazione di taglio, calcolata nella direzione ortogonale allo sforzo applicato ($\dot{\varepsilon} = dv/dy$). Le miscele per iniezione seguono generalmente il comportamento dei fluidi viscoplastici binghamiani (Lengrand, 1982). Essi, cioè, scorrono con un gradiente costante di velocità (μ' = coefficiente di viscosità plastica) a partire da un valore minimo di tensione di taglio (τ_0). I corrispondenti fluidi viscosi sono i fluidi newtoniani (es. l'acqua), caratterizzati da un gradiente di velocità costante (μ = coefficiente di viscosità) in assenza di limite di taglio o coesione. Le curve di comportamento e le relazioni caratteristiche descriventi i fenomeni citati sono riportati in Fig. 16; si noti che, dalla condizione di fluido binghamiano ($n=1$), a seconda che n sia maggiore o minore di 1, il comportamento del fluido si modifica in addensante e fluidificante rispettivamente.

I parametri caratteristici dei fluidi viscoplastici (tensione limite di taglio e coefficiente di viscosità plastica) dipendono da numerosi aspetti; focalizzando l'attenzione sui fenomeni che influenzano l'iniettabilità nelle murature, la capacità di penetrazione e di permeazione dei vuoti di una miscela è strettamente legata alle sue *proprietà reologiche* e alle *peculiarità del supporto* da iniettare, che a loro volta influenzano la reologia del prodotto da iniezione.

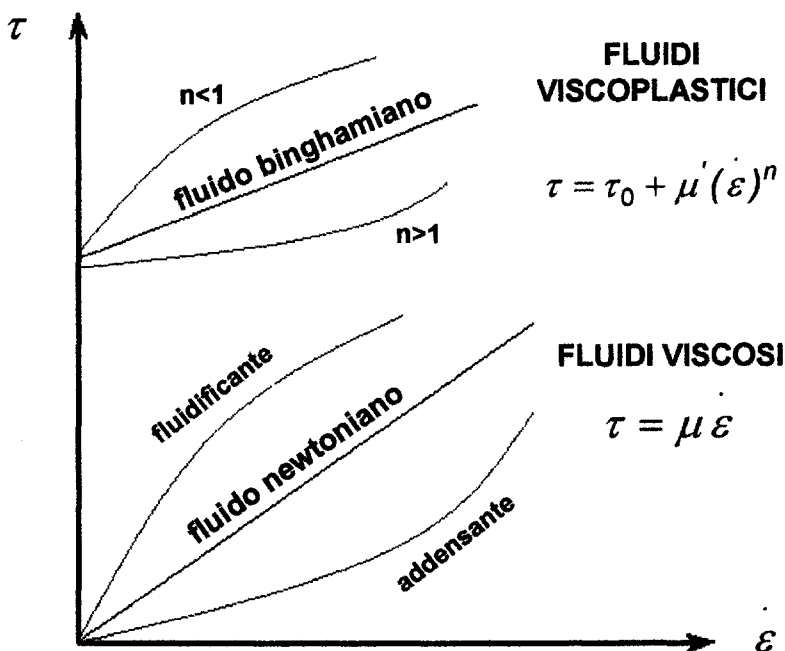


Fig. 16: Comportamento di diversi tipi di fluidi.

Le caratteristiche reologiche "intrinseche" delle miscele, rappresentano i prerequisiti all'iniettabilità, e sono:

- *fluidità*: definita come la capacità di una miscela di rimanere allo stato fluido per tempi sufficienti alla diffusione omogenea nelle cavità da permeare;
- *stabilità*: definita come l'attitudine di una miscela a rimanere omogenea in ogni sua parte fino all'inizio della fase di presa, definita da essudamento (bleeding) e segregazione.

Inoltre, la miscela deve garantire un tempo di *presa* sufficientemente lungo (in genere almeno due o tre ore dalla miscelazione) per consentire il mantenimento della fluidità necessaria durante tutta la fase d'iniezione¹³.

In relazione al supporto da iniettare, il requisito fondamentale richiesto è:

- *l'elevato potere di penetrazione*, funzione della granulometria della fase solida e dell'assorbimento del supporto.

Gli studi disponibili sono tesi all'individuazione dei parametri che influenzano tali caratteristiche; essi sono quasi esclusivamente rivolti a miscele di cementi (o comunque a materiali di base cementizia), essendo stati inizialmente adottati dalla branca del consolidamento di terreni e rocce. Le interdipendenze tra i parametri ed i requisiti sopraelencati sono ben descritti da Miltiadou (1985, 1990). I risultati più significativi, vagliati anche alla luce di altre esperienze, più o meno recenti, sono riassunti di seguito.

Il *bleeding* (tendenza di risalita dell'acqua con formazione di uno strato superficiale) è essenzialmente legato al rapporto acqua/legante ed alla distribuzione granulometrica del legante (Miltiadou, 1985; Collepari, 1991). Miltiadou (1990) ha studiato l'influenza di diversi parametri sulla stabilità di miscele cementizie: l'aggiunta di tre tipi di particelle ultrafini (fumo di silice, terra di Santorini e calce), e l'effetto dell'aggiunta di superfluidificanti concomitante con i fumi di silice¹⁴ (v. anche Fig. 25). Atkinson & Shuller (1992) hanno studiato l'effetto sul bleeding dell'aggiunta di ceneri volanti pozzolaniche, microsilice, calce e sabbia silicea fine, in combinazione tra loro e con additivi (particelle fini ed antiritiro).

La *segregazione* (tendenza alla stratificazione della sospensione) dipende dalla forma, dalle dimensioni e dalla densità delle particelle, oltre che dalla quantità d'acqua

¹³ Tali prerequisiti sono valutabili attraverso procedure sperimentali, e ciò consente di risolvere alcuni problemi di progetto delle miscele, almeno in una sua prima fase.

¹⁴ In particolare, per contenere il bleeding entro limiti accettabili (5%) è necessario aumentare il dosaggio di ultrafine al crescere del tenore d'acqua della miscela; inoltre, l'aggiunta di superfluidificanti ai materiali ultrafini accentua l'essudamento (Miltiadou, 1990).

presente (Miltiadou, 1985). L'influenza della quantità d'acqua sulla sedimentazione è stata trovata significativa per alti rapporti a/l, potendo variare dall'1 al 16% passando da 2.5 a 4 (Baronio, Abbanco, Binda, 1993; v. anche Fig. 15). Miltiadou (1990) fornisce le curve limite di sedimentazione in funzione del tenore d'acqua e di superfluidificante per tre tipi di particelle fini (fumo di silice densificato, terra di Cantorini e calce).

La *stabilità* dipende dalla velocità di miscelazione: Van Rickstal & Van Gemert (1995) dimostrano come l'uso di un miscelatore ad ultrasuoni, rispetto ad uno ad elevata turbolenza (Miltiadou, 1990), a parità di densità finale, consenta una migliore stabilità in tempi minori. La stabilità è influenzata anche dall'aggiunta di fluidificanti o riduttori d'acqua o aeranti (favoriscono tutti la dispersione dei granuli evitando la flocculazione, ossia la separazione in grumi della miscela), o, infine, dall'aggiunta di filler (es. fumi di silice, bentonite, calce), ossia in presenza di una granulometria ben dosata (Miltiadou, 1985; Paillere et al., 1992; Atkinson & Schuller, 1992; Toumbakari & Van Gemert, 1997).

La *fluidità* dipende da innumerevoli fattori: innanzitutto dalla stabilità (bleeding e segregazione), poiché questa influenza l'omogeneità o meno della miscela (Miltiadou, 1985). La fluidità, vista come grandezza correlabile alla viscosità, è strettamente legata alla concentrazione volumetrica della parte solida¹⁵ e alla sua granulometria. In particolare, a maggiori concentrazioni corrispondono minori distanze tra le particelle: di conseguenza, il sommarsi di forze di natura elettrica a quelle di tipo meccanico, produce un rallentamento nello scorrimento del fluido. La finezza, pur consentendo una migliore permeazione delle cavità più piccole, riduce la fluidità¹⁶; anche una distribuzione continua della curva granulometrica riduce la possibilità di scorrimento, poiché si creano maggiori superfici di contatto e d'attrito. L'influenza di diverse apparecchiature di miscelazione (ad elevato numero di giri o ad ultrasuoni) e dei tempi di miscelazione è stata studiata da Miltiadou (1990)¹⁷. La fluidità è influenzata dalla forma dei granuli: in particolare, essa aumenta se le particelle sono sferiche (Helmut 1980, in Miltiadou 1990). Anche maggiori temperature d'esercizio aumentano la fluidità delle miscele (Miltiadou, 1990; Roncero, 2000). L'influenza di additivi ed aggiunte è discussa in seguito. L'influenza del rapporto a/l in concomitanza all'uso di superfluidificanti è discusso da Atkinson & Shuller (1992). L'influenza della composizione sulla fluidità per alcune miscele di calce-pozzolana-

¹⁵ La concentrazione della parte solida è definita dal rapporto volumetrico della fase solida sul volume totale, costituito da parte solida ed acqua, $C_v = V_s / (V_s + V_a)$. Essa dipende dal rapporto a/l (in massa) secondo la relazione: $C_v = ((\gamma_s / \gamma_a)(a/l) + 1)^{-1}$ (Miltiadou, 1990).

¹⁶ Lengrand (1982, in Miltiadou 1990) fa dipendere questo dall'aumento di superficie specifica di Blaine (da cui la viscosità dipende con espressione cubica).

¹⁷ I migliori risultati ottenuti con il miscelatore ad ultrasuoni non sono corrisposti da una sufficiente commercializzazione di tali dispositivi.

cemento è riportata in Fig. 24 (Toumbakari & Van Gemert, 1997).

Il *tempo di presa* è influenzato dalla temperatura durante la miscelazione, da quella dell'ambiente d'esercizio, dalla quantità di materiale miscelato e dalla forma del recipiente di miscelazione¹⁸ (Miltiadou, 1985).

Il *potere di penetrazione* della miscela dipende dall'*assorbimento* del supporto (poiché influenza le caratteristiche intrinseche della miscela ed i tempi di presa) e dalla *granulometria della fase solida* (Miltiadou, 1985). Tutti questi elementi e le loro rispettive interdipendenze s'influenzano vicendevolmente e, pertanto, la loro sistematizzazione non è di semplice attuazione.

Esistono diversi studi in relazione al rapporto dei diametri vuoti/fase solida nella bibliografia geotecnica; per quanto riguarda i problemi d'iniezione nelle murature le ricerche disponibili suggeriscono di iniettare pori di dimensioni pari o superiori a 1.5-2.3 volte quella dei granuli (Paillere & Guinez, da Miltiadou 1985), oppure fino a 5 (Miltiadou 1990). Ciò consente di evitare il problema della pressofiltrazione, fenomeno per cui le particelle si depositano prima di raggiungere la cavità, ostruendo in tal modo il passaggio della miscela (Miltiadou, 1985). Uno studio più sistematico, pur sempre riferito ad iniezioni nei terreni, è riportato da Reuben (1990), che propone i limiti d'iniettabilità di diverse miscele in supporti di varie granulometrie (Fig. 17). Tale prospetto indica che le argille, presenti come materiale inerte in alcune murature a tre paramenti, oltre a limitare l'adesione con il supporto (Laefer et al., 1996), non sono praticamente iniettabili (nemmeno dalle resine)¹⁹. Inoltre si nota come un cemento, che di norma si limita a permeare la ghiaia grossa, migliori il suo comportamento fino ad iniettare sabbie fini, se macinato opportunamente (cemento microfine). Altri studi (Miltiadou, 1990; Paillere et al., 1992) hanno mostrato come una buona calibrazione della granulometria dei cementi, oppure l'aggiunta di fumi di silice, o di calce idraulica come filler, fornisca la possibilità d'iniettare piccole cavità anche in maniera più efficace delle resine (Fig. 18).

¹⁸ In particolare, la velocità di presa cresce esponenzialmente con l'aumentare della temperatura; essendo la reazione di presa esotermica, le condizioni che impediscono la dissipazione (es. recipienti contenenti elevate quantità di prodotto) hanno come effetto un'accelerazione della presa.

¹⁹ Le calce di finezza intermedia tra i cementi e le resine (v. anche Appendice I), hanno un comportamento prossimo ai cementi microfini.

miscela	ghiaia	sabbia			limo	argilla
		grossa	media	fine		
A						
cemento microfine	[shaded bar from 2 to 0.074]					
cemento	[shaded bar from 2 to 0.25]					
bentonite	[shaded bar from 2 to 0.25]					
silicato di sodio	[shaded bar from 2 to 0.25]					
B						
gruppo resine ureiche	[shaded bar from 2 to 0.074]					
gruppo acrilico	[shaded bar from 2 to 0.074]					
dimensione (mm)	2	0.5	0.25	0.074		0.005

Fig. 17: Capacità di penetrazione di alcune miscele (Binda, Modena, Baronio, 1993).

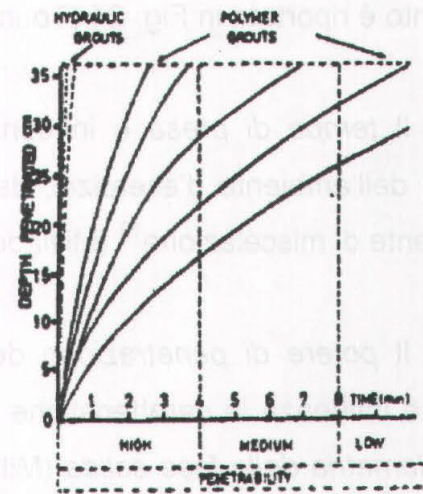


Fig. 18: Iniettabilità di miscele di cemento di diversa granulometria e polimeriche (Paillere et al., 1992).

Le caratteristiche reologiche possono essere controllate, corrette e migliorate dall'uso di *additivi* e sostanze aggiunte. Gli additivi vengono definiti in base alla loro funzione principale; uno schema degli effetti primari e secondari degli additivi che influenzano l'iniettabilità è riportato in Tab. 4.

Ponendo l'attenzione su i primi due additivi, impiegati nella sperimentazione della presente ricerca, il *fluidificante* è costituito da macromolecole organiche (ligninsolfonato, acidi idrossi-carbossilici, polimeri idrossilati) la cui funzione è quella di sciogliere gli agglomerati di legante, favorendo la dispersione delle particelle in modo che ciascuna sia completamente circondata dall'acqua.; il suo tenore medio è dello 0.2-0.3% in peso sul legante, da non superare per non rallentare troppo la presa. I *ritentori d'acqua* sono derivati dalla cellulosa; agendo sulla catena molecolare consentono il controllo della reologia della sospensione assorbendo l'acqua d'impasto e rilasciandola in tempi successivi. L'interesse verso questo additivo, da affiancare al più comuni fluidificante, è dettata dall'influenza diretta sull'iniettabilità rispetto ad altri additivi; i due prodotti, inoltre, presentano il medesimo effetto secondario.

Tab. 4: Additivi legati all'iniettabilità delle miscele.

<i>prodotto</i>	<i>effetto primario</i>	<i>effetto secondario</i>
Fluidificanti/riduttori d'acqua	aumento della fluidità/riduzione d'acqua	ritardatore di presa
Ritentori d'acqua	trattenere l'acqua d'impasto	ritardatore di presa
Superfluidificanti/riduttori d'acqua ad alta efficacia	aumento consistente della fluidità/riduzione consistente d'acqua d'impasto	²⁰
Ritardanti di presa	ritardatore di presa	riduzione della resistenza meccanica a breve stagionatura ed aumento a lunga stagionatura; maggiore ritiro
Tensioattivi	migliore bagnabilità della miscela	produzione di schiuma (bolle d'aria) ²¹ ; minore fluidità
Acceleranti di indurimento	sviluppo della resistenza meccanica a breve stagionatura/proprietà antigelo	riduzione del bleeding, riduzione dell'acqua d'impasto, aumento del ritiro e della deformazione viscosa
Impermeabilizzanti	minore bagnabilità del supporto	formazione di microfessure nel prodotto indurito; riduzione della resistenza
Aeranti	prevenzione effetto gelo-disgelo; antiritiro	migliore stabilità; minore fluidità

Una particolare nota va riservata alle aggiunte di *filler*, ossia di materiali con granuli di dimensioni minori di quelle del legante. Rientrano in questa categoria i fumi di silice, le ceneri volanti, la calce non cotta e le argille, in genere aggiunte ai leganti cementizi, che hanno granulometria maggiore delle calci. I materiali ultra-fini riducono la porosità, consentendo l'iniezione in cavità di minime dimensioni e migliorano la stabilità della miscela, ma presentano alcuni effetti secondari. In particolari concentrazioni l'apporto di fumi di silice (pur essendo costituiti da particelle di forma sferica) può ridurre la lavorabilità, e pertanto il loro uso è concomitante agli agenti fluidificanti (con tenori intorno al 2%) (Paillere et al. 1992); per contro, essi migliorano la resistenza all'attacco solfatico (v. anche Appendice I). Le sostanze argillose sono capaci di attrarre l'acqua libera e legare ioni, inibendo i movimenti d'acqua, ma ciò riduce la fluidità della miscela. Esse, inoltre, possono contenere quantità di pirite, marcassite, mica, e minerali a base di piombo; le prime due sostanze sono solfuri e possono, in alcuni casi, trasformarsi

²⁰ è possibile aumentare il dosaggio (rispetto ad un fluidificante, fino al 2% sul peso del legante) senza compromettere il fenomeno di presa (Atkinson & Shuller, 1992).

lentamente in solfati, causando fenomeni di tipo espansivo (Collepari, 1991). Le ceneri volanti sembrano avere un comportamento diverso, in quanto riducono il limite di taglio e, di conseguenza, la viscosità; secondo Helmut (1980), ciò è dovuto al potere di attenuare le forze di natura elettrica responsabili della struttura flocculata di una sospensione (in particolare cementizia).

Il ripristino delle caratteristiche di fluidità peggiorate dalle aggiunte di fine, può essere realizzato anche mediante l'uso di miscelatori ad alta turbolenza o dispersori ad ultrasuoni, che consentono una più completa idratazione delle particelle (Miltiadou, 1990). Altre aggiunte minerali possono essere finalizzate al miglioramento della resistenza meccanica e/o dell'aderenza al supporto.

In uno studio condotto da Apih (1992), si dimostra come anche l'aggiunta di materiale grossolano ma di forma rotondeggiante (es. sabbia silicea) influenzi positivamente la fluidità delle miscele.

L'assorbimento del supporto varia le caratteristiche di fluidità e di stabilità (in particolare la segregazione) della miscela (Binda et al, 1994), nonché lo stesso processo d'idratazione (Collepari, 1991); una non corretta progettazione rispetto a tale parametro può comportare il blocco della miscela prima della completa permeazione dei vuoti, rimediabile solo con un aumento della pressione d'iniezione, operazione impraticabile ove il danneggiamento della muratura sia già elevato, o con il prelavaggio del muro. In sede di progetto della miscela, gli eventuali effetti negativi possono essere regolati mediante l'aggiunta di additivi specifici (tensioattivi, idrorepellenti, impermeabilizzanti) e/o calibrando la quantità d'acqua della sospensione.

Come sopra discusso, la capacità di scorrimento delle miscele e di mantenere tale caratteristica per tempi che consentano un'iniezione agevole del muro (a basse pressioni) dipende da numerosi fattori, che riguardano sia le caratteristiche intrinseche delle miscele (influenzate a loro volta sia dai materiali che dai processi di preparazione) che la morfologia del supporto ed i suoi materiali costituenti. Il soddisfacimento di tali requisiti determina l'idoneità di una miscela all'iniezione, e consente di quantificare range di ammissibilità (del rapporto a/l a parità di composizione, o di elementi aggiunti, o della finezza del legante, etc.), da verificare successivamente in base alle caratteristiche del supporto; tale operazione conduce alla restrizione dei range iniziali, ed all'individuazione della/e miscela/e ottimali per l'iniezione.

²¹ è necessario l'impiego di antischiuma.

Esistono diverse procedure sperimentali per la misura di tali caratteristiche, alcune ben definite e di testata efficacia, altre utilizzate diversamente da diversi autori, altre normate.

La *fluidità* delle miscele può essere misurata mediante viscosimetri²², in grado di stabilire la relazione precisa tra sforzo di taglio e gradiente di deformazione, oppure, in modo più pratico, dalla misura dei tempi di svuotamento di un recipiente a forma d'imbuto. Il riferimento più datato è quello del "cono di Marsh", standardizzato dalle norme brasiliane e francesi (A.B.N.T., 1983; NF P 18-358, in Paillere et al. 1992) ed affiancato, dal 1994, dal "flow cone" delle norme americane ASTM (Fig. 19).

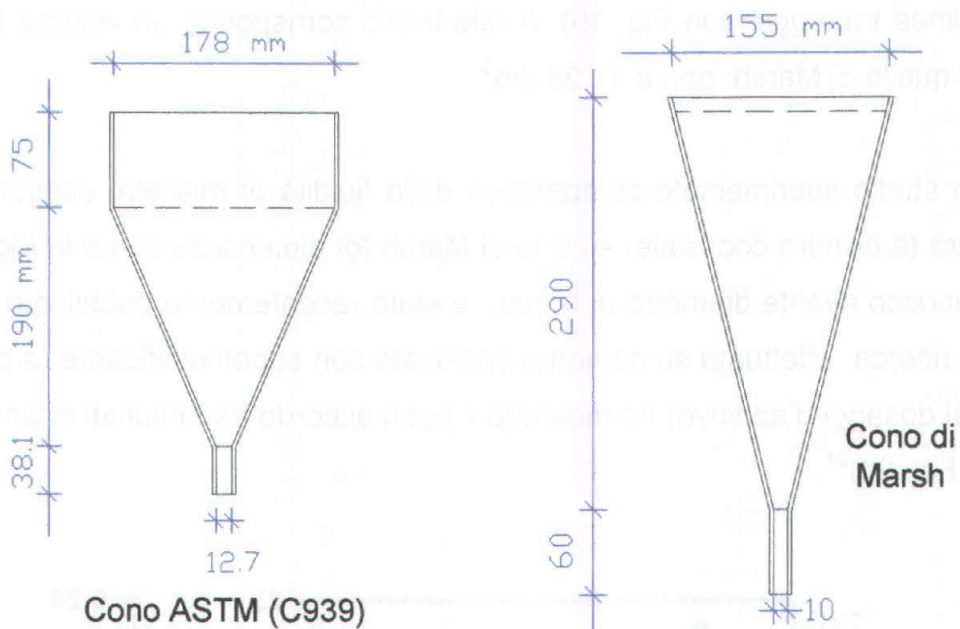


Fig. 19: Geometria dei coni per la misura della fluidità delle miscele.

Il problema di base per la misura della fluidità è che vi sono diversi metodi, diversamente applicati, ed assolutamente non correlati tra loro.

Per i due imbuto di Fig. 19, ad esempio, i limiti per la fluidità minima sono rispettivamente 21 ± 2 s per il cono ASTM (C937-80) e 25-30 s per quello di Marsh (Brazilian standard, 1983; Coppola e Colleparidi, 1993). Altri autori (Atkinson R.H & Shuller M.P., 1992; Mancuso P. & Failla A., 1981) impiegano un altro cono, denominato ancora di Marsh²³, ma avente dimensioni differenti di quello qui riportato ($D_{\max}=152$ mm, $D_{\min}=5$ mm, $h_{\text{cono}}=304$ mm, $h_{\text{imbocco}}=50$ mm), e considerano come riferimento limite il tempo di efflusso dell'acqua, pari a 26-28 sec. È possibile trovare riferimenti a coni di diverse

²² Vi sono numerosi metodi e dispositivi, anche standardizzati, quali quello della normativa ISO 2431-72, NF T30-014 (Francia), DIN 53211 (Germania).

²³ Il cono è probabilmente afferente alle raccomandazioni dell'American Petroleum Institute "Standard Procedure for Field Testing of Drilling Fluids", Recommended Practice 13 (b).

dimensioni (soprattutto dell'imbocco), tutti denominati "di Marsh", senza che vi sia una precisa indicazione di limiti di fluidità.

Ad ogni modo, il cono di Marsh è generalmente impiegato considerando come riferimento una quantità fissa in volume della miscela (svuotamento di 1 litro su 1,5 l immessi); inoltre, in molti documenti è riportato il livello di riempimento dell'imbuto (circonferenza distante 1 cm dalla base maggiore del cono, indicata in tratteggio in Fig. 19), il quale corrisponde ad un volume di 17.75 dm^3 e, quindi, diverso dagli 1.5 l di riferimento per la misura.

Le norme ASTM (C943-96) non impongono una precisa procedura per la determinazione dei tempi di discesa, ma indicano il riempimento fino alla base maggiore del cono (linea tratteggiata in Fig. 19). A tale livello corrisponde un volume leggermente diverso da quello di Marsh, pari a 17.25 dm^3 .

Uno studio sperimentale comparativo della fluidità di miscele, eseguito mediante viscosimetro (a cilindro coassiale) e cono di Marsh (di dimensioni come in Fig. 19, tranne che nell'imbocco avente diametro di 8 mm), è stato recentemente pubblicato da Roncero (2000). La ricerca, effettuata su cemento additivato con superfluidificante (a pari rapporto a/l e diversi dosaggi d'additivo) ha mostrato il buon accordo tra i risultati ottenuti con i due metodi (v. Fig. 20)²⁴.

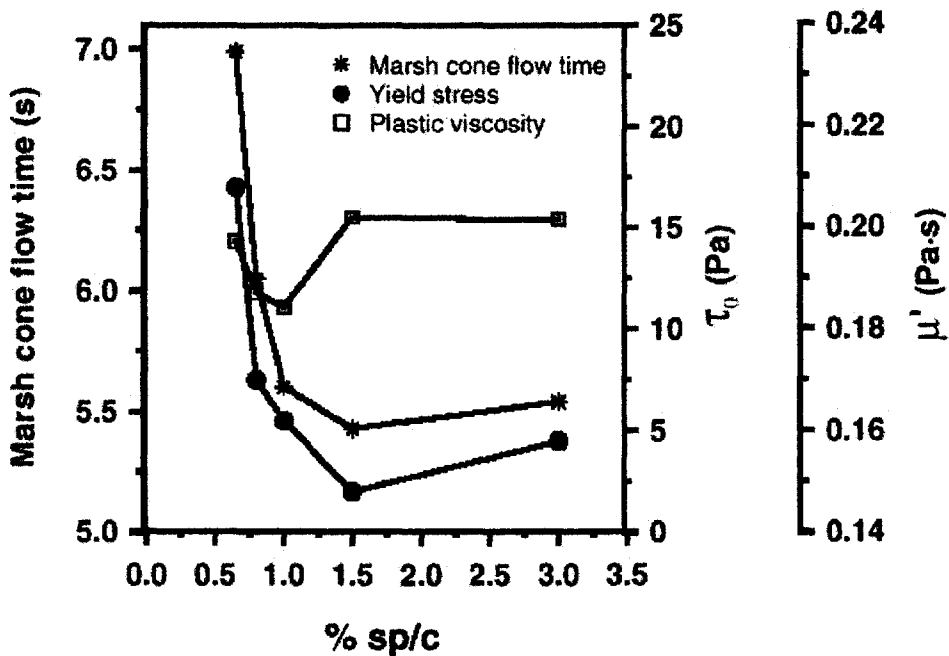


Fig. 20: Andamento della fluidità misurata al cono di Marsh e parametri di viscosità (Roncero, 2000).

²⁴ La ricerca riguarda anche lo studio dell'influenza della temperatura e di diversi tipi e dosaggi di additivo superfluidificante sui tempi di efflusso al cono di Marsh.

Ciò ha permesso di validare la procedura dei coni per la misura della fluidità delle miscele che, inoltre, per la sua semplicità pratica, può essere applicata anche in sito, per controlli immediati prima dell'iniezione vera e propria.

Variazioni di fluidità misurate al cono di Marsh per l'effetto di aggiunte di fine e di superfluidificanti a miscele cementizie sono fornite in Fig. 21 e Fig. 22. In entrambi i casi si vede che esiste un valore di soglia nella concentrazione dell'aggiunta, al di sopra del quale la fluidità peggiora. Ulteriori contributi a riguardo sono dati da Miltiadou (1990).

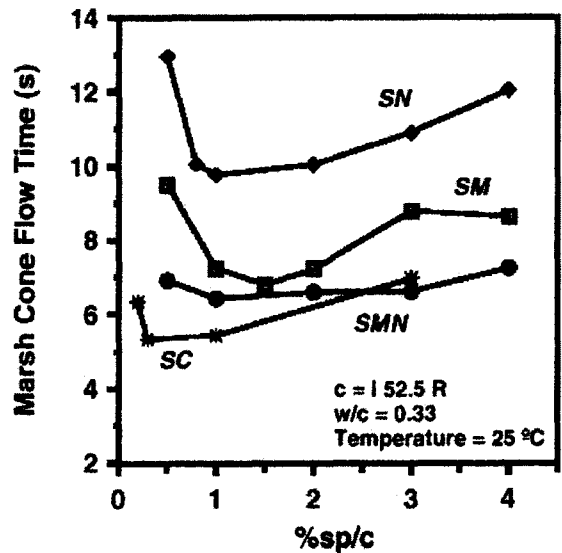
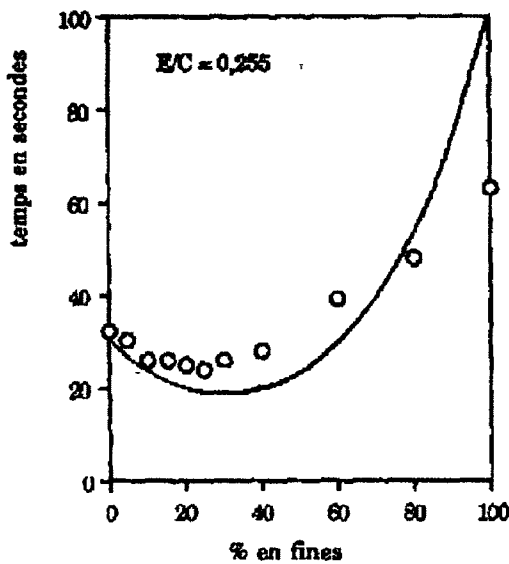


Fig. 21: Influenza di aggiunte calcaree sulla fluidità (Miltiadou, 1990).

Fig. 22: Influenza dell'uso di superfluidificanti sulla fluidità (Roncero, 2000).

La *stabilità* del prodotto da iniezione viene misurata mediante ispezione visiva di miscele lasciate decantare in opportuni recipienti e mediante la misura dello strato di eventuale acqua superficiale (bleeding) e della segregazione (Fig. 23). È tollerato un minimo essudamento (<2% in volume, dopo tre ore, secondo le norme americane (ASTM C937-89), 3-4% per altri autori (Mancuso & Failla, 1981), 5% per Miltiadou (1990)), ma non la segregazione, indice di separazione tra fasi diverse e, quindi, di disomogeneità della miscela già in partenza (Miltiadou, 1985).

Un'interessante procedura sperimentale per la valutazione della stabilità, basata sulla semplice misura della spinta idrostatica è proposta da Van Rickstal & Van Gemert (1995).

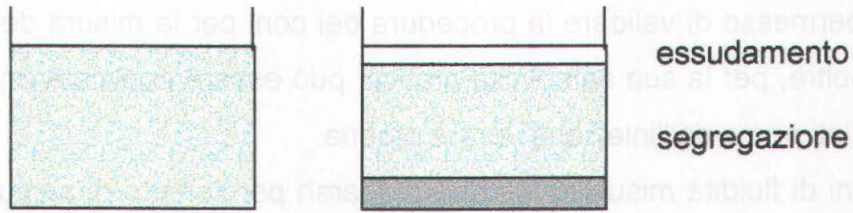


Fig. 23: Valutazione della stabilità delle miscele.

Uno studio comparativo sulla fluidità e la stabilità di miscele a diverso contenuto di calce:pozzolana:cemento è stato effettuato da Toumbakari & Van Gemert (1997): a parità di rapporto a/l, le miscele a maggior contenuto di cemento (30%) hanno mostrato una fluidità ed un bleeding superiore rispetto alle altre (contenuto di cemento 10%). In relazione all'influenza della presenza di calce aerea, si è visto che a parità di quantitativo di cemento, le aggiunte di calce contribuiscono ad aumentare la viscosità della miscela (Fig. 24).

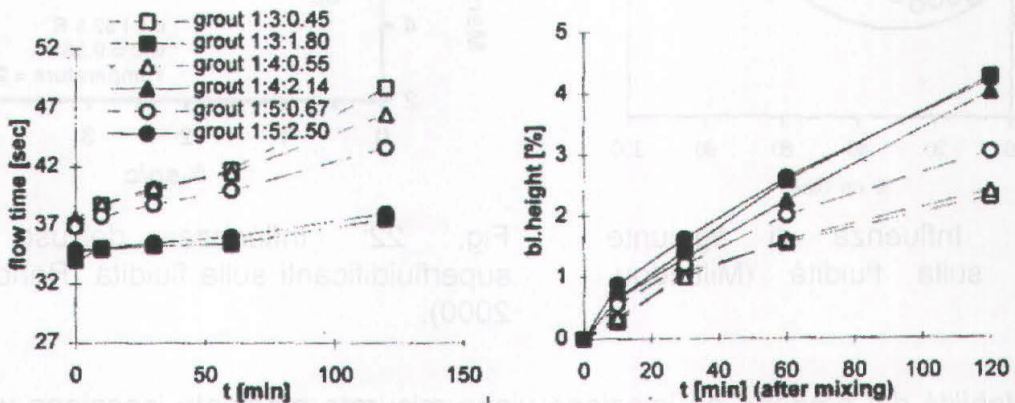


Fig. 24: Relazione tra composizione di miscele idrauliche e fluidità, o bleeding (Toumbakari & Van Gemert, 1997).

Per la misura dell'*iniettabilità* del supporto, i test in laboratorio prevedono l'iniezione di cilindri trasparenti riempiti con diverse tipologie di materiale; a tale proposito esistono essenzialmente due procedure:

- il test alla *colonna di sabbia*²⁵
- l'iniezione entro *cilindri riempiti con materiale incoerente*²⁶.

Entrambe le iniezioni vengono effettuate dal basso, a pressione costante, e la misura dell'*iniettabilità* è data dai tempi di risalita della miscela e/o necessari al completo riempimento.

²⁵ Norme francesi NF P 18-891; cilindro trasparente di 39 cm di altezza e 3.8 cm² di area, pressione costante di 0.075 MPa.

²⁶ Normata dalla ASTM C943-96; cilindro trasparente di diametro 152 mm ed altezza 305 mm.

Il test alla colonna di sabbia ha il vantaggio di poter controllare la porometria del supporto ma, nell'ambito del consolidamento delle strutture, fornisce risultati significativi solo per iniezioni finalizzate alla risarcitura di lesioni²⁷.

I test su cilindri con materiale incoerente prelevato in sito consentono, invece, una verifica diretta delle qualità della miscela in relazione alle reali caratteristiche del supporto e sono, quindi, particolarmente indicati per le murature multistrato. Inoltre, a cilindri induriti, è possibile determinare le caratteristiche meccaniche degli elementi consolidati (resistenza a compressione, modulo elastico e coefficiente di Poisson, resistenza a trazione indiretta). A test meccanici eseguiti, infine, è possibile stimare la riuscita dell'iniezione e l'aderenza al supporto mediante ispezioni visive.

I risultati dei test alla colonna di sabbia effettuati con miscele cementizie su supporti di diverse granulometrie (nel tentativo di simulare diverse aperture di fessura), riguardano l'influenza della viscosità delle miscele, della presa, della temperatura ambientale e del contenuto d'acqua, di elementi aggiunti ed additivi (Miltiadou, 1985 e 1990; Paillere et al., 1992; Atkinson & Shuller, 1992). In particolare si è giunti a correlare (Miltiadou, 1990) le classi granulometriche delle sabbie con intervalli di variazione delle dimensioni delle fessure; la corrispondenza sabbie/fessure (diametro in mm) è: 0.16-0.8/0.1-0.2, 0.6-1.25/0.2-0.4, 1.6-1.25/>4. Inoltre, sempre Miltiadou (1990), propone un criterio granulometrico dell'iniettabilità, stabilendo la composizione dimensionale limite, per miscele cementizie con diverse aggiunte, per ciascuna delle tre classi individuate. Lo studio è stato poi esteso al legame tra dosaggio d'ultrafine, tenore d'acqua e dosaggio di additivo superfluidificante, e ne vengono forniti i limiti combinati di iniettabilità e stabilità (Fig. 26). Paillere et al. (1992) individuano una corrispondenza tra finezza dei cementi (superficie specifica di Blaine minima di 3500 cm²/g) e la classe intermedia di granulometria della colonna di sabbia.

Esistono dati anche sulle resistenze a compressione di colonne indurite (Ferragni et al. 1983, in Miltiadou 1985; Miltiadou, 1990) ma, come detto, poca attinenza si ha con iniezioni eseguite in sito. L'aspetto interessante di questa ricerca è che gli autori giungono alla conclusione che il test di fluidità al cono, se non accompagnato da un test d'iniettabilità sul supporto, si rivela spesso limitato nella valutazione dell'iniettabilità della miscela.

²⁷ Il test alla colonna di sabbia, infatti, era stato messo a punto dal LCPC di Parigi per la riparazione di strutture in calcestruzzo mediante resine. I risultati raggiunti riguardano la determinazione dell'influenza della presa delle resine durante l'iniezione (pot life), della presenza d'acqua e della temperatura ambientale (Paillere & Rizouillieres, 1978, in Miltiadou 1985).

$$\text{Fumo di silice densificato} \\ \frac{E/C+F}{1.65 + 0.065f_m} + \frac{SP}{1.15 + 0.02f_m} < 1$$

$$\text{Terra di Santorini} \\ \frac{E/C+F}{1.35 + 0.013f_m} + \frac{SP}{0.69 + 0.014f_m} < 1$$

$$\text{Calce} \\ \frac{E/C+F}{1.60 + 0.02f_m} + \frac{SP}{0.9 + 0.012f_m} < 1$$

Fig. 25: Condizioni di non sedimentazione per miscele di cemento e diverse aggiunte di fine (f_m =%in peso) (Miltiadou, 1990).

Un'interessante variante del test alla colonna di sabbia è proposta da Toumbakari e Van Gemert (1997) per tenere conto dell'influenza dell'assorbimento del supporto sull'iniettabilità e poter valutare la capacità di una miscela nel trattenere l'acqua in sospensione. Il riempimento della colonna, usualmente a base di sabbia quarzifera, è sostituito con polvere di mattoni, materiale scelto per le sue elevate caratteristiche di assorbimento. A parità di miscela, la risalita alla *colonna di mattoni* è risultata più lenta rispetto che alla colonna di sabbia; inoltre, lasciando riposare le miscele per 10 minuti prima dell'iniezione si è riscontrata la migliore penetrazione anche alla colonna con supporto assorbente. Ciò è probabilmente dovuto alla perdita di densità che accompagna i primi minuti successivi alla miscelazione (v. Van Rickstal & Van Gemert, 1997), che permette alla miscela di arricchirsi in contenuto d'acqua e, quindi, di bilanciare l'assorbimento del supporto.

Prove d'iniettabilità su cilindri riempiti di materiale meglio rappresentante le condizioni dei muri in sito sono disponibili per diversi materiali d'iniezione e su varie tipologie di supporto. I lavori che forniscono informazioni sulle condizioni d'iniettabilità (oltre che meccaniche) riguardano sperimentazioni condotte in vari siti dal Politecnico di Milano (proff. L. Binda e G. Baronio); essi sono sintetizzati nello schema di Tab. 5. Le

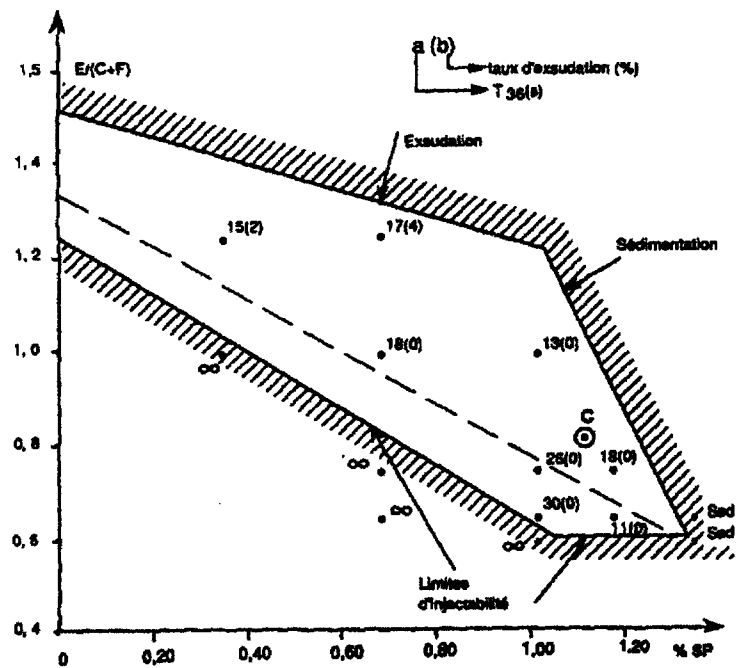


Fig. 26: Zone d'iniettabilità di miscele di cemento e fumo di silice densificato (proporzioni C:F=4:1) in presenza di sperfluidificante (SP) (Miltiadou, 1990).

osservazioni più significative riguardano il miglioramento dell'iniettabilità in condizioni di supporto umido rispetto all'asciutto (Carbone & Dipalma, 1995; Laefer et al., 1996) e la difficoltà di permeazione in presenza di polveri e materiale fine nel supporto (Baronio et al., 1992; Laefer et al., 1996; Modena et al., 1997).

Miltiadou (1990) riferisce informazioni, essenzialmente in relazione al comportamento meccanico, per cilindri caratterizzati da diverse percentuali di vuoti (32 o 40%), realizzati con malta a base cementizia e pietre calcaree, ed iniettati con due miscele di puro cemento e due miscele di cemento con diverso tenore di fumi di silice e superfluidificanti. L'iniezione viene eseguita su campioni indisturbati oppure danneggiati. Le osservazioni più significative riguardano l'influenza sulla resistenza meccanica della porosità del supporto, del rapporto a/l e della resistenza delle miscele, e la modifica delle condizioni di rottura tra cilindri riparati e originari (nei primi sono interessate anche le pietre, nei secondi solo l'interfaccia malta-pietra o miscela-pietra).

Tab. 5: Sintesi delle prove d'iniettabilità su cilindri.

Provenienza (rif. bibl.)	Cilindri (Dxh) (cm)	Caratteristiche supporto	Caratteristiche miscele	Mod. iniezione, pressione, supporto	Osservazioni e caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione/modulo elastico/coefficiente di Poisson)
Villabruna (Bl) (Baronio et al., 1992, 1993) (Andreotti et al., 1993)	12x30	Pietra: calcarea Malta: a base di calce idrata e inerte prevalentemente calcareo (origine dolomitica) Vuoti: 1.62% (sulla sezione)	- calce idrata, coccopesto e additivi (antiritiro superplasticizzanti); A/L=1.5 - microcemento pozzolanico con basso contenuto di sali solubili; A/L= 0.75-4	Iniezione a gravità Supporto asciutto e bagnato	Generali: migliore iniettabilità di cilindri bagnati; scarsa aderenza su supporto appena inumidito ed in presenza di polveri; efflorescenze all'interfaccia pietra-miscela su supporto abbondantemente inumidito
Rovereto (Tn) (Andreotti et al., 1993) (Binda et al., 1994, 1995, 1998)	12x30	Pietra: calcarea (binco e rosso di Verona) con basso contenuto di solfati Malta: a base di calce idrata con aggregati calcarei (molto assorbente) Vuoti: 4% (sulla sez.)	- Microlite: microcemento con additivi; A/L=1.5 - Fen-x: a base di calce idraulica naturale con basso contenuto di sali; A/L=0.8 - Calce idraulica e polvere di mattone	Dal basso (0.02-0.04 MPa) Supporto asciutto e bagnato	Generali: segregazione con supporto asciutto; impossibilità d'iniezione in presenza di materiale fine (colaggio dall'alto); fessure da ritiro su miscela indurita - Fen-x: inglobamento bolle d'aria; $\sigma \approx 0.4$ MPa - Calce: $\sigma \approx 0.55$ MPa*
Matera (Romaniello & Zuardi, 1993)	12x30	Pietra: biocalcarenite Assorbimento =21% Malta: a base di calce aerea con aggregato calcareo	- Microcemento; A/l=1.75-1	Dal basso (0.1-0.01 MPa) Supporto bagnato	Generali: fenomeni di ritiro e forte segregazione acqua per A/L=1.75; ritiro limitato negli altri casi; particelle incoerenti non iniettate; ottima aderenza tra tufo e malta
Montescaglioso (Mt) (Carbone & Di palma, 1995)	12x24	Pietra calcarenite-tufo Vuoti: 3% (sulla sezione)	- Microlite: microcemento con additivi; A/L=1-1.5 - Fen-x1: a base di calce idraulica naturale con basso contenuto di sali; A/L=1-1.25 - Fen-x2: a base di calce idraulica naturale con basso contenuto di sali; A/l=1-1.75	Dal basso (0.01-0.04 MPa) Supporto asciutto e bagnato	Generali: tempi di risalita raddoppiati per il supporto asciutto Microlite: - materiale incoerente non iniettato; ottima aderenza a supporto asciutto e bagnato; problemi di aderenza per presenza di polveri; ritiro e segregazione contenuti. - caratteristiche meccaniche**: A/L=1: $\sigma \approx 0.84$ MPa, E=315 MPa; $\nu \approx 0.4$; A/L=1.5: $\sigma \approx 0.55$ MPa; E=89 MPa; $\nu \approx 0.76$ Fen X: - segregazione, bleeding e ritiro accentuati; materiale fine non iniettato - caratteristiche meccaniche: A/L=1: $\sigma \approx 0.23$ MPa; E=38 MPa; $\nu \approx 0.31$; A/L=1.25: $\sigma \approx 0.43$ MPa; E=125 MPa; $\nu \approx 0.49$
Montescaglioso (Mt) (Laefer et al., 1996)	12x24	Pietra: Calcarenite organogenica molto porosa (assorbim. 20.09%)	- Microlite: microcemento con additivi; A/L=1-1.75) - Fen-x: a base di calce idraulica naturale con basso contenuto di sali; A/L=1-1.25	Dal basso (0.1-0.02 MPa) Supporto asciutto e bagnato	Generali: il materiale fine non viene permeato dalla miscela; tempi di risalita quasi doppi per il supporto asciutto; la presenza di polvere sulla superficie compromette l'adesione miscela-pietra; buona adesione al supporto sia asciutto che bagnato Microlite*: $\sigma \approx 0.5$ MPa (A/L=1.5); $\sigma \approx 0.8$ MPa (A/L=1) Fen-x: inglobamento bolle di aria, segregazione e ritiro dovuto ad eccessiva fluidità; $\sigma \approx 0.4$ MPa (A/L=1.25); $\sigma \approx 0.2$ MPa (A/L=1)
Este (Pd) (Modena et al., 1997)	12x24	Pietra: trachite Malta: a base di calce idraulica; aggregati silicei e calcarei Vuoti: 42.4%	- Microlite: microcemento con additivi; A/L=1.5 - Fen-x: a base di calce idraulica naturale con basso contenuto di sali; A/L=1.5	Dal basso (0.1-1.02 MPa)	Generali: riempimento quasi completo dei vuoti (98.6%) Microlite: $\sigma \approx 2.7$ MPa (A/L=1.5)
Pognana (Ms) (Binda, 1998)	12x30	Pietra: arenaria macigno e calcare marnoso Malta: frantumata Vuoti: 3.49% sulla sezione; non comunicanti	- Cemento microfina di natura pozzolanica; A/L=1.75 - Cemento Portland R 3.25 con fluidificante; A/L=0.5	Dal basso (Microfina: 0.07-0.08 MPa) (Portland: 0.04-0.06 MPa) Supporto bagnato	Microcemento: - impossibilità d'iniezione del materiale incoerente (malta) - caratteristiche meccaniche: $\sigma \approx 4.2$ MPa, E=1550 MPa Portland+ fluidificante: - espulsione di materiale per fenomeni di pressofiltrazione; scarso legame con materiale incoerente; rapido indurimento della miscela - caratteristiche meccaniche: $\sigma \approx 1.66$ MPa, E=340 MPa
Castelletto (Lu) (Binda, 1998)	12x30	Pietra: arenaria macigno e calcare marnoso Malta: friabile con aggregato rotondeggiante Vuoti: 31.26% sulla sezione; non comunicanti	- Cemento microfina di natura pozzolanica; A/L=1.75) - Cemento Portland 3.25 con fluidificante; A/L=0.5	Dal basso	Cemento microfina: $\sigma \approx 5.3$ MPa, E=3240 MPa Portland+fluidificante: $\sigma \approx 1.65$ MPa, E=300 MPa

*Valori medi dedotti da grafici comparativi; **Valori medi dedotti da tabelle riassuntive.

3.3.4 *Sperimentazioni su murature multistrato in pietra iniettate*

Gli effetti di un'iniezione correttamente eseguita si ripercuotono positivamente sulle prestazioni meccaniche del muro, sia eliminando in parte le cavità (fessure e/o vuoti), sia rafforzando i legami fra i vari componenti della muratura stessa. L'iniezione consente di omogeneizzare le murature incoerenti e, pertanto, i miglioramenti ottenibili sono tanto maggiori quanto peggiori (con i dovuti limiti) sono le caratteristiche dei muri originari²⁸.

Rispetto ad altre tecniche di comune impiego (es. pareti armate) la tecnica si presenta tra le più compatibili meccanicamente con le caratteristiche originarie: in generale, è possibile ripristinare le condizioni di resistenza o anche ottenere discreti incrementi, influenzando minimamente sulla rigidità. Ciò è particolarmente importante per edifici in zona sismica, ove la realizzazione di interventi localizzati può generare squilibri nell'assorbimento delle forze in gioco.

I rapporti quantitativi delle resistenze e delle rigidità prima e dopo il consolidamento dipendono, ovviamente, dalle condizioni di iniettabilità del muro e della miscela (parametri discussi nel paragrafo precedente), e dai prodotti impiegati per l'iniezione.

In particolare, dai dati presenti in letteratura si deduce che la resistenza della miscela non influenza sostanzialmente la capacità portante ultima del muro, sia sotto sforzi di compressione (come in Toumbakari & Van Gemert, 1997 e Vintzileou & Tassios, 1995) che di taglio (Tomazevic & Apih, 1993; Toumbakari & Van Gemert, 1997). Quest'aspetto è stato particolarmente analizzato nella presente ricerca, poiché, a differenza delle sperimentazioni documentate in bibliografia, eseguite quasi esclusivamente con prodotti di iniezione a base cementizia, sono state impiegate miscele di calce idraulica, aventi resistenze appartenenti a range di valori molto inferiori a quelle di cemento. In tal senso, la sperimentazione proposta si è mostrata complementare a quelle già disponibili, ed ha consentito alcune generalizzazioni che verranno meglio descritte nella parte dedicata all'analisi dei risultati sperimentali (par. 4.5.2)

Il comportamento di murature in pietra multistrato (sia a compressione che a taglio) è stato indagato da numerosi ricercatori mediante test in sito ed in laboratorio. Le ricerche presentano caratteri differenti, eterogenei sia per metodi di prova che per tipologie d'intervento; le pubblicazioni relative, inoltre, forniscono informazioni spesso limitate alla definizione di pochi parametri, da cui la difficoltà di trattarle organicamente in

²⁸ Si veda anche l'Appendice III ove è mostrato come, attraverso l'impiego di prove soniche, i maggiori incrementi di velocità post-

un quadro unico. Se ne descrivono, quindi, gli aspetti essenziali, confrontando i risultati numerici (resistenze e parametri dell'iniezione), ove possibile, in tabelle di sintesi.

Resistenza a compressione

Modena (Università di Padova) confronta le tecniche delle iniezioni e delle pareti armate in diverse tipologie di muri a due paramenti sconnessi siti in alcune località del Trentino (Rovereto, Calliano, Mezzolombardo e Mezzocorona), mediante prove a compressione e prove con i martinetti piatti (Bettio et al., 1993; Modena & Bettio, 1994). Si utilizzano miscele di calce idraulica pozzolanica e calce aerea (nelle percentuali di 0.4 e 0.6 rispettivamente) e cocciopesto, e cementizie (utilizzate solo previo accertamento dell'assenza di solfati). L'iniezione è stata effettuata a basse pressioni (0.05 MPa) previo lavaggio con acqua, entro fori di diametro variabile tra 10 e 12 mm, praticati su una sola faccia della muratura e distribuiti all'incirca per numero di 10/m². L'intervento ha migliorato la resistenza del muro mediamente di circa il 50% rispetto al caso non consolidato (Fig. 27). Il confronto delle curve tensione-deformazione è riportato in Fig. 12.

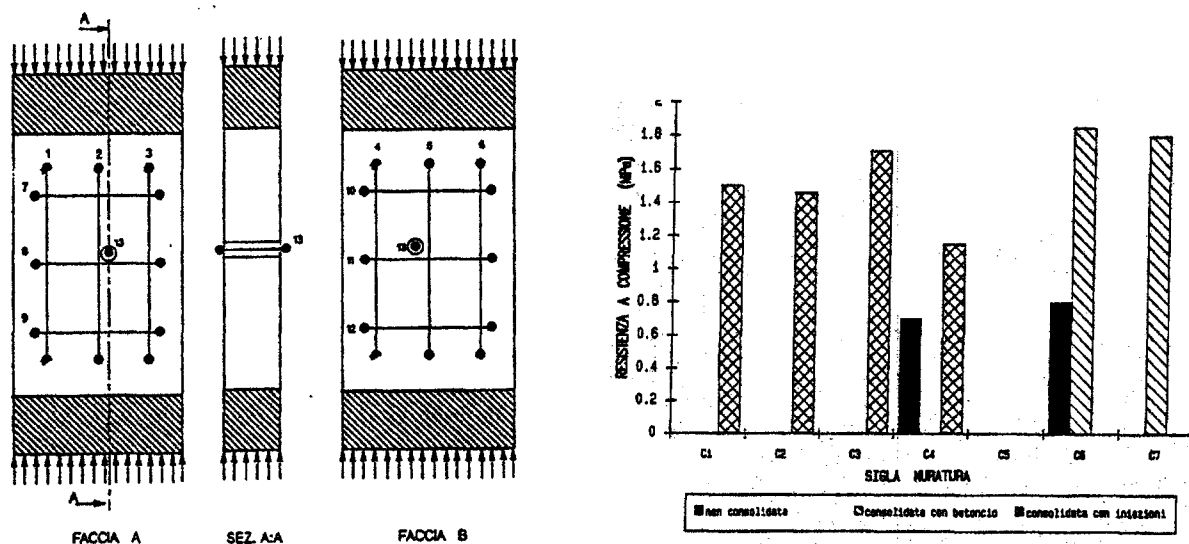


Fig. 27: Prove a compressione su murature consolidate con iniezioni e lastre armate (Bettio et. al, 1993).

Tab. 6: Risultati delle prove condotte da Modena (Bettio et. al, 1993).

Muratura	lato	Muratura prima del consolidamento				Res. a compress. (MPa)	Consolidamento con betoncino				Res. a compress. (MPa)	Consolidamento con iniezioni			
		Mart. piatti		Prova di compressione			Prova di compressione					Prova di compressione			
		E (0.2-0.4) (MPa)	E (0.4-0.8) (MPa)	E (0.2-0.4) (MPa)	E (0.4-0.8) (MPa)		E (0.2-0.4) (MPa)	E (0.4-0.8) (MPa)	E (0.8-1.2) (MPa)	E (0.2-0.4) (MPa)		E (0.4-0.8) (MPa)	E (0.8-1.2) (MPa)	Res. a compress. (MPa)	
C1	A											210	130	70	1.5
	B											180	190	10	
C2	A											470	240	130	1.46
	B											530	500	400	
C3	A											800	430	250	1.71
	B											670	450	320	
C4	A			360	60	0.70						480	370	90	1.15
	B			2300	240								480	500	
C5	A						(*)	(*)	(*)	0.75					
	B	500	420				(*)	(*)	(*)						
C6 ^(**)	A			200	160	0.80	10400	7900	6700	1.85					
	B			550	400			11200	10800		9400				
C7	A						9300	10400	8600	1.80					
	B						9600	9400	6400						

R1	A			800	1100	0.90						3500	2500		1.00
	B			130	100								3400	2600	
R2	A			90	50	0.60	5300	(*)	(*)						
	B	210	210	240	100			19700	(*)		(*)				

C1+C7 si riferiscono a murature in località Calliano (TN), R1-R2 si riferiscono a murature in località Rovereto (TN).

(*) impossibilità di calcolare il modulo per allargamento delle basi di misura

(**) pannello rinforzato con una paretina di calcestruzzo su una sola faccia

Vignoli (Università di Firenze) ha eseguito in varie località della Toscana (Pieve Fosciana, S.Anastasio, Pognana, Canova, Castelletto e Merizzo) prove a compressione condotte fino al limite elastico e a rottura su muri consolidati con betoncino armato o iniezioni (Modena, 1999). Le murature indagate, costituite da pietre irregolari o ciottoli, sono organizzate nelle tipologie a due paramenti accostati e a tre paramenti. Le dimensioni dei campioni variano da 84 a 101 cm per la larghezza, da 167 a 205 cm per l'altezza, e da 44 a 70 cm nello spessore. I risultati hanno registrato buoni incrementi di resistenza e di modulo elastico, come riportato in Tab. 7 e Fig. 28 (R=riparato, C=compressione).

Tab. 7: Prove a compressione eseguite in Toscana da Vignoli (Modena, 1999).

Località (e sigla muro)	intervento	σ_{el} o $\sigma_{1/3}$ (MPa)	σ_u (MPa)	E_s o $E_{1/3}$ (MPa)
Pieve Fosciana (A)	-	0,654	-	1468
	betoncino	0,698	-	3051
Pieve Fosciana (B)	-	0,595	-	1333
	betoncino	0,788	-	5169
Pognana (E)	-	0,145	-	250
	iniezioni	0,205	-	4667
Pognana (D)*	-	0,158	1,041	376
	iniezioni	0,348	1,596	3012
S. Anastasio*	-	0,158	0,236	1921

* muri portati a collasso

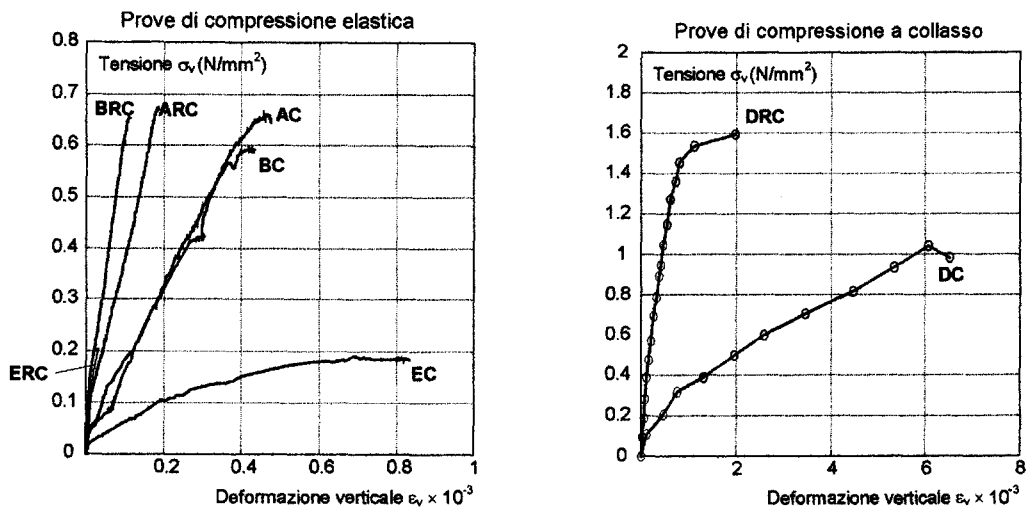


Fig. 28: Risultati della sperimentazione condotta da Vignoli (Modena, 1999).

Tomazevic (Università di Lubiana, Slovenia) ha testato murature in pietra a due paramenti, caratterizzati da tessitura irregolare e malta di sabbie di diversa provenienza (Tomazevic, 1992). I test sono stati effettuati in laboratorio prima e dopo l'iniezione mediante miscela di cemento e pozzolana. L'intervento viene eseguito con pressione di 0.2 bar in fori distribuiti a distanze di 0.5-1 m nei giunti di malta, previa bagnatura del muro. I risultati ottenuti sono riportati in Tab. 8. Si tratta di uno dei pochi casi in cui vengono forniti anche i valori di resistenza delle miscele impiegate per il consolidamento.

Tab. 8: Risultati ottenuti da Tomazevic (1992).

Tipo di muratura	N. campioni	Resist. a comp. della miscela (MPa)	Resist. a comp. del muro (MPa)	Mod. elastico del muro E (MPa)
Muro in pietra a 2 par. con malta di calce e sabbia argillosa	1 campione	-	0,5	197
		33	1,0	825
Muro in pietra a 2 par. con malta di calce e sabbia di fiume	6 campioni	-	0,77	390
		33	2,14	2744

Vintzileou & Tassios (Università di Atene, Grecia) hanno effettuato test di compressione in laboratorio su murature in pietra a tre paramenti di pietra squadrata, aventi dimensioni 70x50x120 cm, con o senza chiusura trasversale delle sezioni (Vintzileou & Tassios, 1995). Lo strato intermedio possiede una elevata percentuale di vuoti (30-40%) ed è riprodotto per strati di circa 30 cm di pietra grossolana e malta. L'iniezione viene effettuata con miscele di cemento additate con fluidificante ed aggiunte di fumo di silice, entro fori distribuiti sulle due facce del muro a circa 25 cm di distanza, previo lavaggio, ed a bassa pressione (0.07 MPa). I risultati delle prove

sperimentali sono riportati in Tab. 9 e Fig. 29. La rottura avviene per comparsa di lesioni verticali sui paramenti esterni e per distacco dell'interfaccia tra nucleo e strati esterni nelle sezioni trasversali, che rende indipendenti i paramenti e vulnerabili agli effetti del second'ordine. Le deformazioni orizzontali sulle sezioni sono registrate, infatti, con valori maggiori che sulle facce del muro (sia verticali che orizzontali). La presenza del collegamento trasversale mediante la chiusura della sezione riduce tale fenomeno, così come l'iniezione stessa, in grado di migliorare il collegamento tra gli strati. La separazione dei paramenti avviene, prima del consolidamento, ad uno stato di sforzo pari a circa il 50% della resistenza a compressione iniziale; dopo il consolidamento, il distacco avviene per tensioni pari quasi a quelle massime raggiunte. Tranne che per un muro, si hanno considerevoli incrementi di resistenza (da 2 a 3 volte superiori al caso non consolidato), e sostanziali maggiorazioni del modulo elastico con conseguente riduzione della duttilità. I muri testati solo dopo l'intervento hanno fatto registrare valori intermedi, se non inferiori (se si esclude il pannello anomalo), a quelli dei muri consolidati dopo danneggiamento, a dimostrazione dell'efficacia dell'intervento eseguito. Anche in questo caso, pur avendo utilizzato miscele di resistenza doppia l'una dell'altra, non si rileva una influenza di tale parametro sulla resistenza a compressione del muro (si noti che il muro a maggiore incremento è iniettato con la miscela a resistenza minore).

Tab. 9: Risultati delle prove condotte da Vintzileou & Tassios (1995).

Muro	Sez. trasv.	Res. a compr. miscela (MPa)	Resistenza muro (MPa)		Modulo elastico $E_{1/3}$ (MPa)		Deformazione verticale al carico massimo ($^{\circ}/_{\infty}$)	
			originario	iniettato	originario	iniettato	originario	iniettato
1	chiusa	30	2,10	3,10	7000	6250	1.04	0.6
2	aperta	-	1,30	-	2706	-	-	-
3	chiusa	30	2,40	4,30	5000	5971	1.41	1.10
4	aperta	-	1,60	-	4442	-	0.80	-
5	aperta	30	1,70	4,20	5670	7778	2.80	1.20
6	aperta	13	1,35	4,05	5625	8438	0.58	1.00
7	aperta	30	-	3,70	-	15413	-	0.90
8	aperta	13	-	3,00	-	3333	-	0.90

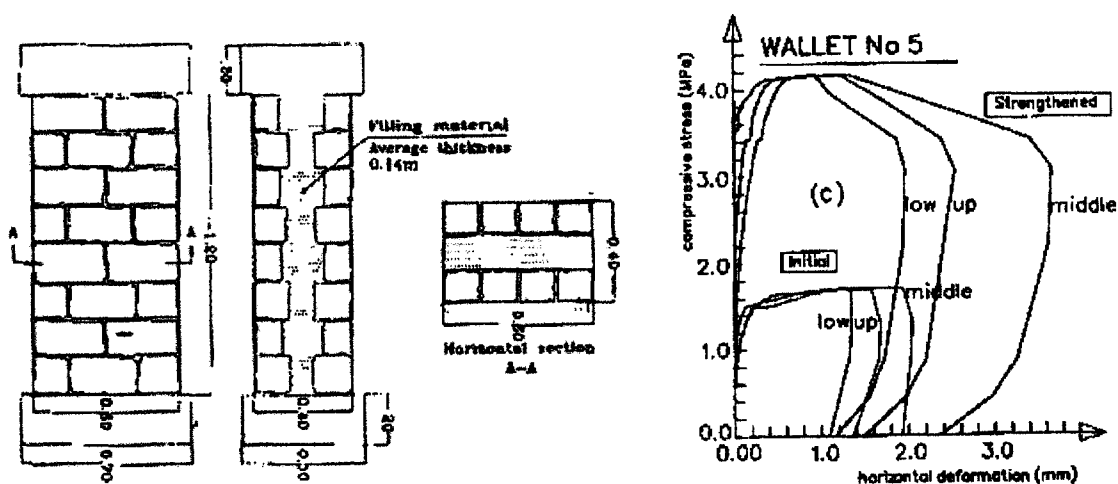


Fig. 29: Tipici diagrammi sforzi-deformazioni ottenuti da Vintzileou & Tassios (1995).

Un ultimo resoconto riguarda il lavoro sperimentale condotto da *Toumbakari & Van Gemert* (Università di Leuven, Belgio) su pannelli in pietra a tre paramenti riprodotti e testati in laboratorio, di dimensioni 60x120x40 (Toumbakari & Van Gemert, 1997; Pisano, 1999). Gli strati esterni sono costituiti da pietra calcarea sbozzata, il nucleo è riempito con frammenti lapidei misti a malta di calce e cemento. Sono state impiegate tre diverse miscele cementizie additivate con superfluidificante, di cui una a limitato tenore di cemento. L'iniezione avviene su un solo lato, entro fori distanti 20-25 cm, senza preventivo lavaggio, ed a basse pressioni (0.08-0.1 MPa). Un muro presenta diatoni distribuiti nel numero di 4-5/m². La percentuale dei vuoti da iniettare dei muri sprovvisti di diatoni è in media del 15% (il muro con i collegamenti trasversali presenta una percentuale pari al 7%). I risultati delle prove sono riportati in Tab. 10 e Fig. 30. La rottura avviene con formazione delle fessure verticali sulle facce del provino e, successivamente, all'interfaccia tra gli strati nella sezione trasversale, di maggiore entità. Le fessure seguono prevalentemente l'andamento dei giunti di malta, interessando sporadicamente anche i conci. Come per la sperimentazione precedentemente descritta, anche in questo caso la presenza di diatone riduce le deformazioni trasversali, e non vi è sostanziale differenza tra le resistenze dei muri consolidati con miscele a diverse caratteristiche meccaniche (resistenze fino a tre volte superiori).

Tab. 10: Pannelli a tre paramenti testati in Belgio (Pisano, 1999).

Muro	Res. a compr. miscela (MPa)	Resistenza muro (MPa)		Modulo elastico $E_{1/3}$ (MPa)		Deformazione verticale al carico massimo (‰)	
		originario	iniettato	originario	iniettato	originario	iniettato
1	6.4	2.02	-	3,67	-	1,42	
2	14.6	2.1	3.3	4,4	4,5	1,6	2,3
3*	5.2	2.6	3.5	5,9	4,0	1,7	2,4
4	5.2	2.7	3.3	5,2	1,9	2,1	3,5

* presenza di diatoni

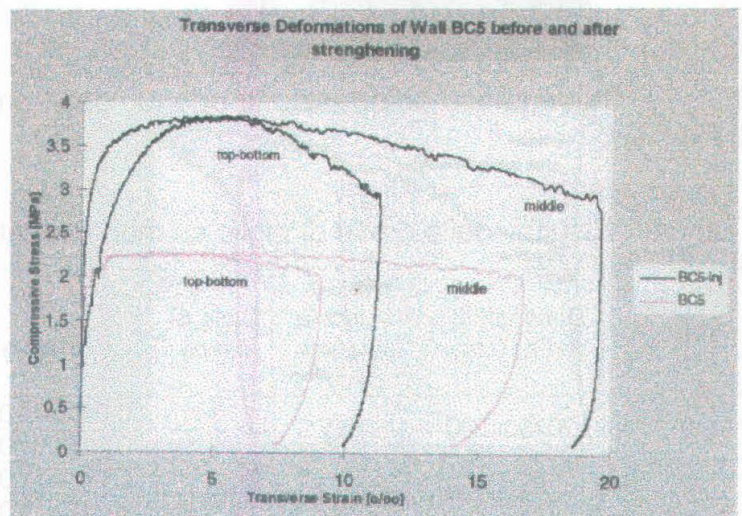
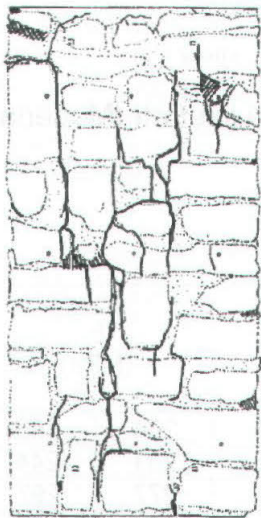


Fig. 30: Quadro fessurativo e diagramma sforzi-deformazioni tipici (Pisano, 1999).

Resistenza a taglio

Prove a taglio su pannelli a doppia altezza sono state eseguite da *Modena* (1999) su muri in pietra del bellunese (Villabruna) consolidate con calce idrata e cocciopesto (additivati con fluidificanti ed antiritiro) mediante iniezione per gravità. Per favorire la permeazione nella parete, i fori sono stati infittiti a $10/m^2$, su entrambi i lati delle pareti. I risultati delle prove sono riportati in Fig. 31. Si rileva un incremento della resistenza e della rigidezza del pannello consolidato rispetto a quello non consolidato, particolarmente evidente lungo la diagonale compressa. L'osservazione delle pareti dopo le prove ha mostrato, nonostante l'elevata diffusione di fori di iniezione, una disomogeneità di distribuzione della miscela e una scarsa aderenza della stessa agli elementi lapidei; l'operazione di lavaggio effettuata su due pannelli prima della fase di iniezione ha consentito, invece, un notevole miglioramento di entrambe le caratteristiche.

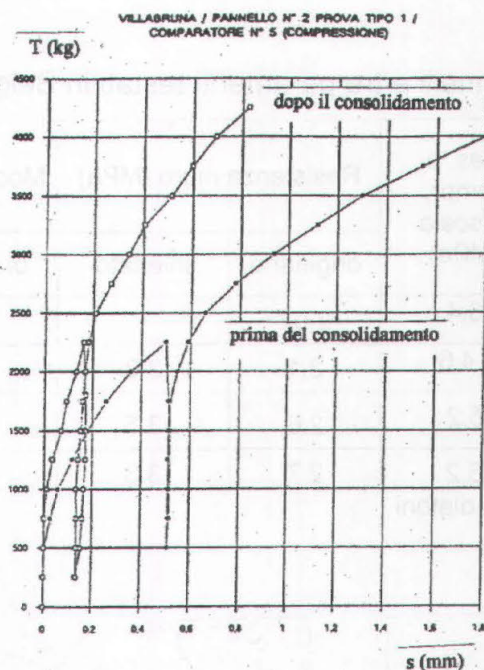


Fig. 31: Curve carico-deformazione ottenuti dalle prove a taglio su muri iniettati (Modena, 1999).

Tab. 11: Risultati delle prove di taglio su muri iniettati (Modena, 1999).

Muro	Dimensioni (b·t·h) (cm)	Resa miscela iniettata (kg/m ³)	Ciclo di carico	T _u (MPa)		G (MPa)		E (MPa)	
1	120x50x200	16,7	1	0,041	0,053	44	57	264	343
			2	0,035	0,038	39	41	231	244
2	130x50x200	15,4	1	0,044	0,047	46	50	277	297
			2	0,027	0,044	29	46	172	277
3	130x45x200	34,2	1	0,024	0,036	25	39	152	231
			2	0,027	0,040	29	42	172	251
4*	120x45x200	64,8	1	-	0,067	-	73	-	436
			2	-	0,067	-	73	-	436
5*	130x45x200	34,2	1	0,029	0,045	31	47	185	284
			2	0,028	0,045	31	47	185	284
6	100x45x200	20,0	1	-	0,053	-	58	-	350
			2	-	0,059	-	67	-	403

* muri con preventivo lavaggio.

Prove a compressione e taglio su pannelli a doppia altezza e di compressione diagonale, sono state eseguite da *Vignoli* (Modena, 1999) nelle località della Toscana sopra menzionate. I muri, consolidati mediante betoncino armato o iniezioni, hanno dimensioni come per le prove a compressione per le prove di compressione e taglio, e 120 cm di lato per 43-50 cm di spessore per le prove diagonali. Gli interventi hanno ridotto la duttilità delle murature, incrementando sia la resistenza che il modulo a taglio (anomalo il risultato del pannello B). I risultati sono riportati in Tab. 12 e Fig. 32 (R=riparato, T=taglio).

Tab. 12: Comportamento a taglio di muri consolidati da Vignoli (Modena, 1999).

Località (e sigla muro)	intervento	τ_u (MPa)	μ	G (MPa)
Pieve Fosciana (A)	-	0.379	5.30	179
	betoncino	0.573	-	-
Pieve Fosciana (B)	-	0.491	-	435
	betoncino	0.664	2.82	274
Pognana (E)	-	0.114	5.74	102
	iniezioni	0.237	2.34	268
Canova (G)*	-	0.114	-	285
	betoncino	0.397	-	-
Canova (F)*	-	0.160	-	102
	betoncino	0.364	-	-
Castelletto (H)*	-	0.072	-	36
Merizzo (I)*	-	0.061	-	74

* prova diagonale

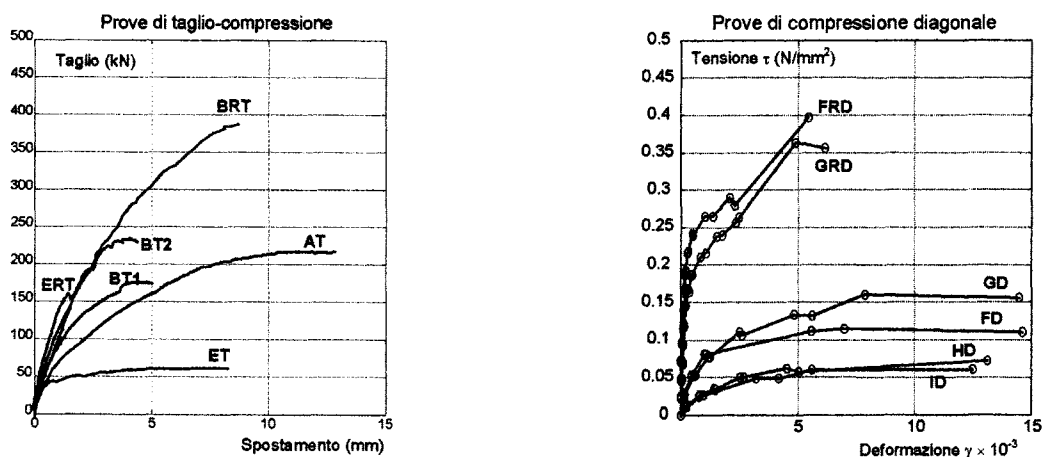


Fig. 32: Prove a taglio: risultati della sperimentazione condotta da Vignoli (Modena, 1999).

Una serie di prove diagonali cicliche è stata effettuata da *Beolchini* (Università de L'Aquila) su pareti murarie consolidate con iniezioni cementizie e, dopo ulteriore danneggiamento ciclico, mediante iniezioni armate parallelamente alla facciata del muro. I risultati sono sintetizzati in Tab. 13. Si sono registrati rilevanti incrementi dei parametri caratteristici a taglio (resistenza, modulo elastico e duttilità), specialmente per i muri consolidati con cuciture armate, che hanno fatto registrare anche una maggiore capacità dissipativa in prossimità del collasso.

Tab. 13: Risultati ottenuti da Beolchini (Beolchini et al., 1997a).

Pannello	Intervento	T_{max} (MPa)	G (MPa)	μ
1	-	0,040	4,6	>2,1
	Iniezione	0,222	111,15	5,55
	Iniezioni armate (4 \varnothing 16)	0,297	66,05	4,7
2	-	0,066	8,2	>2,6
3	-	0,057	12,6	>1,9
	Iniezioni armate (2 \varnothing 16)	0,252	66,5	8,95
4	-	0,056	7,6	>2,8
	Iniezioni armate (2 \varnothing 16)	0,204	120,1	>9,9

Prove cicliche su una parete di due piani inglobata in un edificio in muratura sono state effettuate prima e dopo intervento mediante iniezioni cementizie. I carichi orizzontali sono applicati in corrispondenza del primo solaio e della copertura (Beolchini et al, 1997b). La prova ha delineato un significativo incremento della rigidezza e della resistenza globale per effetto del consolidamento. In particolare, la forza richiesta per raggiungere il collasso nella situazione consolidata è circa l'80% superiore di quello relativo alla parete non rinforzata nel caso di un solo carico applicato in sommità, e del 50% nel caso di applicazione simultanea su entrambi i piani. I diagrammi significativi sono riportati in Fig. 33.

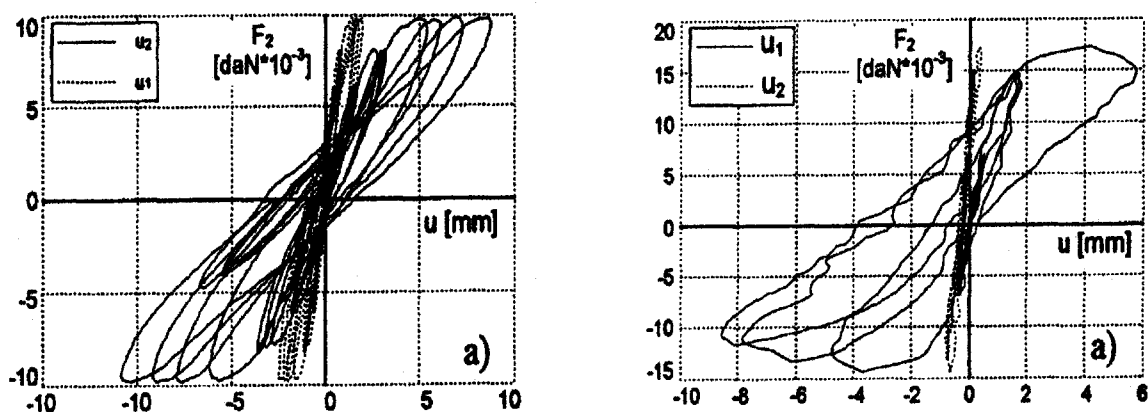


Fig. 33: Prove cicliche di taglio nel piano su murature iniettate (Beolchini et al., 1997).

Tomazevic (Università di Lubiana, Slovenia) ha testato murature in pietra a due paramenti, come per le prove di compressione sopra riportate (tessitura irregolare e malta di sabbie di diversa provenienza), anche a compressione e taglio su doppia altezza (Tomazevic, 1992). I test sono stati effettuati sia in sito che in laboratorio prima e dopo l'iniezione mediante miscela di cemento e pozzolana. I risultati ottenuti sono riportati in Tab. 14 e Fig. 34. Si nota il minore incremento di resistenza ottenuto per i test in

laboratorio rispetto a quelli in sito, probabilmente dovuto ad una non completa maturazione della malta di calce utilizzata²⁹.

Tab. 14: Risultati ottenuti da Tomazevic su muri iniettati (1992).

Tipo di muratura	N. campioni	Resist. a comp. della miscela (MPa)	Resist. a taglio (MPa)	Mod. a taglio G (MPa)
Muro in pietra a 2 par. con malta di calce e sabbia argillosa	1 campione	-	0,02	70
		33	0,12	100
Muro in pietra a 2 par. con malta di calce e sabbia di fiume	6 campioni	-	0,10	87
		33	0,25	145
Muro in pietra a 2 par. con malta di calce e sabbia di fiume	1 campione*	-	0,10	-
		31	0,14	100
Muro misto, 2 par., malta di calce e sabbia di fiume	3 campioni*	-	0,14	40
		24	0,19	450

*test in sito

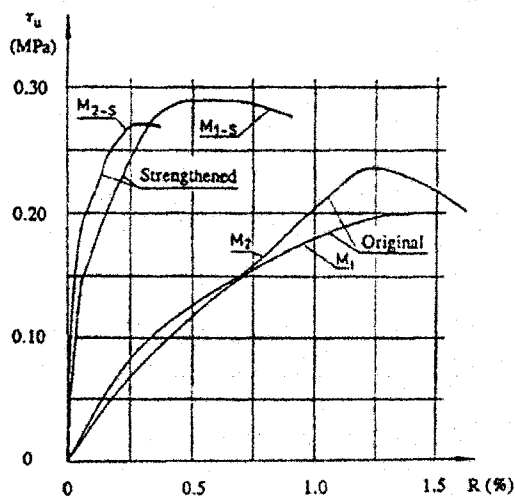
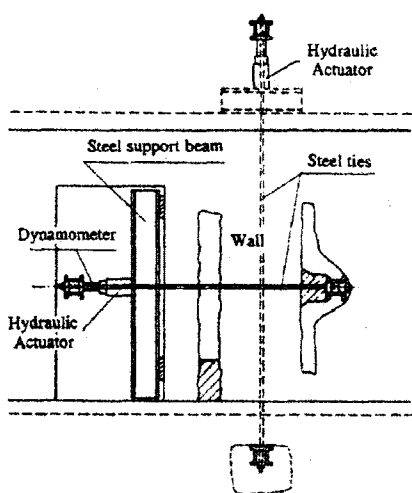


Fig. 34: Test di compressione e taglio in sito su murature iniettate (Tomazevic, 1992).

Un'ulteriore serie sperimentale di muri a due paramenti con elementi irregolare disposti in corsi suborizzontali, mattoni frantumati, e pietre di legamento distribuite uniformemente sul volume, è stata testata in laboratorio (Tomazevic & Apih, 1993). È stata indagata l'influenza di diverse miscele, tutte a base cementizia, con aggiunte variabili di pozzolana ed additivi idrofobi (per migliorare la durabilità della muratura). Si inietta a basse pressioni (0.2-0.3 MPa), entro fori distribuiti su entrambe le facce del muro

²⁹ La malta di calce, infatti, raggiunge la sua massima resistenza in tempi più elevati di quelle di cemento (Collepari, 1991).

a circa 30-40 cm di distanza. Vengono forniti i risultati della caratterizzazione di malte e miscele (si veda la sintesi in Tab. 18). I test di carico laterale nel piano vengono eseguiti a compressione costante di 1 MPa (desunto come il 25-30% della resistenza a compressione di un muro testato a compressione solo dopo l'iniezione). I risultati sono contenuti nella Tab. 15. Ispezioni e controlli sulla durabilità hanno rilevato la presenza di sali di cristallizzazione in superficie, per cui si sono testate diverse miscele in cui parte del cemento viene sostituito con sabbia; in tal modo vengono ridotti gli effetti d'incompatibilità chimica, senza ridurre la resistenza meccanica delle miscele al di sotto di quelle della malta. Tuttavia, il decremento è notevole, aumentando per granulometrie inferiori.

Tab. 15: Prove a compressione e taglio su muri iniettati con diverse miscele cementizie.

Muro	Res. a comp. miscela (MPa)	Res. a taglio del muro (MPa)	Modulo di taglio G (MPa)	Duttilità μ_u
A1	32,5	0,30	160	2,60
A2		0,30	200	3,44
B1	19,7	0,36	117	2,20
B2		0,37	122	2,41
C1	6,8	0,20	137	2,58
C2		0,42	142	2,52
D1	12,8	0,33	148	3,13
D2		0,39	148	3,13

Questa sperimentazione dimostra come miscele di resistenze anche 5 volte superiori e diversamente additivate non influenzino la resistenza a taglio finale dei muri consolidati. Ciò è comprensibile dalla modalità stessa di rottura per taglio, che avviene per lesionamento diagonale, attivando essenzialmente la resistenza a trazione dei materiali (in particolare della malta) e l'aderenza, piuttosto che la resistenza a compressione. L'omogeneizzazione ottenuta grazie al riempimento dei vuoti, cioè, è l'effetto prevalente per il miglioramento delle prestazioni del muro, a prescindere dalla resistenza del materiale introdotto.

Vintzileou & Tassios, aggiungono alla serie di pannelli testati a compressione, anche due pannelli a compressione diagonale, di dimensioni 80x80x40 cm, con sezione trasversale non collegata da diafani (*Vintzileou & Tassios*, 1995). I muri sono testati solo dopo consolidamento: la loro resistenza media è pari a 0.64 MPa, corrispondente ad aperture di fessure anche di 10 mm. La resistenza del muro prima del consolidamento viene stimata pari a circa 1/10 di quella del muro consolidato, in base a risultati di prove sperimentali condotte su campioni analoghi.

Anche la sperimentazione condotta in Belgio da *Van Gemert* (Pisano, 1999) prevede test di compressione diagonale su tre pannelli consolidati con le miscele impiegate per i muri da sottoporre a compressione. Anche in questo caso i pannelli hanno dimensioni pari a 80x80x40 cm, e non vi sono diafani di collegamento trasversale. I risultati della sperimentazione sono riportati in Tab. 16. La rottura avviene per scorrimento lungo i giunti di malta, interessando talvolta anche i conci di pietra. Come nella sperimentazione di *Tomazevic* (Tomazevic & Apih, 1992), non si registrano variazioni sostanziali della resistenza a taglio dei muri per impiego di miscele a diversa resistenza (in particolare, il valore massimo di resistenza corrisponde alla minima resistenza per la miscela).

Tab. 16: Prove diagonali su muri iniettati in Belgio (Pisano, 1999).

Muro	Res. a compr. miscela (MPa)	Res. a taglio (MPa)	Def. orizz. a carico max (‰)	Compress. a carico max (‰)	Def. vert. a carico max (‰)
1	6.4	0,45	1,41	0,52	0,90
		-	-	-	-
2	14.6	0,30	-	-	-
		0,70	-	-	-
3	5.2	0,30	2,0	0,30	1,50
		0,60	3,1	0,70	2,60

I risultati raccolti in letteratura sono stati sintetizzati in Tab. 17, al fine di individuare i range caratteristici delle proprietà meccaniche ed elastiche dei muri in pietra consolidati (le murature consolidate sono indicate con gli apici: i=iniezione, b=betoncino, ia=iniezioni armate). Sono riportati i valori medi calcolati per ciascuna sperimentazione, a loro volta mediati sull'intera casistica rilevata dai diversi autori. Gli estremi del range di valori (massimi e minimi) sono ricavati solo per le iniezioni. Per completezza sono inseriti anche valori ricavati da sperimentazioni finalizzate alla caratterizzazione di murature reali non consolidate (Chiostrini & Vignoli, 1994). Come nella sintesi dei dati afferenti alla conoscenza delle murature (Tab. 2) si sono distinti i lavori eseguiti in sito da quelli in laboratorio, al fine di verificare l'attendibilità delle riproduzioni attuate in assenza di disponibilità di campioni di murature reali.

La Tab. 18 riporta, infine, la sintesi dei dati sulle miscele e sui particolari esecutivi dell'iniezione ricavati dalle sperimentazioni citate.

Tab. 17: Sintesi delle proprietà meccaniche dei muri consolidati.

Autore/ sperimentazione	Tipo di muratura	Resistenza a comp. (MPa)		Modulo elastico E _{1/3} (MPa)		Resistenza a taglio (MPa)		Modulo a taglio G _{1/3} (MPa)		Duttilità μ	
Modena (Trento)	listata ciottoli	0,75	1,47 ^b 1,37 ⁱ	248	9625 ^b 791 ⁱ	-	-	-	-	-	-
Modena (Belluno)	ciottoli con zeppe	-	-	190	352 ⁱ	0,03	0,05 ⁱ	32	53 ⁱ	-	-
Vignoli (Toscana)	ciottoli	0,64	1,60 ⁱ	1149	3012 ⁱ	0,20	0,55 ^b 0,24 ⁱ	173	274 ^b 268 ⁱ	2,63	2,34 ^b 1,55 ⁱ
Beolchini (L'Aquila)	-	-	-	-	-	0,06	0,22 ⁱ 0,25 ^{ia}	8	111 ⁱ 84 ^{ia}	>2,35	5,55 ⁱ >7,85 ^{ia}
Beolchini-Grillo (L'Aquila)	ciottoli irregolare	1,13	1,12 ^b	167	118 ^b	0,14	0,46 ^b	36	111 ^b	-	-
Chiostrini (Firenze)	pietre-mattoni	2,24	-	1288	-	0,23	-	245	-	3,59	-
Tomazevic (Slovenia)	irregolare	-	-	-	-	0,12	0,17 ⁱ	40	275 ⁱ	-	-
Valori medi		1,11	1,24 ^b 1,41 ⁱ	368	3287 ^b 756 ⁱ	0,13	0,50 ^b 0,11 ⁱ 0,25 ^{ia}	111	144 ^b 125 ⁱ 84 ^{ia}	>3,1	2,34 ^b 3,55 ⁱ >7,85 ^{ia}
Valori massimi		2,24	1,60 ⁱ	1288	3012 ⁱ	0,23	0,24 ⁱ	245	275 ⁱ	3,59	5,55 ⁱ
Valori minimi		0,64	1,37 ⁱ	167	352 ⁱ	0,03	0,05 ⁱ	8	53 ⁱ	2,5	1,55 ⁱ
Tomazevic* (Slovenia)	irregolare	0,64	1,57 ⁱ	294	1785 ⁱ	0,06	0,30 ⁱ	79	142 ⁱ	-	2,75 ⁱ
Tassios* (Grecia)	squadrata	1,74	3,73 ⁱ	5074	7864 ⁱ	0,15 ^{**}	0,64 ⁱ	-	-	-	-
Van Gemert* (Belgio)	squadrata e ammorsata	2,35	3,37 ⁱ	4792	3467 ⁱ	0,35	0,66 ⁱ	-	-	-	-

* sperimentazioni in laboratorio

** valore stimato

Tab. 18: Sintesi delle caratteristiche delle miscele e modalità d'iniezione.

Autore e provenienza	Composizione miscela	Rapp. a/l	Resistenza (MPa)		Pressione iniezione (MPa)	N. fori/m ²	Quantità miscela	
			Comp.	Fless.			kg/m ³	l/m ³
Modena (Belluno)	Calce idrata/cocciopesto 1:2, 1:3; additivi fluidificanti e antiritiro	0.20	-	-	gravità	10	31	-
Beolchini (L'Aquila)	-	0.54	-	-	0.15-0.2	- (2 lati)	-	170
Tomazevic (Slovenia)	Cemento/pozzolana 9:1	1 0.9	30.3	-	0.2	4	50/150	-
Tomazevic (Slovenia)	Cem/pozzolana 9:1	0.7	32.5	1.9	0.2-0.3	10/12 (2 lati)	142	-
	Cem/pozzolana 9:1, additivi idrofobi	0.7	19.7	1.6	0.2-0.3	10/12 (2 lati)	79	-
	Cem/pozzolana 7:1, additivi idrofobi	0.75	6.8	0.6	0.2-0.3	10/12 (2 lati)	108	-
	Cem/pozz 7:1, sabbia, additivi Idrofobi	0.75	12.8	1.7	0.2-0.3	10/12 (2 lati)	77	-
	Cem/pozz 14:1, sabbia, add. idrofobi	0.9	15.9	4,2	0.2-0.3	10/12 (2 lati)	122	-
Tassios (Grecia)	Cemento, fumi silice, fluidific.	0.9	30	-	0.07	12	-	104
	Cemento/calce 2:1, fumi silice, fluid.	0.9	13	-	0.07	12	-	104
Van Gemert (Belgio)	Cem/calce 4:1, fluidificante	0.85	14.6	5.6	0.08-0.1	16	-	156
	Cem/calce 2:1, f. silice, poz., fluid.	0.67	6.4	1.6	0.08-0.1	16	-	160
	Cem/calce 2:1, pozz., fluid.	0.83	5.2	1.8	0.08-0.1	16	-	104

Nelle sperimentazioni documentate si rileva l'uso preponderante delle iniezioni per il consolidamento delle murature in pietra a più paramenti accostati, anche se quasi esclusivamente realizzate con miscele a base cementizia.

Si nota come i rapporti acqua/legante siano piuttosto elevati e come la distribuzione dei fori sia molto più fitta di quanto normalmente operato nella pratica o suggerito dalla normativa (2-3/m² nella Circ. Min. '81, v. Appendice II). Si può quindi assumere, con buona approssimazione, che la miscela abbia iniettato tutti i vuoti disponibili all'interno del muro, con il vantaggio di eliminare un'ulteriore variabile per l'analisi dei risultati. Con rapporti a/l elevati e forature ben distribuite e diffuse, le pressioni di iniezione potrebbero essere molto basse³⁰; tuttavia, nelle sperimentazioni considerate, pur essendo ridotte rispetto a quanto riportato dalle norme (0.6-1.2 nella Circolare '81, v. Appendice II), esse si mantengono su valori medio-alti. È da ribadire, infine, che sia l'esecuzione della foratura sia l'immissione a pressioni elevate possono costituire causa di ulteriore danneggiamento per i muri da consolidare.

3.3.5 Ristilatura

La ristilatura dei giunti è finalizzata al ripristino delle condizioni d'integrità delle facciate, laddove siano presenti malte degradate, e/o all'incremento delle caratteristiche meccaniche del muro. La scelta della malta da ristilatura è funzione, ovviamente, della finalità dell'intervento, oltre che delle condizioni di compatibilità con i materiali esistenti.

Una volta preparata la muratura per l'intervento (eventuale asportazione dell'intonaco) le fasi esecutive sono:

- a) *scarnitura* dei giunti, ossia eliminazione e pulitura della malta esistente per una profondità di circa 5-7 cm. Se l'intervento è programmato su entrambi i lati della parete, la profondità massima di scarnitura è di circa 1/3 dell'intero spessore (Fig. 35); in tal caso, per non pregiudicare la stabilità del muro, i giunti scarniti devono essere riempiti prima della scarnitura dei giunti del lato opposto;
- b) lavaggio con acqua (a bassa pressione), sia per rifinire la pulizia dei giunti, sia per limitare l'assorbimento dell'acqua d'impasto della malta di apporto;
- c) stilatura dei giunti, mediante accurato riempimento con apposizione di più strati di malta della parte più profonda del giunto e delle eventuali cavità. Per garantire l'efficacia dell'intervento è fondamentale compattare manualmente la malta entro i giunti per ciascun strato apposto. È questo, infatti, l'aspetto che richiede maggiore controllo in fase esecutiva, pena il mero miglioramento estetico della facciata. Nel caso in cui la muratura presenti zeppe nella sua apparecchiatura, queste dovranno essere riposizionate nei giunti in modo da ripristinare le originarie caratteristiche tipologico-costruttive della muratura.

³⁰ Tralaltro, nei lavori sperimentali, i fori sono praticati spesso su entrambe le facce del muro

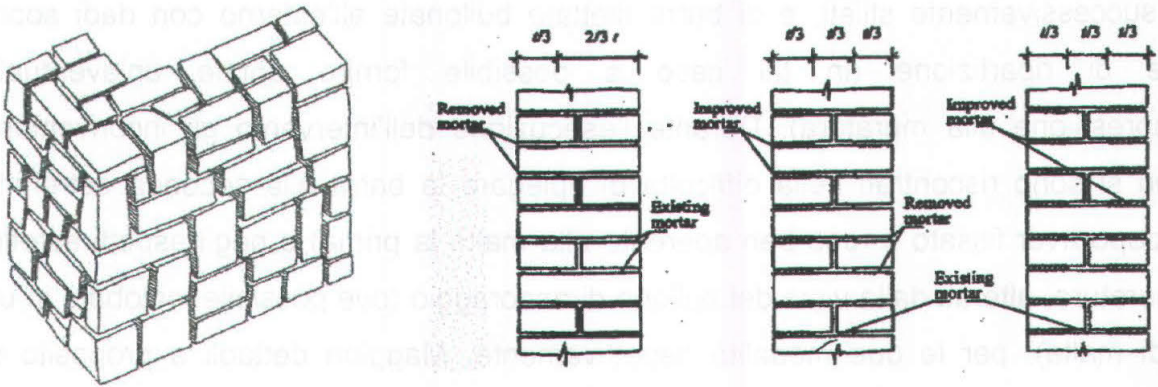


Fig. 35: Scarnitura dei giunti in una muratura in pietra e fasi esecutive dell'intervento (Tomazevic, 1999).

Un esempio di applicazione della tecnica combinata iniezione+ristilatura è stata effettuata nel corso della presente ricerca, in collaborazione con il Politecnico di Milano (Proff. L. Binda e G. Baronio) e l'Università di Perugia (Prof. A. Borri), in uno dei centri umbri colpiti da sisma (Fig. 36). Prove a compressione diagonale eseguite prima e dopo l'intervento su un muro di pietra a due paramenti con scarso ammorsamento hanno fatto rilevare un incremento del carico ultimo superiore al 100%.



Fig. 36: Intervento di ristilatura+iniezione su un muro in pietra.

3.3.6 Tiranti trasversali

La tecnica comporta la foratura (diametro generalmente variabile da 4 a 8 mm) mediante comune trapano elettrico, l'inserimento delle barre e l'ancoraggio delle stesse. Diversi materiali e diversi sistemi di ancoraggio possono essere utilizzati. I fori possono essere eventualmente preventivamente iniettati, in modo da esplicitare la loro azione anche per attrito, e non solo per il contrasto fornito dagli ancoraggi.

Nella sperimentazione sui modelli fisici si è proposto l'impiego di comuni barre ad aderenza migliorata semplicemente risvoltate alle estremità entro scanalature dei giunti di

malta, successivamente stilati, e di barre filettate bullonate all'esterno con dadi sopra rondelle di ripartizione (in tal caso è possibile fornire anche un'eventuale precompressione alla muratura). Durante l'esecuzione dell'intervento gli inconvenienti maggiori si sono riscontrati nella difficoltà di ripiegare la barra alla seconda estremità (ossia dopo aver fissato e reso ben aderente alla malta la prima) e negli aspetti estetici della murature, alterati dalla vista del bullone di ancoraggio (ove possibile inglobato in un corso di malta), per le due modalità rispettivamente. Maggiori dettagli a proposito si trovano nel par 4.4.2.

L'applicazione di tiranti nello spessore della muratura non è stato finora oggetto di studi specifici significativi. Un tentativo d'inserimento di tiranti su provini di murature storiche multistrato costruite in Egitto tra il XII ed il XV secolo, senza preventiva iniezione, si è dimostrato inadeguato, per il grave danneggiamento causato dalle operazioni di foratura; l'applicazione della tecnica combinata iniezioni-tiranti trasversali non ha rivelato un miglioramento delle caratteristiche di aderenza all'interfaccia tra nucleo consolidato e paramenti, rispetto all'applicazione della sola tecnica d'iniezione (Hamid et al., 1999).

Ad ogni modo, per gli aspetti caratteristici comuni, è possibile riferirsi alle ricerche effettuate sulle pareti armate, ove siano disponibili contributi sull'influenza dei collegamenti trasversali sul comportamento del muro. Uno studio numerico, calibrato su dati sperimentali ottenuti da prove di compressione in sito, ha mostrato l'influenza dell'impiego di barre a diverso diametro sulla resistenza e rigidezza della muratura, e fornito informazioni sulla ridotta estensione della plasticizzazione del nucleo interno rispetto al caso non consolidato (v. Fig. 37).

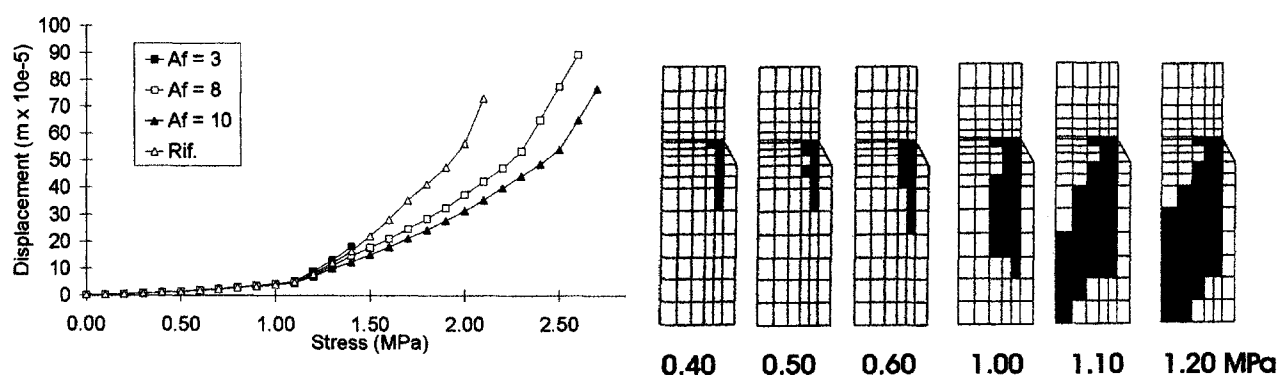


Fig. 37: Variazione del comportamento di murature consolidate con pareti armate per diversi diametri dei tiranti trasversali³¹ ed evoluzione della plasticizzazione (Modena, Zavarise, Valluzzi, 1998).

³¹ Il modello di riferimento è costituito da tiranti 5Ø6/m², parete di 1.5 m di altezza e pareti da 5 cm di spessore.

4. ATTIVITA' SPERIMENTALE

4.1 Programma sperimentale ed obiettivi

I risultati della ricerca bibliografica svolta hanno consentito la programmazione di un'ampia campagna sperimentale, volta a valutare il comportamento meccanico di muri multistrato consolidati con diverse tecniche d'intervento.

Sono stati realizzati 17 modelli fisici di muri in pietra a tre paramenti, con strati di dimensioni individuate come rappresentative dei muri rilevati in sito (cap. 3). I campioni sono stati realizzati nel bellunese, con materiali, mezzi e manodopera locale, con l'obiettivo di riprodurre le caratteristiche dei muri multistrato, tradizionalmente molto diffusi nella zona. I modelli sono stati sottoposti a prove di compressione monoassiale presso il Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Costruzione e Trasporti dell'Università di Padova, sia prima che dopo gli interventi di consolidamento, eseguiti mediante: iniezioni, ristilatura dei giunti ed applicazione di tiranti trasversali, interventi individuati come "adeguati" alla tipologia in esame (cap. 4), e considerati sia disgiuntamente che in combinazione. Per la valutazione dell'efficacia dell'intervento (in particolare per le iniezioni e per la ristilatura) sono state effettuate anche prove debolmente e non distruttive (prove con i martinetti piatti e prove soniche).

Il progetto degli interventi, in particolare delle iniezioni, ha richiesto studi sperimentali specifici, volti alla determinazione dei materiali "compatibili" ed all'ottimizzazione dei parametri caratteristici delle miscele.

Lo studio dei problemi di compatibilità con i materiali esistenti (v. Appendice I) ha guidato la scelta verso leganti a base una calce naturale, sia per le malte che per le miscele da iniezione.

L'attività di ricerca sulle miscele è stata finalizzata all'individuazione dei parametri in grado di rendere massima l'iniettabilità. Per quanto trattato nel par. 3.3.3, tale obiettivo è strettamente legato sia alle caratteristiche delle miscele che a quelle del supporto. La vastità della casistica possibile ha reso necessario fissare alcuni parametri di base, sia per le miscele che per il supporto, rispetto a cui è stata valutata l'influenza delle altre variabili in gioco.

In particolare, si è voluto analizzare come la presenza di *additivi* modifica le proprietà reologiche intrinseche delle miscele (fluidità e stabilità), nonché le proprietà fisiche (presa, ritiro) e meccaniche (resistenza a compressione, modulo elastico e coefficiente di Poisson) delle stesse. Lo studio è stato svolto su una calce idraulica

naturale impiegata come prodotto base per miscele da iniezione commerciali (FenX-A, semplice prodotto di macinazione delle rocce marnose, di produzione Tassullo S.p.A., Tassullo, Trento) a cui sono stati aggiunti due comuni additivi, un *fluidificante* ed un *ritentore d'acqua*, aventi funzioni primarie (sull'iniettabilità) e secondarie (sui tempi di presa) comuni (v. Tab. 4), considerati sia singolarmente che in combinazione, in dosaggio fisso. Per confronto, si è considerato anche il prodotto in commercio (FenX-B), di formulazione non nota.

La caratterizzazione dell'iniettabilità delle murature in pietra è stata effettuata prendendo in esame i riempimenti del nucleo della tipologia a tre paramenti. Il supporto considerato è costituito da scaglie di pietra e pezzi di malta³². Mantenendo costanti i materiali, si è voluta valutare l'influenza della *granulometria* del riempimento, a sua volta caratterizzante la porometria del supporto. Si sono considerate tre classi di inerti a granulometria fissa, rispondenti alle dimensioni più comunemente riscontrate nei riempimenti di muri reali (1, 3 e 5-7 cm circa, in media) ed una classe composta da scaglie a granulometria mista, che ha costituito il riempimento dei modelli fisici testati in laboratorio. È stata indagata, inoltre, l'influenza dell'*umidità* del supporto sull'iniettabilità, iniettando cilindri anidri o bagnati.

Riguardo alle metodologie di prova impiegate, è da ribadire che la caratterizzazione fisica e meccanica delle miscele è tuttora un problema aperto, non essendoci a disposizione procedure specifiche (v. Appendice II). Di fatto, accade che le miscele vengono testate utilizzando le modalità di prova prescritte per le malte (stessi casseri e procedure), oppure si testano in realtà delle *malte*, ossia gli impasti normalizzati costituiti dal legante della miscela con aggiunta di sabbia, che nulla hanno in comune con le miscele realmente impiegate³³. Al fine di individuare i limiti dell'uno e dell'altro procedimento, nella presente sperimentazione si sono messi a confronto entrambi, realizzando prove fisiche e meccaniche in parallelo tra miscele e malte costituite dal legante della miscela. Inoltre, per tener conto dell'influenza della presenza dell'additivo sulla resistenza meccanica delle malte, si è individuata una procedura in grado di stabilire la riduzione della quantità d'acqua in funzione del prodotto additivante.

Le miscele e le malte (anche quelle di realizzazione dei muri, ossia quella simulante la malta esistente e quella da ristilatura) sono inserite in un programma di prove sperimentali nel tempo (28 e 60 gg per la malta da ristilatura e 7, 28, 60, 120 e 180 gg per le altre), al fine d'individuare la variazione delle proprietà meccaniche (resistenza

³² La presenza di malta è fondamentale, in quanto costituente a maggior assorbimento del riempimento.

a flessione, compressione, modulo elastico e coefficiente di Poisson).

I prerequisiti reologici delle miscele sono stati caratterizzati mediante prove di fluidità ai coni, e di essudamento/segregazione mediante ispezione visiva. La mancanza di standardizzazione dell'uso dei coni usualmente utilizzati (cono di Marsh e cono ASTM) ha suggerito la realizzazione di entrambi gli imbuti, consentendo un confronto tra i tempi di discesa delle diverse miscele per i due sistemi.

L'iniettabilità sui supporti è stata testata mediante l'iniezione delle diverse miscele entro cilindri trasparenti riempiti con gli inerti a diversa granulometria e la malta utilizzata per il riempimento dei muri. Sui cilindri induriti sono state misurate le proprietà meccaniche del riempimento e l'efficacia dell'iniezione mediante ispezioni visive. Come per le malte costituite dal legante delle miscele e la malta esistente dei muri, anche per i cilindri sono previste prove sperimentali nel tempo (compressione, modulo elastico e trazione indiretta a 28, 60, 120 e 180gg).

Nel complesso, le prove sperimentali di laboratorio sono state distinte nelle seguenti fasi:

- *Fase I: caratterizzazione dei materiali di base:* prove di caratterizzazione chimica, mineralogica, fisica (assorbimento, peso specifico, ritiro) e meccanica (flessione, compressione, trazione, trazione indiretta, modulo elastico a compressione) dei leganti (prodotto base per miscele e prodotto commerciale), della malta (esistente e da ristilatura), e degli elementi lapidei; prove a trazione delle barre impiegate per i tiranti trasversali.
- *Fase II: caratteristiche reologiche delle miscele e prove di iniettabilità:* verifica dell'influenza di due additivi (fluidificante e ritentore d'acqua), aggiunti (con dosaggi consigliati) sia singolarmente che in combinazione, sulle proprietà reologiche delle miscele. Prove di iniettabilità su cilindri di materiale simulante lo strato di riempimento di muri multistrato (inerte di tre diverse granulometrie, con presenza di malta) e verifiche con prove meccaniche e ispezioni. Da tale fase sono emerse la/le miscela/e idonee ai diversi tipi di supporti.
- *Fase III: prove meccaniche ed indagini su muri consolidati:* valutazione dell'efficacia dell'intervento su muri consolidati con iniezioni (miscela additivata prescelta e prodotto commerciale), ristilatura profonda, posizionamento di tiranti trasversali (tecniche applicate sia singolarmente che in combinazione)

³³ Sono infatti diversi i ritiri, così come le caratteristiche meccaniche.

mediante prove a compressione diretta, prove con i martinetti piatti, prove soniche ed ispezioni qualitative.

Per quanto riguarda le iniezioni, il coordinamento tra le fasi sperimentali sopraindicate è stato fondamentale, in quanto ha consentito di ottimizzare e quantificare alcune variabili in gioco (rapporto a/l ed additivazione per il legante base, quantità d'acqua per il prodotto commerciale). La scelta dei prodotti con cui iniettare i muri è passata, infatti, attraverso un criterio di progressive esclusioni delle miscele di partenza. Tale processo si compone di due fasi:

- Nella prima, alle miscele viene richiesto di soddisfare i prerequisiti all'iniettabilità (ossia fluidità superiore a quella minima, assenza di segregazione, minimo essudamento); ciò ha consentito di individuare il limite inferiore del rapporto a/l per ciascuna delle cinque miscele in esame.
- La selezione ulteriore delle miscele così individuate è affidata alle prove d'iniettabilità su cilindri, in base alla misura dei tempi di riempimento e delle quantità di prodotto risalite al loro interno; l'iniezione in cilindri anidri oppure bagnati ha indicato, infine, la modalità d'iniezione più opportuna.

Lo schema delle attività sperimentali che ha guidato le scelte dell'intervento sui muri è riportato in Fig. 38.

Si riassumono di seguito i parametri mantenuti costanti in tutte le fasi sperimentali:

- finezza del legante (D_{med} prodotto base pari a $4,5 \mu\text{m}$ circa³⁴);
- dosaggi degli additivi (0.25% in peso del legante);
- modalità e tempi di miscelazione (1500 g/m per 3 min con trapano elettrico dotato di diffusore);
- pressione d'iniezione ($0.5 \text{ atm} \cong 0.05 \text{ MPa}$).

³⁴ Si veda l'analisi granulometrica di Fig. 41.

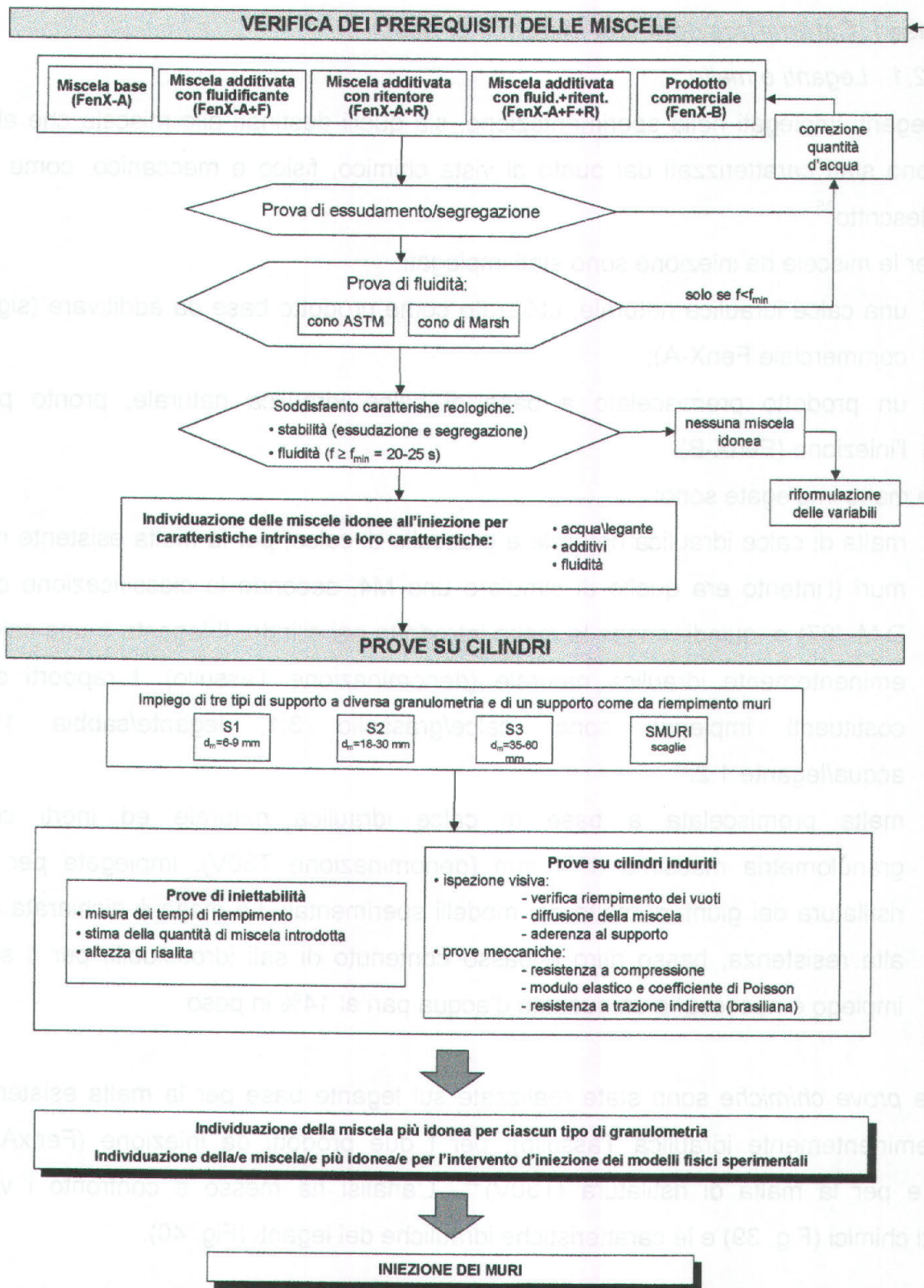


Fig. 38: Caratterizzazione delle proprietà reologiche delle miscele ed obiettivi.

4.2 Fase I: Caratterizzazione dei materiali di base

4.2.1 Leganti e malte

I leganti impiegati nella sperimentazione, sia quelli destinati alle miscele che alle malte, sono stati caratterizzati dal punto di vista chimico, fisico e meccanico, come di seguito descritto³⁵.

Per le miscele da iniezione sono stati impiegati:

- una calce idraulica naturale, utilizzato come prodotto base da additivare (sigla commerciale FenX-A);
- un prodotto premiscelato a base di calce idraulica naturale, pronto per l'iniezione (FenX-B).

Le malte impiegate sono:

- malta di calce idraulica naturale e grassello di calce, per la malta esistente nei muri (l'intento era quello di simulare una M4, secondo la classificazione del D.M. '87) e, quindi, anche la malta introdotta nei cilindri. Il legante è una calce eminentemente idraulica naturale (denominazione Tassullo). I rapporti dei costituenti impiegati sono: calce/grassello 3:1, legante/sabbia 1:3, acqua/legante 1:2.
- malta premiscelata a base di calce idraulica naturale ed inerti con granulometria massima di 4 mm (denominazione T30V), impiegata per la ristilatura dei giunti di malta dei modelli sperimentali. La malta è dichiarata ad alta resistenza, basso ritiro e basso contenuto di sali idrosolubili; per il suo impiego è necessaria un quantità d'acqua pari al 14% in peso.

Le *prove chimiche* sono state realizzate sul legante base per la malta esistente (Calce eminentemente idraulica Tassullo), per i due prodotti da iniezione (FenxA e FenxB) e per la malta di ristilatura (T30V)³⁶. L'analisi ha messo a confronto i vari composti chimici (Fig. 39) e le caratteristiche idrauliche dei leganti (Fig. 40).

³⁵ Le prove chimiche sui leganti sono state realizzate dal Laboratorio Prove sui Materiali del Politecnico di Milano, quelle fisiche e meccaniche (malte, miscele e pietra) sono state realizzate presso il Laboratorio del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova.

³⁶ Trattandosi di prodotto premiscelato, è stato considerato legante il passante al di sotto del diametro 0.075 μm

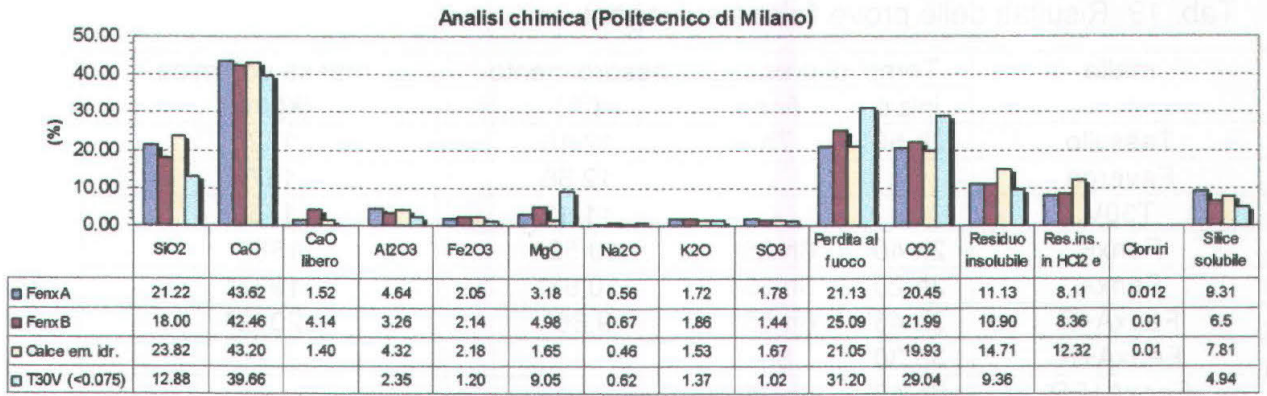


Fig. 39: Analisi chimiche dei prodotti impiegati nella sperimentazione.

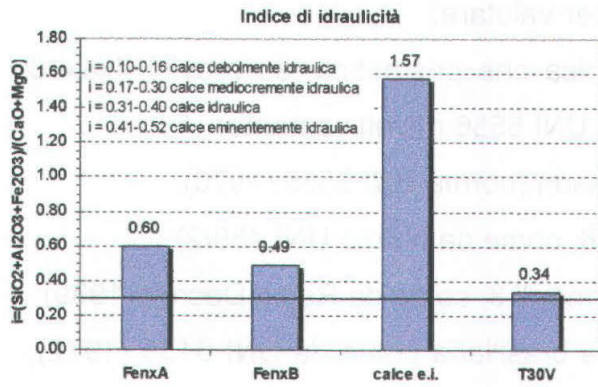


Fig. 40: indice d'idraulicità dei prodotti impiegati nella sperimentazione.

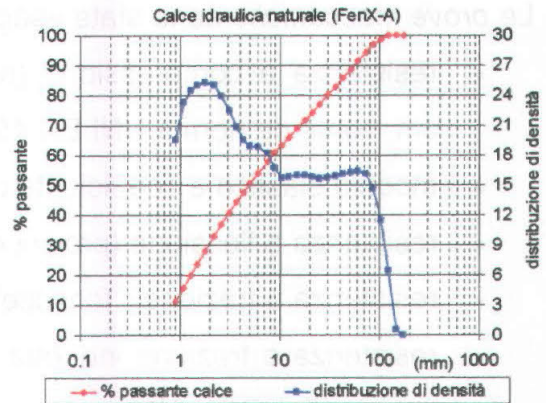


Fig. 41: Analisi granulometrica del prodotto di base per miscele d'iniezione.

Oltre alla caratterizzazione della malta esistente, costituita da legante Tassullo e calce idrata (denominata in seguito "Faverga", dal nome della località in cui sono stati costruiti i muri, in provincia di Belluno), i parametri fisici e meccanici sono stati determinati anche per la malta costituita dalla sola calce idraulica, secondo la caratterizzazione standardizzata dalla norma UNI EN 452/2 (1994).

Le *prove fisiche* realizzate sui leganti impiegati nella sperimentazione sono:

- tempi di inizio e fine presa, su pasta normalizzata (metodo dell'ago di Vicat su impasto di acqua e legante, come da norma UNI EN 196/3, 1994)
- stabilità di volume, al fine di individuare eventuali parti non idratate (metodo delle pinze di Le Chatelier, su pasta come sopra; norma UNI EN 196/3)
- imbibizione per assorbimento totale (norma UNI 9724-2, 1990)
- massa volumica (peso idrostatico come da norma UNI 9724-2, 1990)

I risultati sono riportati in Tab. 19. La prova di stabilità è stata soddisfatta per tutti i leganti considerati.

Tab. 19: Risultati delle prove fisiche sui leganti.

malta	Tempi di presa		assorbimento (%)	massa volumica (kg/m ³)
	inizio	fine		
Tassullo	2h 50'	7h	12.16	1720
Faverga	-	-	12.66	1679
T30V	-	-	11.12	1752
FenxB	2h 40'	6h 25'	10.52*	1882*
FenxA	2h 20'	6h 35'	10.67*	1937*
FenxA+F	2h 45'	6h 55'	9.86*	2012*
FenxA+R	3h 30'	8h	-	-
FenxA+FR	3h 40'	8h 35'	-	-

* prove eseguite su malte realizzate come da par. 4.2.2.

Le prove meccaniche sono state eseguite per valutare:

- resistenza a compressione (sia cubica che prismatica, su provini 4x4x16 cm, come da norma UNI EN 459/2 e UNI 6556 rispettivamente);
- modulo elastico e coefficiente di Poisson (norma UNI 6556, 1976);
- resistenza a flessione (provini 4x4x16, come da norma UNI 459/2);
- resistenza a trazione ("focacce" a forma di 8, come da Regio Decreto 1939)
- resistenza a trazione indiretta (prova brasiliana come da UNI 6135 (1972), su cilindri di D/H=5/15 cm)

I risultati sono riportati in Fig. 42.

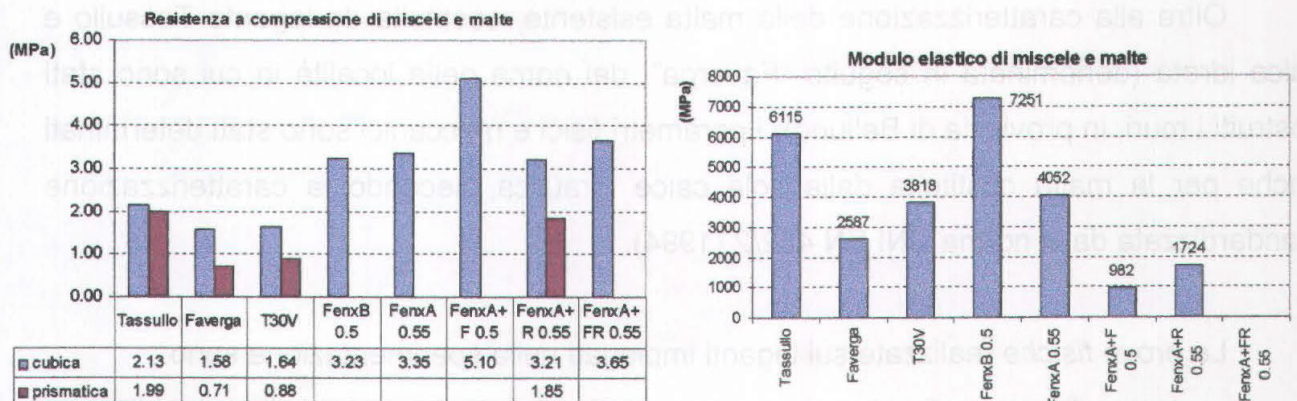


Fig. 42: Risultati delle prove di caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati nella sperimentazione (28gg).

Le prove a compressione hanno fatto rilevare la bassa resistenza della malta simulante quella esistente, come auspicato in partenza. Anche la malta da ristilatura, però, ha fatto registrare dei valori molto bassi, supportati comunque da una maggiore rigidità rispetto a quella originaria. Per ciò che riguarda le miscele, si è distinta, in particolare modo, il prodotto base additivato con fluidificante, sia per la resistenza che per il modulo di elasticità.

Per i risultati delle prove a flessione, trazione diretta ed indiretta si rimanda alla Tab. 21. Alcune immagini delle prove realizzate sono riportate in Fig. 43.

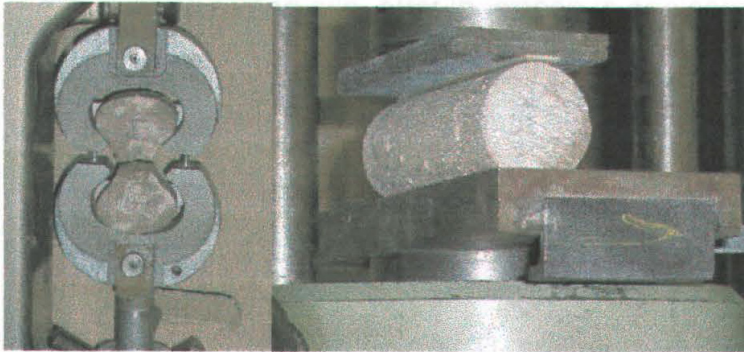


Fig. 43: Prove di trazione diretta ed indiretta eseguite sulle malte.



Fig. 44: prove di modulo elastico e compressione prismatica.

4.2.2 Procedure di prova per miscele ed influenza degli additivi

Come accennato in precedenza le norme attualmente vigenti non definiscono procedure per prove di caratterizzazione su miscele da iniezione; in particolare, per la determinazione della resistenza a compressione si ricorre, di fatto, alle norme relative alle malte (UNI EN 459/2, 1994), adottando i casseri 4x4x16 cm e realizzando i campioni con sola miscela o con aggiunta di sabbia. Entrambe le soluzioni rappresentano però una forzatura per il caso delle miscele da iniezione, solitamente realizzate senza inerte. È noto, infatti, che sia la resistenza meccanica che il ritiro, sono influenzati in modo determinante dalla presenza di sabbia, la quale fornisce maggiore stabilità volumetrica all'impasto, oltre che migliori caratteristiche meccaniche. D'altro canto, i volumi di miscela senza sabbia introdotte in casseri di tali dimensioni sono di gran lunga superiori a quelli destinati ai muri da iniettare (in presenza di vuoti macroscopici si ricorre, infatti, a miscele con sabbia) e pertanto, anche in questo caso, le proprietà fisiche e meccaniche non si riferiscono alla situazione reale.

Le esigue ricerche fin'ora effettuate sull'argomento non consentono di fissare le condizioni ideali per la caratterizzazione di miscele da iniezione in assenza di sabbia (dimensioni dei casseri, modalità di riempimento, tempi di scassero, etc..).

Con questo studio si è voluto fornire un primo contributo, confrontando le proprietà fisiche e meccaniche di miscele e malte (confezionate con lo stesso legante da miscela), e considerando miscele diversificate dalla presenza di additivi.

La procedura utilizzata è quella proposta dalla normativa sulle malte (UNI EN 459/2). Tale norma propone un valore unico per la quantità d'acqua (248g per malte di calce con $NHL < 3.5$) da aggiungere a 450g di legante e a 1.350g di sabbia normalizzata.

Per differenziare l'eventuale effetto dell'additivo sulle malte, si è assunto come criterio per la determinazione dell'acqua d'impasto la prova di consistenza normalizzata del legante (norma 459/2, che rimanda alla 196/3, relativa ai cementi). La presenza dell'additivo modifica, infatti, la consistenza dell'impasto e, quindi, la richiesta d'acqua necessaria al raggiungimento del valore normalizzato. In particolare, la malta costituita dal legante additivato è realizzata con rapporto a/l determinato proporzionalmente ai valori a/l relativi alla consistenza normalizzata (determinata per tentativi) e all'impasto per malta normalizzata. Nello specifico, una volta determinate le quantità d'acqua necessarie per la pasta di consistenza normalizzata del legante base (FenxA non additivato, supponiamo sia la quantità A_1) e per i prodotti additivati (A_2, A_3, \dots, A_i), viene assunta la quantità d'acqua per la malta normalizzata ($AM_1=248g$ per malte di calce con $NHL < 3.5$) per l'impasto non additivato. Mantenendo costante come riferimento il rapporto

$AM_1/AM=K$ (e la quantità di sabbia), determinato per il prodotto base, il rapporto a/l per la malta costituite da legante additivato viene valutato calcolando $AM_i= A_i \cdot K$ (con A_i note dalle prove di consistenza).

In tal modo i campioni di malta sono realizzati con impasti che risentono dell'influenza dell'additivo, poiché cambiano le quantità d'acqua introdotte, e pertanto i risultati sono meglio confrontabili con quelli delle miscele. Mantenendo il rapporto a/l suggerito dalla norma per la malta normalizzata, l'effetto dell'additivo non sarebbe stato, infatti, riconoscibile, in quanto l'additivo non manifesta la sua funzione primaria in termini di resistenza meccanica, ma essenzialmente sulla reologia in fase di iniezione.

Il confronto tra miscele e malte viene quindi effettuato, in particolare, tra la miscela del prodotto base e le miscele utilizzate per iniettare i cilindri ed i relativi impasti con sabbia ed acqua determinata come sopra. Al fine di limitare il numero delle variabili in gioco, viene mantenuto costante e pari a 0.5 il rapporto a/l delle miscele FenxA, FenxB e FenxA+F. I risultati sono riportati in Tab. 20 e Fig. 45.

Tab. 20: Variazione del contenuto d'acqua nel confezionamento di malte additivate.

Legante	Additivo (0.25% in peso del legante)	Quantità d'acqua della pasta di consistenza normalizzata* (g)	Quantità d'acqua della malta normalizzata* (g)	Rapporto a/l delle malte	Rapporto a/l delle miscele di confronto
FenxA	-	144	248	0.55	0.50
					0.55
					0.60
	F	130.5	224.75	0.50	0.50
	R	144	248	0.55	0.55
F+R	128.25	220.875	0.49	0.55	
FenxB	-	141.75	244.125	0.54	0.50

* su 450g di legante

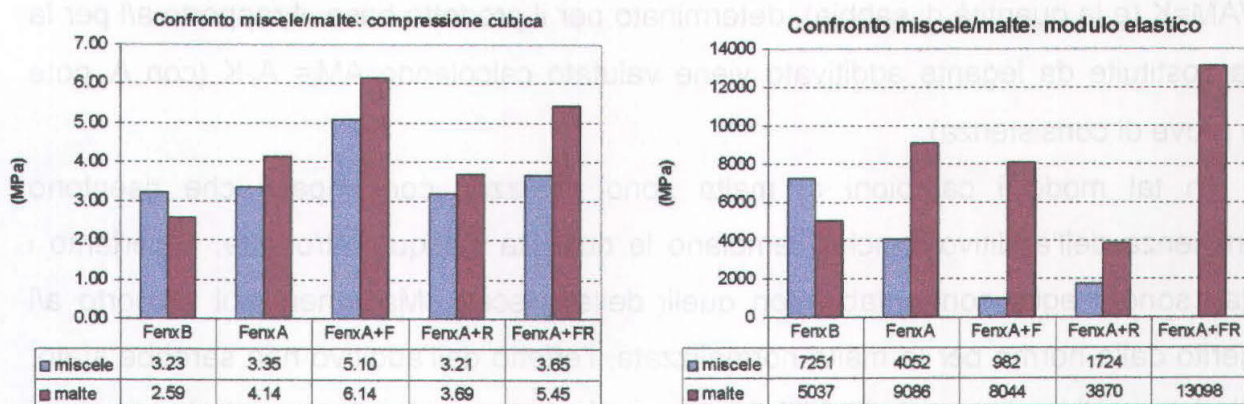


Fig. 45: Confronto delle proprietà meccaniche di miscele e malte per la caratterizzazione delle miscele.

Questa fase della ricerca ha consentito di individuare anche un rapporto significativo tra la resistenza a compressione cubica e quella cilindrica per le malte di calce idraulica testate (Fig. 46). Il valor medio ottenuto si attesta intorno a 0.68, che si eleva a 0.74 escludendo la probabile anomalia del FenxA+F. Inoltre, confrontando i risultati di Fig. 42 e Fig. 45, si può notare come alle miscele siano attribuibili valori di resistenza a compressione sempre più elevati di quelli delle malte utilizzate nei muri, con rapporti di 1:2 circa per le miscele che si attestano sul valor medio di 3.36 MPa (tutte tranne il FenxA+F), e maggiori di 1:3 per la miscela additivata con fluidificante.

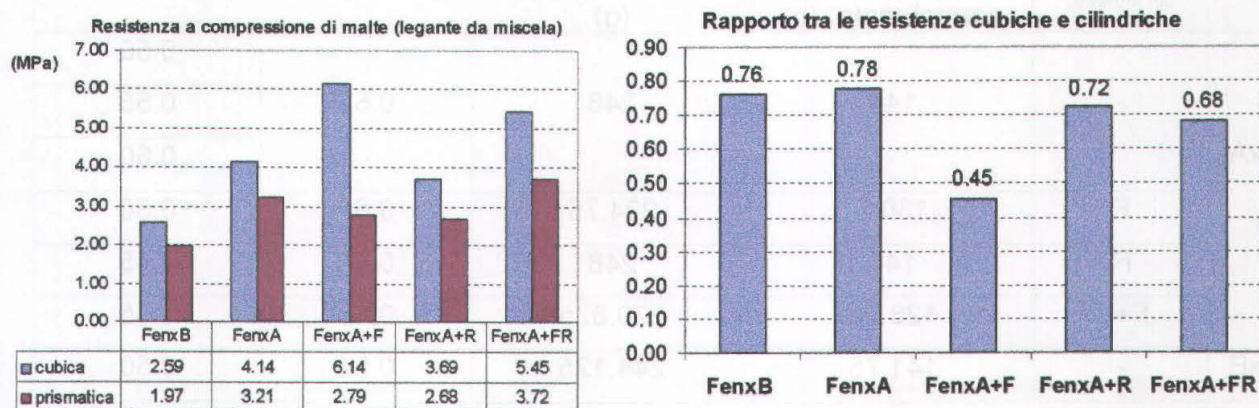


Fig. 46: Resistenza a compressione di malte di calce valutata con diverse procedure.

Riguardo alla validità dell'uso di casseri per la caratterizzazione delle miscele normalmente concepiti per le malte, si è constatato come le dimensioni 4x4x16 cm siano effettivamente sovrabbondanti per lo scopo. Buona parte dei campioni realizzati con le miscele, infatti, si sono lesionati per ritiro tra il 14° e 28° giorno di stagionatura³⁷, impedendo il proseguimento delle prove meccaniche nel tempo³⁸ (Fig. 47). Ulteriori

³⁷ La stagionatura dei provini confezionati con calce, come da norma 459/2, avviene all'aria, in ambiente con temperatura ed umidità controllate.

³⁸ A tale proposito si noti, in Fig. 37, la mancanza dei dati relativi alle miscele.

sviluppi della ricerca, in collaborazione con la ditta Tassullo S.p.A. di Trento, riguarderanno proprio tali aspetti.



Fig. 47: Preparazione dei campioni di miscela (sx) e malta (dx) per le prove meccaniche. Si nota come per le miscele sia stato impossibile effettuare i test (realizzati invece senza problemi per le malte), a causa del danneggiamento provocato dal ritiro.

4.2.3 Sintesi dei risultati della caratterizzazione sperimentale dei materiali

Si riporta in Tab. 21 la sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali impiegati nella sperimentazione.

Tab. 21: Proprietà dei materiali impiegati nella sperimentazione.

Materiale	Resistenza a compressione (MPa)	Modulo elastico (30-60%) (MPa)	Resistenza a flessione (MPa)	Resistenza a trazione (MPa)		Coefficiente di assorbimento (%)	Massa volumica (kg/m ³)
				diretta	indiretta		
Pietra calcarea di Cugnano (BL)	164	-	32.43	-	9.53	0.36	2670
Malta originaria (28 gg)	1.58	2590	0.63	0.33	0.11	12.66	1680
Malta originaria (60 gg)	1.64	-	0.75	-	-	-	-
Malta da ristilatura	1.72	3820	0.67	0.26	0.16	11.12	1750
FenX-B	3.23	7250	0.35	0.4	-	-	-
FenX-A	3.35	4050	-	-	-	-	-
FenX-A+F	5.10	980	-	0.82	-	0.35	-
FenX-A+R	3.21	1720	-	-	-	-	-
FenX-A+FR	3.65	-	-	-	-	-	-

4.3 Fase II: Caratteristiche reologiche delle miscele e prove di iniettabilità

4.3.1 Fluidità e stabilità delle miscele

Il soddisfacimento dei prerequisiti per l'iniettabilità delle cinque miscele da iniezione è stato verificato mediante prove di:

- fluidità ai coni ASTM (norma C939, 1994) e Marsh (Miltiadou, 1985), misurando i tempi di fuoriuscita delle miscele per diversi rapporti di acqua/legante;
- stabilità, ossia essudamento e segregazione, mediante l'osservazione della miscela fuoriuscita dai coni e lasciata sedimentare in recipienti cilindrici trasparenti e graduati (ASTM C940, 1989).

Tale fase sperimentale ha permesso ottimizzare i rapporti a/l per ciascuna delle 5 miscele considerate, riducendo la gamma delle possibili combinazioni per la fase successiva delle prove d'iniettabilità nei cilindri.

Sono stati costruiti entrambi i coni ASTM e Marsh, in acciaio inossidabile e con relativi supporti. L'introduzione della miscela avviene, previa messa in bolla dei coni, fino al livello prestabilito, con condotto finale chiuso (v. Fig. 19). Effettuato il riempimento, il tappo sul fondo (guaina fissata con un elastico) viene rimosso; si misurano i tempi di svuotamento con un cronometro e si raccoglie la miscela nei recipienti per l'osservazione delle caratteristiche di stabilità (Fig. 48).

Per verificare la bontà dei prototipi e l'influenza d'eventuali imperfezioni di costruzione (dimensioni dell'imbocco, pendenza dei coni, ostacolo dovuto alle saldature), è stata effettuata una prima prova con acqua, e sono stati confrontati i tempi di svuotamento reali e quelli teorici, calcolati mediante le relazioni elaborate dalla meccanica dei fluidi:

$$dt = \frac{A(h) \cdot dh}{A_0 \sqrt{2gh}} \quad (15)$$

è la variazione di tempo infinitesimale da integrare tra gli estremi della parte conica (di area A) e di quella cilindrica dell'imbocco (di area costante A_0).

Il risultato è stato soddisfacente, come riportato in Tab. 22.

Tab. 22: Verifica della corretta realizzazione dei coni.

Cono	Tempi di svuotamento (s)	
	teorico	reale
ASTM	7.46	7.5
Marsh	10.21	9.5

I risultati delle prove di fluidità con le miscele sono riportati in Fig. 49 e Fig. 50 e sintetizzati nei seguenti punti:

- A parità di miscela il cono di Marsh registra tempi di discesa sempre superiori rispetto al cono ASTM. Ciò è dovuto sia alla conformazione stessa degli imbusti (v. Tab. 22), sia ai volumi introdotti, leggermente diversi per i due coni (variazione minore del 2.5%). Il divario tra i tempi misurati ai due coni aumenta per le miscele più lente (presenza del ritentore) e per rapporti a/l minori.
- I limiti imposti per i due coni (21 ± 2 s per il cono ASTM e 25-30 s per il cono di Marsh) si sono rivelati penalizzanti per il cono di Marsh il quale, in corrispondenza al limite del cono ASTM, ha fatto rilevare tempi di svuotamento superiori a 35 s.
- I limiti inferiori per il rapporto a/l (linee tratteggiate in Fig. 49) appartengono al range 0.4-0.5 per tutte le miscele testate; per i limiti superiori si sono considerati i rapporti a/l corrispondenti a tempi di discesa intorno ai 10 s oppure corrispondenti a rapporti a/l superiori a 0.6 (per non peggiorare le caratteristiche meccaniche delle miscele).
- A variazioni di 0.05 nel rapporto a/l, per le miscele più fluide, corrispondono grandi variazioni di fluidità per rapporti prossimi al limite inferiore e piccole variazioni per rapporti superiori; nelle miscele più lente tale effetto è meno marcato, e la maggiore fluidità si acquista gradualmente all'aumentare della quantità d'acqua.
- Le miscele additivate con ritentore hanno fatto segnalare le minori fluidità; in particolare, il valore di soglia ammissibile si raggiunge per rapporti elevati (intorno allo 0.6). Già in fase di miscelazione il ritentore mostra il suo effetto colloidale sul prodotto, che tende poi ad aderire alle pareti del cono anche per qualche mm; altro effetto indesiderato è l'inglobamento di numerose bolle d'aria che permangono nella sospensione (Fig. 51).

- L'apporto di fluidificante ha maggiori effetti per rapporti a/l prossimi al limite inferiore, mentre la fluidità sembra stabilizzarsi per i rapporti maggiori.
- L'effetto combinato di fluidificante e ritentore si configura come la peggiore delle soluzioni, almeno nelle quantità di additivo considerate nella presente ricerca (stesso apporto per entrambe le aggiunte, pari allo 0.25% in peso del legante), in quanto si ha il prevalere di ulteriori effetti di rallentamento rispetto anche al solo caso con ritentore.
- Il FenxB 0.5, il FenxA 0.6 ed il FenxA+F 0.5 presentano fluidità equivalenti, sia al cono di Marsh che a quello ASTM. Su tali miscele è stata testata la resistenza a compressione, al fine di individuare l'influenza del contenuto d'acqua su tale variabile. I risultati ottenuti su tutte le miscele sono ripresi in Fig. 52. Si nota una riduzione della resistenza a 28gg variabile dal 13% circa per rapporti tra 0.5 e 0.55 e del 6% circa nel passaggio tra 0.55 e 0.6. Anche in questo caso, si rileva la maggiore resistenza del prodotto FenxA+F.



cono ASTM



cono di Marsh

Fig. 48: Prove di fluidità ai coni e raccolta della miscela per la misura della stabilità.

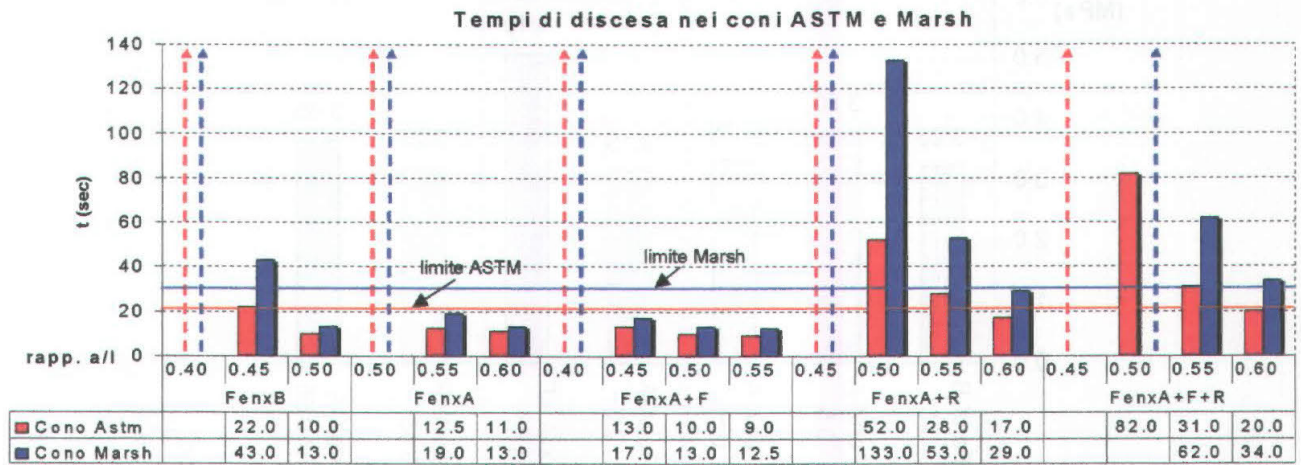


Fig. 49: Prove di fluidità effettuate ai coni ASTM e Marsh.

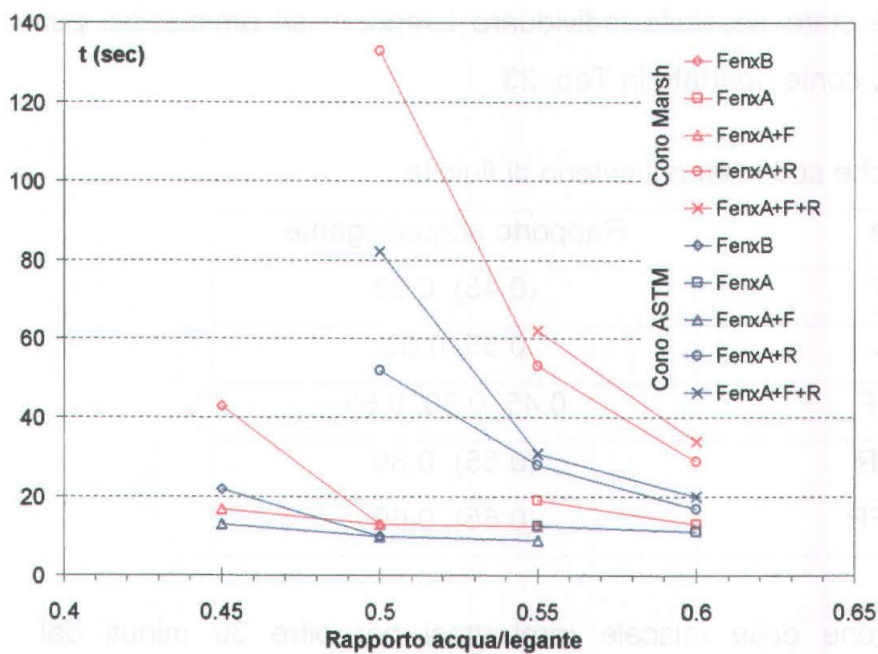


Fig. 50: Elaborazione dei tempi di discesa ai coni di misura della fluidità.

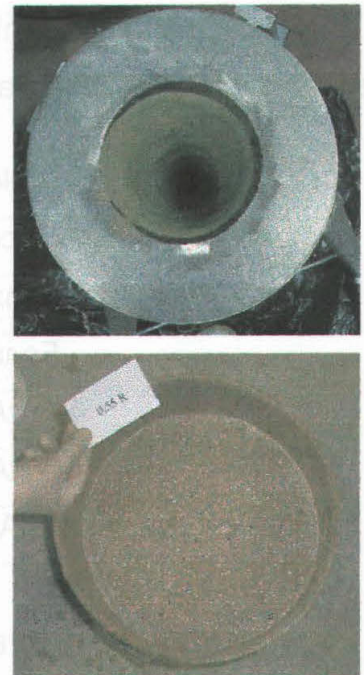


Fig. 51: Miscela con ritentore: adesione alle pareti dei coni e formazione di bolle d'aria.

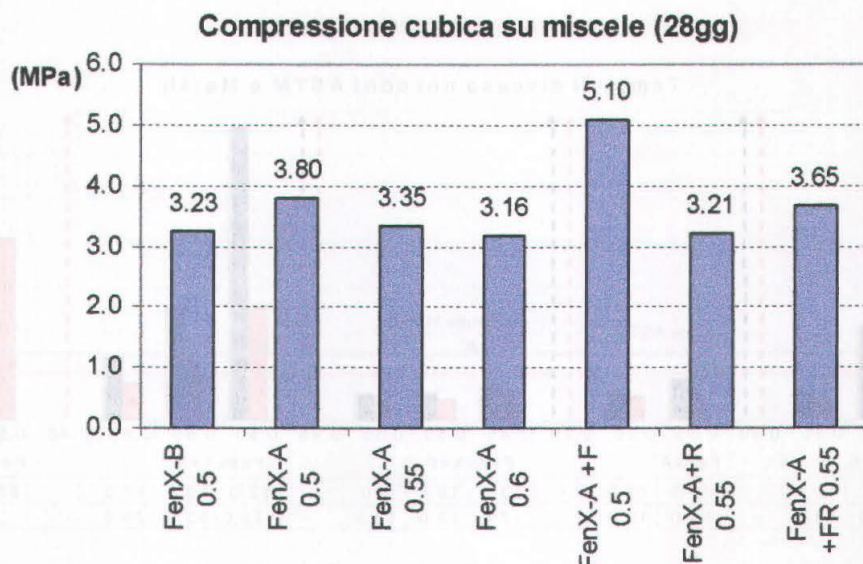


Fig. 52: Variazione della resistenza meccanica in funzione del tipo di additivo e del rapporto a/l.

Da tali considerazioni è stato possibile individuare i rapporti a/l ammissibili per ciascuna delle miscele studiate, come riportato in Tab. 23.

Tab. 23: Miscele che soddisfano il criterio di fluidità.

Miscela	Rapporto acqua/legante
FenxB	(0.45), 0.50
FenxA	0.55, 0.60
FenxA+F	0.45, 0.50, 0.55
FenxA+R	(0.55), 0.60
FenxA+FR	(0.55), 0.60

I risultati dell'osservazione delle miscele (protrattasi per oltre 30 minuti dal riempimento del contenitore), in relazione ad essudamento e segregazione, sono riassunti in Tab. 24. Il riempimento del cilindro, di diametro 152 mm, avviene per un'altezza di 10 cm circa.

Tab. 24: Stabilità delle miscele da iniezione.

Miscela	a/l	Essudamento Segregazione				osservazioni
		3 min	10 min	15 min	30 min	
FenxA	0.55	velo ai bordi assente	velo centro assente	velo unif. 8 mm	velo unif. 10 mm	
	0.60	velo ai bordi assente	velo centro assente	velo unif. 8 mm	velo unif. 15 mm	
FenxB	0.45	assente 5 mm	assente 6 mm	assente 7 mm	velo unif. 8 mm	pellicola superficiale
	0.50	assente 6 mm	assente 10 mm	velo centro 10 mm	velo unif. 10 mm	
FenxA+F	0.45	assente 5 mm	assente 7 mm	assente 7 mm	assente 7 mm	pellicola superficiale
	0.50	velo unif. assente	velo unif. assente	velo unif. assente	1 mm assente	
	0.55	velo unif. 5 mm	velo unif. 5 mm	1 mm. 5 mm	5 mm 5 mm	
FenxA+R	0.50	assente assente	assente assente	assente assente	assente assente	consistenza gelatinosa
	0.55	assente assente	assente assente	assente assente	assente 6 mm	consistenza gelatinosa bolle d'aria inglobate
FenxA+F+R	0.50	assente assente	assente assente	assente stratificaz.	assente stratificaz.	
	0.55	velo bordi assente	velo bordi assente	velo bordi assente	velo unif. 5 mm	bolle d'aria inglobate

L'ispezione visiva ha evidenziato che (v. anche Fig. 53):

- Le miscele oggetto di studio presentano minimo essudamento, che si manifesta con un sottile velo superficiale.
- La segregazione interessa quasi tutte le miscele per valori che si attestano in media sul 10% dell'altezza totale e, a parità di miscela, la stratificazione aumenta al crescere del rapporto a/l.
- Le miscele con fluidificante mostrano la formazione di una pellicola superficiale che acquista consistenza per asciugamento del prodotto. Lo stesso aspetto è stato rilevato anche sul FenxB.
- Le miscele con ritentore mantengono il loro aspetto colloidale e le bolle d'aria per tutto il tempo di osservazione; tuttavia, presentano minore stratificazione e, quindi, disomogeneità, rispetto alle altre miscele.

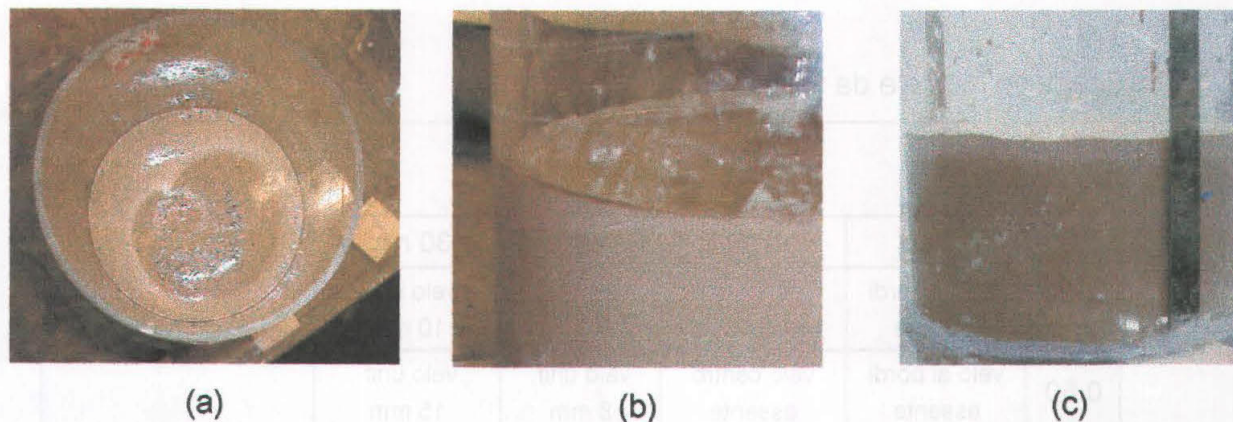


Fig. 53: Prove di stabilità: formazione di pellicola superficiale (a), acqua di essudamento (b), stratificazione della sospensione (c).

Nel complesso, la fase sperimentale in oggetto ha condotto all'individuazione delle miscele riportate in Tab. 25. Si è ritenuto opportuno eliminare le miscele disomogenee per stratificazione della sospensione e quelle contraddistinte da un rapporto a/l basso (0.45). Questo per garantire, in fase d'iniezione in sito, una migliore permeazione in presenza di polveri o detriti, soprattutto nel caso in cui non venga effettuato il lavaggio del muro.

Tab. 25: Miscele che soddisfano i requisiti reologici.

Miscela	Fluidità	Stabilità	Miscela scelta
FenxB	(0.45), 0.50	0.45, 0.50	FenxB 0.5
FenxA	0.55, 0.60	0.55	FenxA 0.55
FenxA+F	0.45, 0.50, 0.55	0.50	FenxA+F 0.5
FenxA+R	(0.55), 0.60	0.50, 0.55	FenxA+R 0.55
FenxA+FR	(0.55), 0.60	0.50, 0.55	FenxA+FR 0.55

4.3.2 Prove di iniettabilità in cilindri

Le miscele individuate nella fase precedente di studio sono state impiegate per le prove d'iniettabilità in cilindri riempiti con materiale lapideo e malta. Sono stati considerati 3 supporti a granulometria singola (fine S1=6-9 mm, medio S2=18-30 mm, grosso S3=35-70 mm, si veda Fig. 54) ed uno a granulometria mista costituito dalle scaglie di riempimento del nucleo dei muri da testare a compressione (SMURI). Al fine di realizzare i cilindri con una mescolanza di materiali simile a quanto riscontrabile nei muri multistrato, il riempimento è stato realizzato in casse di legno di dimensioni pari ad 100x90x30 cm contemporaneamente alla realizzazione dei muri (presso Faverga, BL) e con le stesse modalità, ossia per strati sovrapposti d'inerte e malta (Fig. 55). Dopo stagionatura a 28 gg, avvenuta nel medesimo luogo e nelle medesime condizioni dei muri, il riempimento delle casse è stato frantumato, in modo da realizzare elementi congiunti di pietra e malta da poter introdurre nei cilindri.

Le prove di iniettabilità sono state realizzate in cilindri in plexiglass di diametro 152 mm ed altezza 300 mm (norma ASTM C943; volume $V=5541 \text{ cm}^3$). Per ciascuna combinazione miscela/riempimento sono stati eseguiti almeno 3 cilindri, per un totale di 44 elementi. Dei cilindri riempiti con le scaglie del muro almeno 1 per ciascun tipo di miscela è stato iniettato anidro (Fig. 56). Per i rimanenti cilindri, la saturazione con acqua ed il successivo svuotamento prima dell'iniezione ha permesso di misurare indirettamente, dai pesi dell'acqua introdotta e poi recuperata, la disponibilità di vuoti da permeare con la miscela. Misurata la densità del prodotto da iniezione e noti i pesi dei cilindri iniettati, è stato possibile stimare il volume effettivamente occupato dalla miscela e, quindi, la resa dell'iniezione (Carbone & Dipalma, 1995; Laefer et al., 1996). Il resoconto delle prove effettuate è riportato in Tab. 27. L'iniezione è stata eseguita a pressione di circa 0.05 MPa misurando i tempi di risalita su quattro ripartizioni sull'altezza del cilindro (ogni 7.5 cm). I cilindri sono stati riempiti prestando attenzione alle quantità delle componenti, in modo da rendere omogenea ciascuna classe granulometrica. La forma e le dimensioni del volume da riempire, hanno comportato percentuali di vuoti abbastanza elevate, che si assestano attorno ad un valor medio del 45% (v. Tab. 26)³⁹.

³⁹ È da precisare che tali percentuali sono comparabili con quelle calcolate sui muri tenendo conto delle sole dimensioni del nucleo, invece che di tutta la sezione (v. Fig. 68).

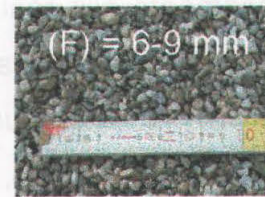
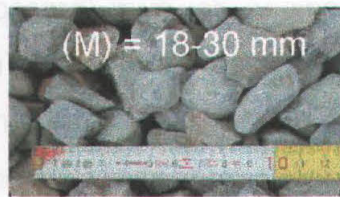
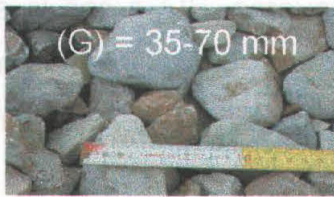
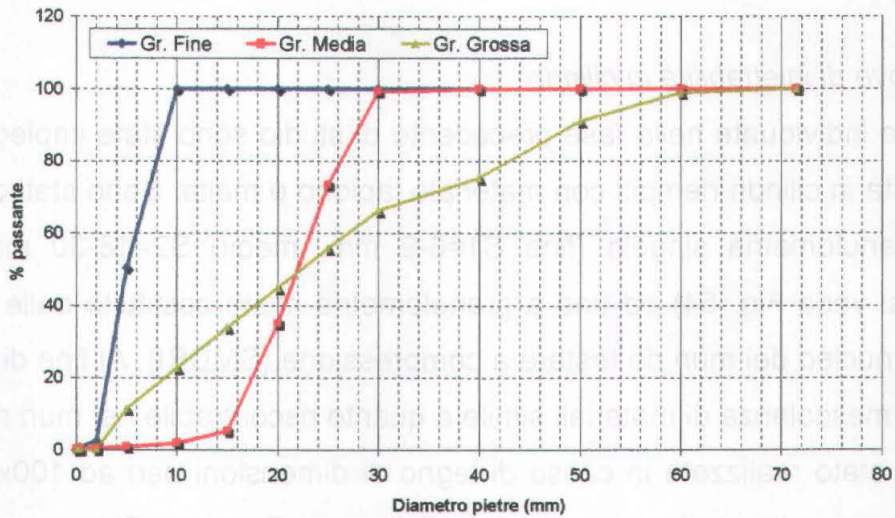


Fig. 54: Distribuzione granulometrica dei riempimenti a granulometria singola.

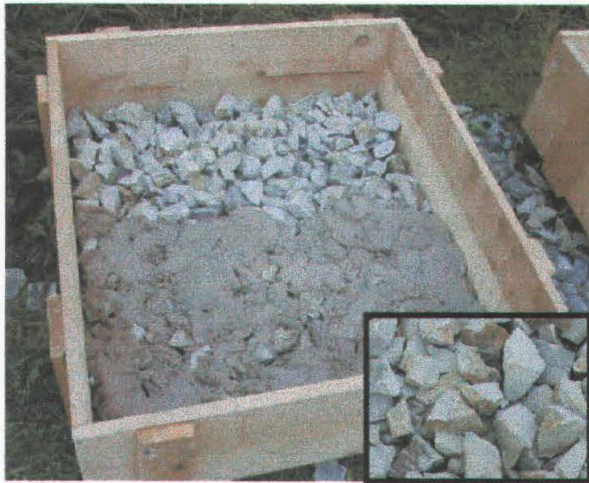


Fig. 55: Realizzazione e frantumazione dei riempimenti per i cilindri (scaglie muro).

Tab. 26: Rapporti dei componenti stimati sui cilindri⁴⁰.

Tipo supporto	% pietra	% malta	% vuoti
Scaglie Muro	37.7	14.4	48.0
Granulometria Media	32.1	17.9	50.0
Granulometria Grossa	41.1	9.8	49.1
Granulometria Fine	41.3	16.4	42.3

⁴⁰ Tali valori risultano dalle operazioni di pesatura dei componenti solidi (pietra e malta) in fase di realizzazione dei cilindri, e riempimento/svuotamento d'acqua (per la determinazione dei vuoti). I valori misurati per ciascun cilindro sono stati poi mediati sulla classe granulometrica relativa.

Le prove hanno messo in evidenza i seguenti aspetti:

- Le prove di iniettabilità hanno avuto un esito positivo per quasi tutte le condizioni sperimentali: i cilindri sono stati iniettati in tutta l'altezza, tranne che nel caso delle granulometrie singole, in cui il supporto fine solo in un caso è stato iniettato oltre la metà del cilindro (Fig. 59). Tale supporto ha evidenziato anche effetti di sollevamento del materiale di riempimento per fenomeni di pressofiltrazione.
- La stima delle quantità di miscela iniettate in base al peso dei cilindri prima e dopo l'iniezione, ha fornito elevate percentuali di riempimento (Fig. 62); l'eccezione è data, anche in questo caso, dalla granulometria singola più fine.
- A parità di vuoti presenti, i tempi d'iniezione generalmente aumentano per granulometrie minori (Fig. 59).
- I cilindri riempiti con le scaglie del muro hanno fatto emergere due miscele, FenxA+F 0.5 e FenxB 0.5, a comportamento analogo, caratterizzate dai minori tempi di riempimento (Fig. 60).
- L'effetto negativo del ritentore si conferma anche nelle prove sui cilindri. Permane, infatti, la presenza di bolle, e la consistenza colloidale impedisce l'agevole risalita della miscela (Fig. 58). Le miscele con ritentore si sono infatti dimostrate le più lente tra quelle additivate (Fig. 60).
- La miscela che ha avuto le maggiori difficoltà di risalita, ad ogni modo, è quella costituita dal prodotto base non additivato (FenxA 0.55), segno che in fase d'iniezione nel supporto gli additivi forniscono un necessario contributo (Fig. 61).
- I cilindri anidri hanno fatto registrare pressoché i medesimi tempi di risalita di quelli bagnati, tranne che nel caso del FenxA (miscela non additivata) (Fig. 60).

In base ai risultati ottenuti nella Fase II della sperimentazione, sono state individuate due miscele maggiormente idonee per l'iniezione dei modelli sperimentali:

- Miscela 1: FenxA+F
- Miscela 2: FenxB

contraddistinte da fluidità, rapporto a/l e tempi di risalita ai cilindri molto simili tra loro. Inoltre, si è optato per l'iniezione dei muri senza preventivo lavaggio, in modo da poter simulare una malta esistente più "antica", poiché a maggior assorbimento.



Fig. 56: Cilindri saturi e anidro prima dell'iniezione e fase di riempimento (scaglie muro).

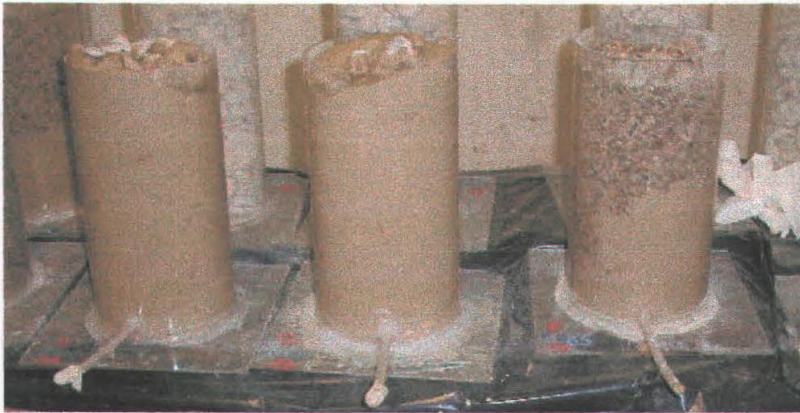


Fig. 57: Riempimento dei cilindri a granulometria singola.



Fig. 58: Effetto del ritentore nella risalita della miscela.

Tab. 27: Risultati delle prove d'iniettabilità nei cilindri.

Miscela	Cilindro	Peso a secco (kg)	Volume vuoti accessibile (kg)	Peso dell'acqua assorbita (kg)	Peso cilindro bagnato (kg)	Peso cilindro iniettato (kg)	Peso miscela iniettata (kg)	Densità (g/cm ³)	Volume vuoti accessibile (cmc)	Volume miscela (cmc)	Tempo di risalita nel cilindro			
											7.5 cm	15 cm	22.5 cm	30 cm
FenxB 0.5	1*	6.13	2.72	0.24	6.36	11.16	4.79	2.078	2720	2306.54				57"
	2*	6.07	2.71	0.27	6.35	11.07	4.72	2.078	2705	2270.93				24"
	3*	6.16	2.76	0.23	6.39	11.27	4.88	2.078	2760	2349.37				2'17"
	4*	6.04	2.70	0.30	6.34	11.18	4.84	2.078	2700	2329.16				1'49"
	5*	6.21	2.62	0.33	6.54	11.28	4.75	2.078	2620	2284.89				3'43"
	6*	6.11	2.60	0.20	6.30	11.43	5.13	2.078	2600	2468.24				2'4"
	7	6.19	2.75	0.26	6.44	11.34	4.90	2.078	2745	2358.04	25"	52"	1'23"	1'55"
	8	6.02	2.85	0.29	6.31	11.38	5.06	2.078	2850	2436.96	25"	1'	1'25"	
	9 ^a	6.13				11.20	5.07	2.078		2441.29	24"	45"	1'07"	1'31"
	10 ^a	6.10				11.18	5.07	2.078		2441.29	33"	1'02"	1'20"	1'49"
FenxA+F 0.5	11	6.21	2.61	0.31	6.52	11.21	4.69	1.800	2610	2605.27	28"	45"	1'05"	1'32"
	12	6.10	2.82	0.28	6.38	11.34	4.95	1.800	2820	2750.25	36"	53"	1'17"	1'34"
	13 ^a	6.11				11.04	5.20	1.800		2886.90	38"	58"	1'25"	1'42"
FenxA+R 0.55	14	6.05	2.64	0.44	6.49	10.87	4.39	1.564	2640	2804.25	37"	1'18"	1'57"	2'40"
	15	6.12	2.76	0.22	6.34	10.76	4.42	1.564	2756	2827.91	1'	1'55"	2'58"	3'05"
	16 ^a	6.13				10.63	4.50	1.564		2876.51	53"	2'	3'10"	4'18"
FenxA+F+R 0.55	17	6.17	2.72	0.24	6.41	10.85	4.45	1.540	2720	2887.20	55"	1'52"	2'52"	3'52"
	18	6.03	2.75	0.25	6.28	10.75	4.47	1.540	2750	2905.38	1'05"	2'03"	3'15"	4'10"
	19 ^a	6.16				10.63	4.47	1.540		2902.14	55"	1'53"	2'41"	3'45"
FenxA+F 0.5	20	7.07	2.63	0.33	7.40	12.18	4.78	1.800	2626	2654.71	37"	1'34"	4'15"	11'35"
	21	7.14	2.66	0.30	7.44	12.24	4.80	1.800	2662	2666.37	1'13"	2'19"	3'44"	5'50"
	22	7.16	2.75	0.25	7.42	12.43	5.02	1.800	2746	2786.91	1'04"	3'48"	4'20"	
	23	7.00	2.70	0.39	7.38	12.38	5.00	1.800	2700	2777.47	3'38"	4'31"	7'11"	8'33"
	24	6.85	2.82	0.31	7.17	12.42	5.26	1.800	2818	2920.79	1'39"	4'35"	6'11"	7'36"
FenxA 0.55	25	6.96	2.84	0.26	7.22	12.58	5.36	1.800	2840	2974.67	1'25"	5'11"	5'39"	7'16"
	26 ^a	7.05				10.92	3.87	2.264		1710.25	1'49"	3'7"	7'59"	8'59"
	27	7.10	3.06	0.30	7.40	12.24	4.84	2.264	3064	2138.25	2'43"	4'56"	5'31"	7'7"
28	7.05	2.98	0.27	7.32	12.24	4.92	2.264	2979	2171.82	55"	3'53"	7'15"	10'35"	
FenxA 0.55	30 ^m	7.68	2.76	0.45	8.13	12.17	4.04	2.264	2757	1785.34	2'14"	4'39"	8'09"	11'53"
	31 ^a	8.05	2.67	0.32	8.36	12.37	4.01	2.264	2674	1771.64	1'23"	2'34"	4'25"	7'06"
	32 ^f	8.53	2.41	0.67	9.20	10.39	1.20	2.264	2405	528.27	4'13"	5'57"		
FenxB 0.5	33 ^m	7.62	2.78	0.41	8.03	12.05	4.02	2.078	2784	1935.51	1'43"	2'52"	4'48"	6'17"
	34 ^a	8.01	2.64	0.22	8.22	12.30	4.08	2.078	2640	1963.43	1'13"	3'46"	5'02"	7'18"
	35 ^f	8.67	2.24	0.70	9.37	10.31	0.94	2.078	2235	453.32	2'20"	5'07"		
FenxA+F+R 0.55	36 ^m	7.58	2.80	0.45	8.03	11.72	3.69	1.540	2800	2394.96	1'03"	2'08"	2'49"	3'35"
	37 ^a	8.02	2.79	0.33	8.35	12.26	3.91	1.540	2794	2538.48	48"	1'40"	2'41"	3'35"
	38 ^f	8.63	2.44	0.74	9.37	11.68	2.30	1.540	2435	1495.55	53"	1'26"	2'27"	
FenxA+F 0.5	39 ^m	7.61	2.76	0.39	8.00	12.09	4.08	1.800	2760	2266.97	2'	4'05"	6'04"	7'04"
	40 ^a	8.03	2.77	0.32	8.34	12.31	3.96	1.800	2770	2200.31	1'40"	3'08"	4'53"	7'49"
	41 ^f	8.67	2.27	0.74	9.41	10.44	1.03	1.800	2274	572.71	3'05"	6'37"		
FenxA+R 0.55	42 ^m	7.68	2.76	0.45	8.13	11.86	3.72	1.564	2758	2380.89	1'	1'31"	2'45"	4'37"
	43 ^a	7.94	2.72	0.27	8.21	12.09	3.88	1.564	2723	2482.57	1'12"	2'10"	3'25"	4'48"
	44 ^f	8.70	2.36	0.71	9.41	12.08	2.68	1.564	2360	1711.97	2'05"	3'30"	4'50"	

Nota: a=anidro; m=granul. media; g=grossa; f=fine; *cilindri riempiti dall'alto nella fase finale.

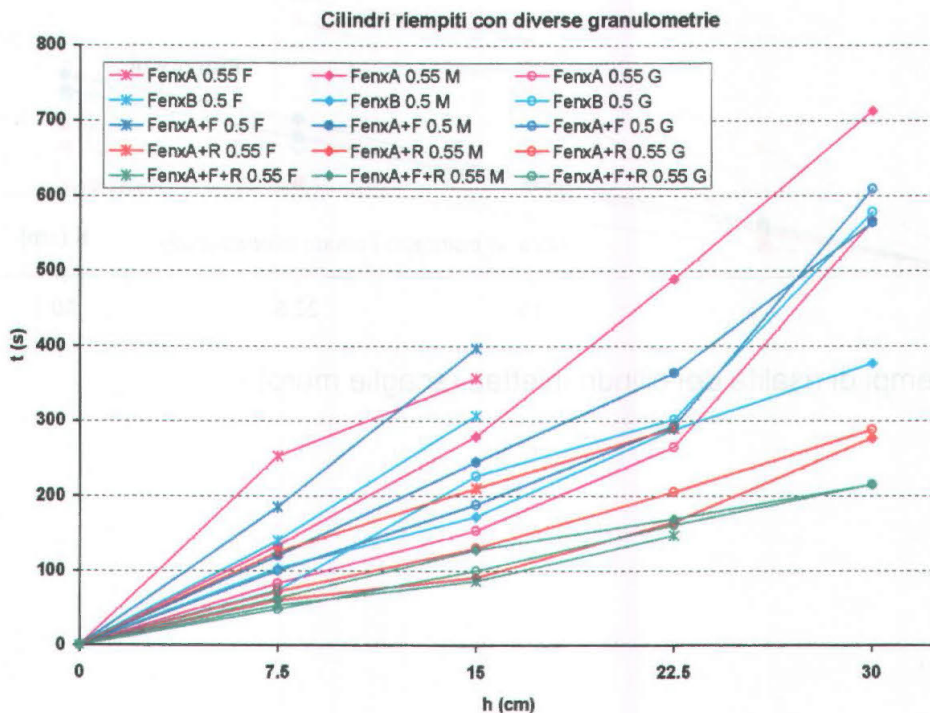


Fig. 59: Tempi di risalita dei cilindri iniettati (granulometrie singole).

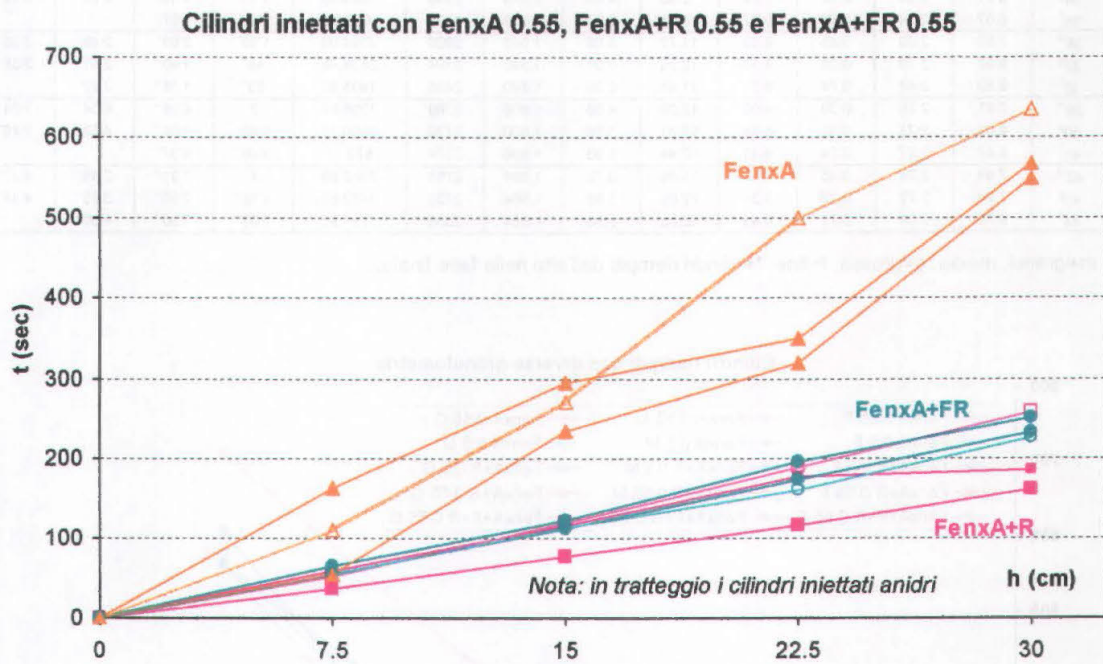
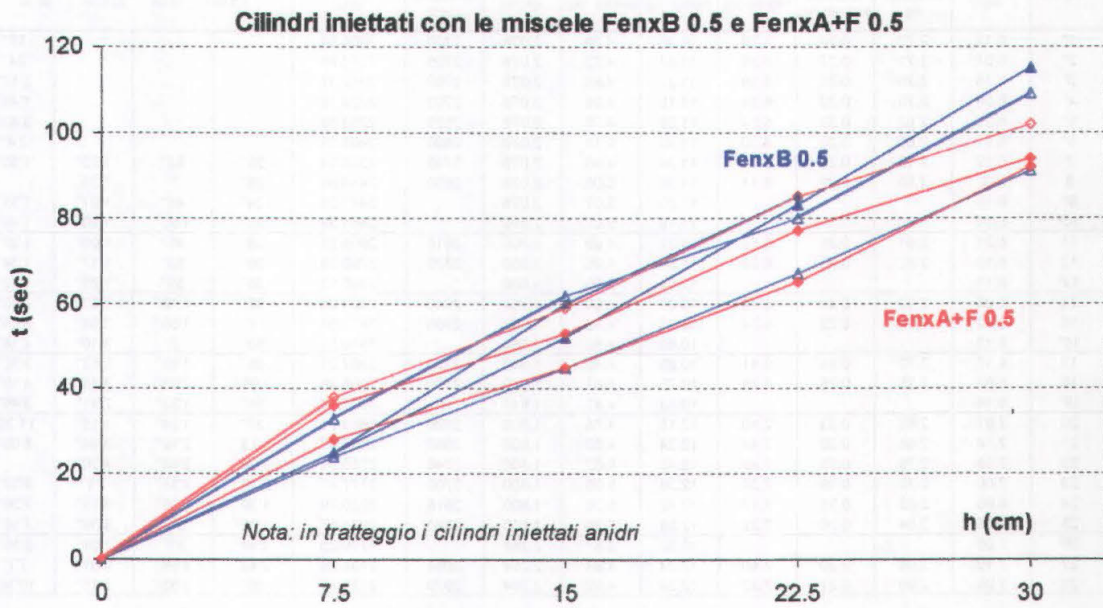


Fig. 60: Tempi di risalita dei cilindri iniettati (scaglie muro).

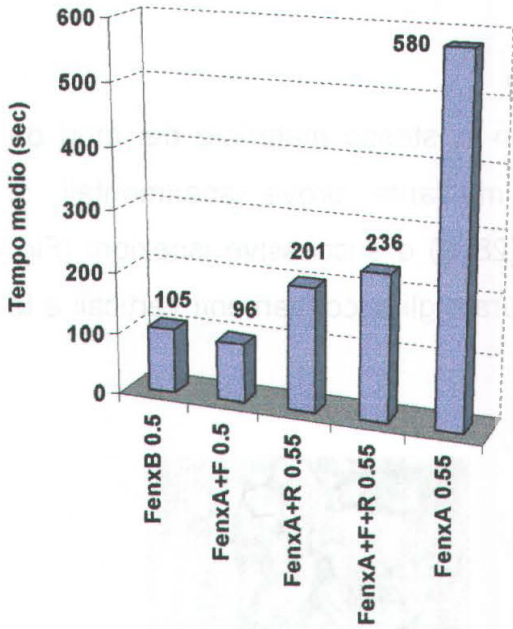


Fig. 61: Tempi medi di riempimento dei cilindri (scaglie muro).

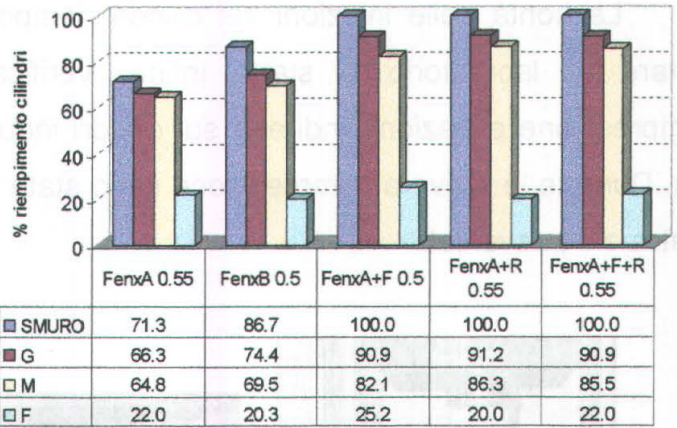


Fig. 62: Percentuale di riempimento dei cilindri iniettati.

4.3.3 Prove meccaniche sui cilindri ed ispezioni

La bontà delle iniezioni nei cilindri riempiti con lo stesso materiale dei muri da testare in laboratorio è stata, infine, verificata mediante prove sperimentali di compressione e trazione indiretta sui cilindri induriti (28gg) e successive ispezioni (Fig. 63). Durante le prove a compressione sono state misurate gli accorciamenti verticali e le dilatazioni trasversali.



Fig. 63: Prove meccaniche ed ispezioni sui cilindri.

I risultati delle prove meccaniche hanno evidenziato che:

- Le due miscele emerse come idonee dalla fase di controllo dell'iniettabilità (FenxA+F e FenxB) si pongono agli estremi dei campi di valori di resistenza a compressione a 28gg (Fig. 64 e Fig. 65); ciò conferma i risultati ottenuti dalle prove di caratterizzazione delle singole miscele, che aveva visto emergere la prima delle due sia per resistenza che per proprietà elastiche (v. Fig. 42).
- Il confronto tra cilindri iniettati bagnati o anidri mostra una leggera inflessione per le caratteristiche meccaniche di questi ultimi (Fig. 65 e Fig. 66).

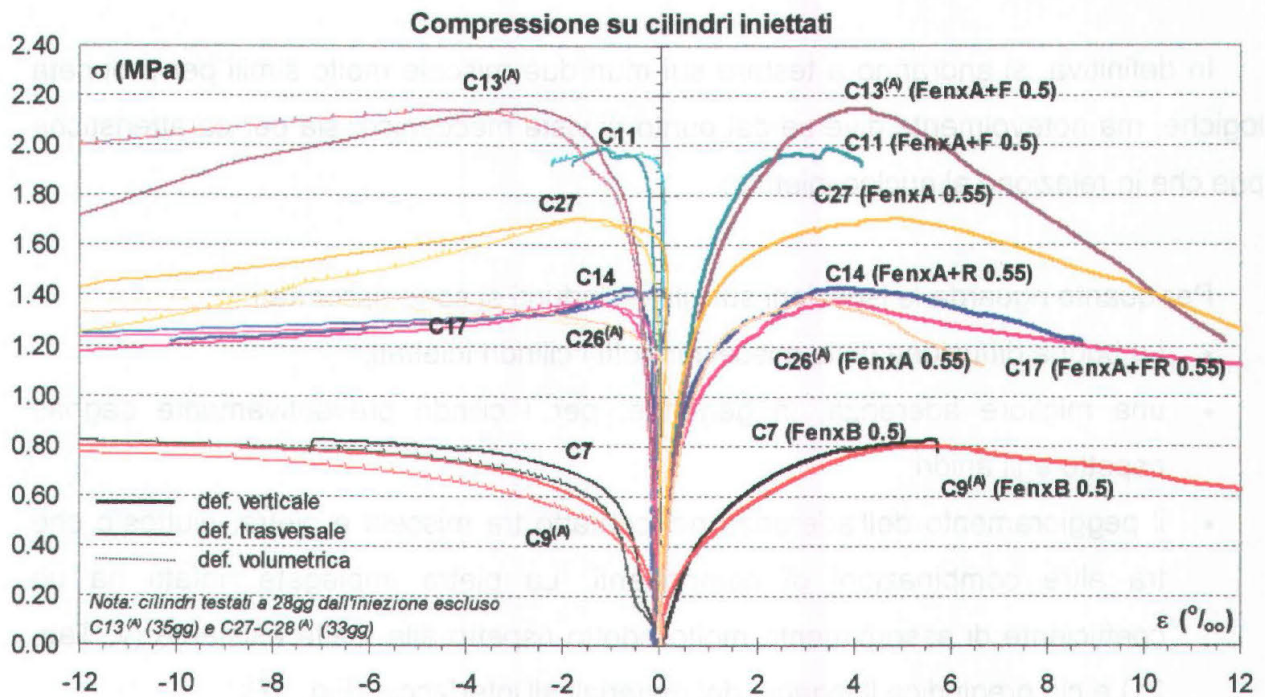


Fig. 64: Curve tensione-deformazione dei cilindri induriti.

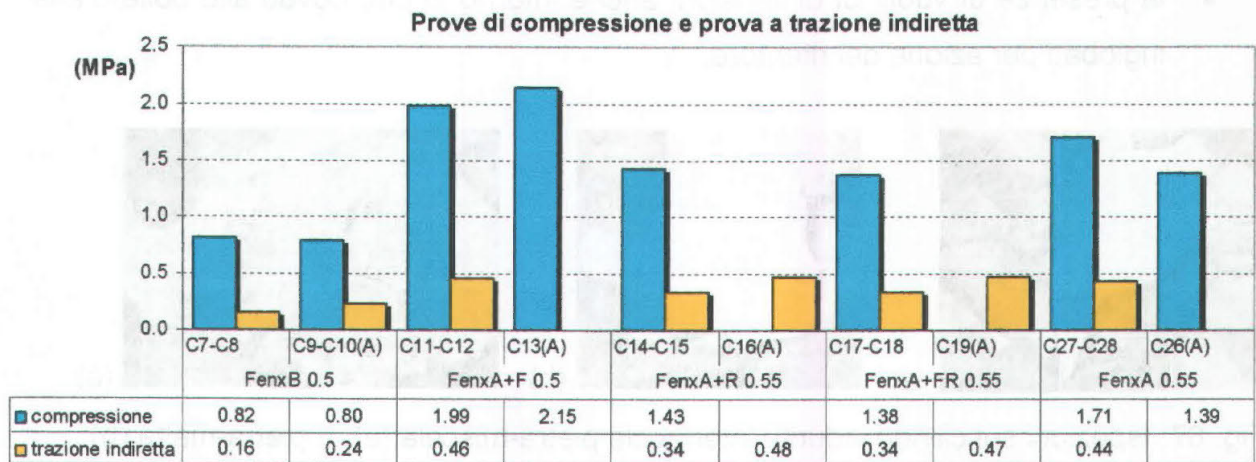


Fig. 65: Resistenza ultima a compressione e a trazione indiretta.

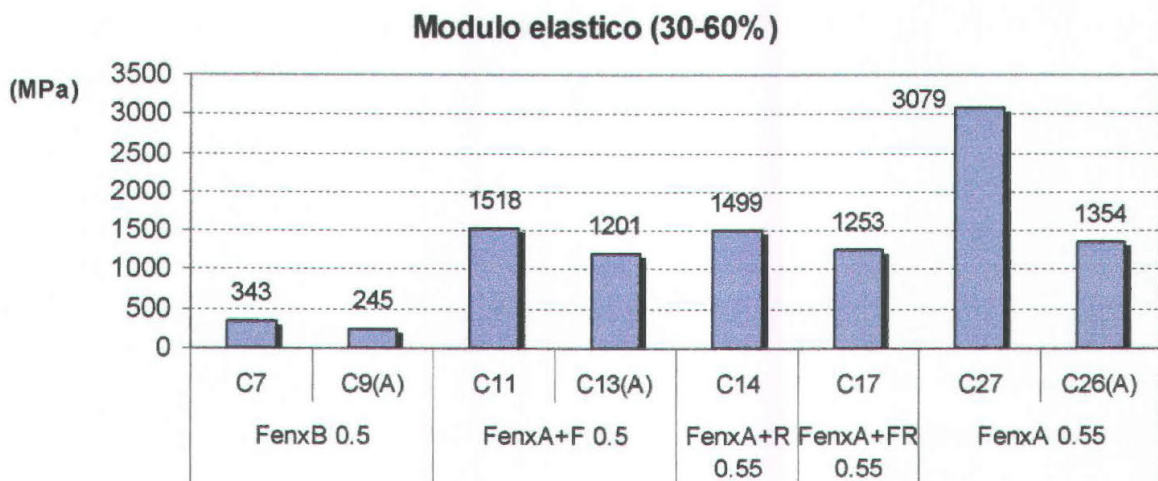


Fig. 66: Modulo elastico a compressione dei cilindri induriti.

In definitiva, si andranno a testare sui muri due miscele molto simili per proprietà reologiche, ma notevolmente diverse dal punto di vista meccanico, sia per caratteristiche proprie che in relazione al nucleo iniettato.

Per quanto riguarda le ispezioni sui cilindri induriti si sono riscontrati:

- La buona diffusione della miscela in tutti i cilindri iniettati;
- una migliore aderenza, in generale, per i cilindri preventivamente bagnati rispetto agli anidri;
- il peggioramento dell'aderenza nel contatto tra miscela e pietra, piuttosto che tra altre combinazioni di componenti. La pietra impiegata, infatti ha un coefficiente di assorbimento molto ridotto rispetto alla malta esistente (v. Tab. 21) e ciò pregiudica il legame dei materiali all'interfaccia (Fig. 67);
- la rottura prevalente della malta, nel tentativo di separazione di questa con la miscela;
- la presenza di vuoti, di dimensioni anche intorno al cm, dovuti alle bolle d'aria inglobate per azione del ritentore.

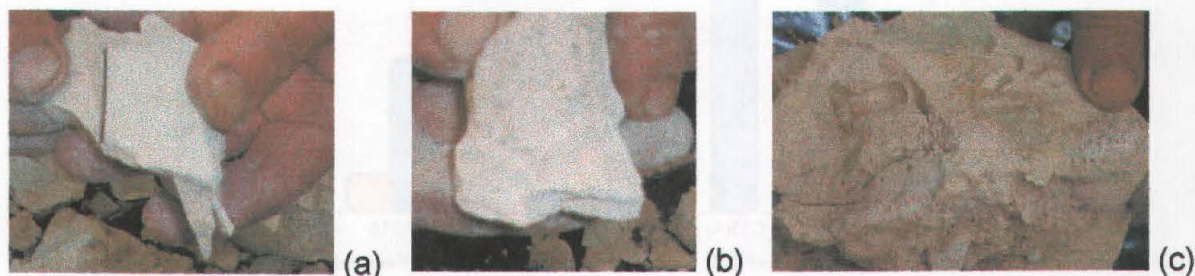
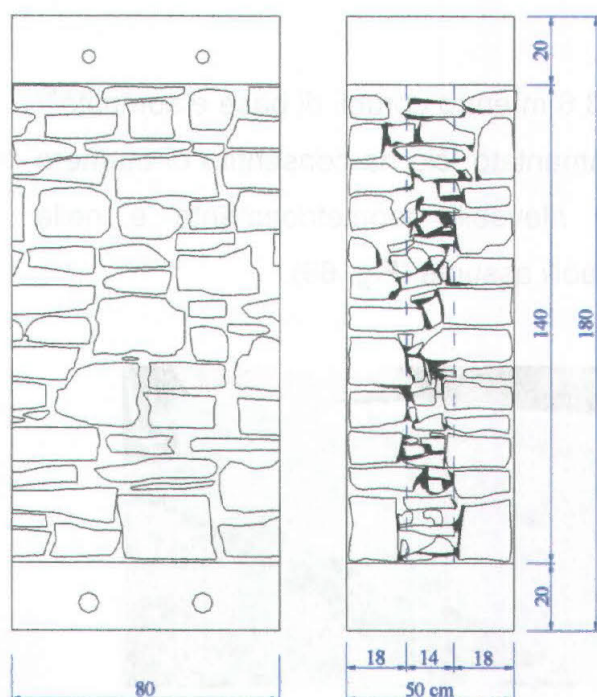


Fig. 67: Ispezioni sui cilindri induriti: interfaccia pietra-miscela (a), e pietra-malta (b); cavità lasciate dalle bolle inglobate nelle miscele con ritentore d'acqua (c).

4.4 Fase III: Prove meccaniche ed indagini su modelli fisici a tre paramenti

4.4.1 Progetto e realizzazione dei modelli fisici e programma di prova

Lo studio bibliografico sulle tipologie murarie e sulle sezioni di muri a tre paramenti in pietra (cfr. par. 3.1) ha portato alla scelta dei parametri costruttivi e compositivi dei modelli fisici (per il confronto con le murature reali si veda anche Tab. 2), come riportato in Fig. 68.



Tipologia muraria a 3 paramenti:

- paramenti esterni in conci di pietra sbazzata (dim. massima = 25 cm) a corsi suborizzontali e malta ($t=1-4$ cm); assenza di diatoni;
- nucleo interno a strati costituito da frammenti e schegge derivanti dalla sbazzatura, e malta;
- dimensione paramenti sulla sezione: 18-14-18⁴¹;
- rapporto larghezza/altezza/spessore: 1:1.75:0.625⁴²;
- percentuali pietra/malta/vuoti sulla sezione: 68:22-17:10-15⁴³.

Materiali:

- pietra calcarea di Cugnano (BL);
- malta di calce idraulica naturale e grassello⁴⁴.

Fig. 68: Modelli fisici da testare a compressione: caratteristiche tipologiche-costruttive e materiali.

Il programma di prova ha previsto la costruzione di 3 muri per ciascuna delle 3 tecniche di consolidamento proposte (di cui due da testare prima e dopo l'intervento ed uno solo dopo) più un muro per ciascuna delle combinazioni possibili, ed un muro pilota da testare in condizioni originarie, per un totale di 17 muri. Il programma di prova distinto per tipo di intervento è riportato in Tab. 28; esso indica anche la serie completa di prove sperimentali ed indagini effettuate.

⁴¹ Tali dimensioni rappresentano un rapporto paramenti/nucleo pari a 1:0.78, che si colloca tra i valori medi riscontrati nelle murature reali (1:0.55) e quello di alcune sperimentazioni di laboratorio (1:1). La scelta consente di mantenere la coerenza con i dati reali (tralaltro, le murature del bellunese hanno rapporti dello stesso tipo) e, nello stesso tempo, di poter enfatizzare l'influenza dell'iniezione sul comportamento del muro (obiettivo delle ricerche sperimentali in laboratorio disponibili).

⁴² La larghezza è scelta pari a circa 3 volte la dimensione massima dei conci per evitare effetti locali; l'altezza del muro, originariamente scelta di dimensioni doppie rispetto alla larghezza per consentire la compressione monoassiale, è stata ridotta a 140 cm per evitare problemi di eccessiva snellezza (dovuti alla presenza aggiuntiva di cordoli) durante la movimentazione ed il trasporto dei pannelli.

⁴³ La percentuale dei vuoti adottata corrisponde a valori massimi riscontrati nelle murature reali; tuttavia, i risultati ottenuti dalle sperimentazioni in sito ed in laboratorio (cfr. par. 3.2) indicano tale percentuale come valore adeguato per il successo dell'intervento d'iniezione. Percentuali stimate sulla sezione: conci paramento: 52%, schegge nucleo: 16%.

⁴⁴ Rapporti legante/sabbia: 1:3; calce/grassello: 3:1; acqua/legante: 1:2.

Tab. 28: Programma di prova e degli interventi.

Prove/ intervento	Non consolidato	Iniezione miscela 1: (FenxA+F 0.5)		Iniezione miscela 2: (FenxB 0.5)		Ristilatura		Tiranti		Iniezione* + ristilatura		Iniezione* + tirantini		Ristilatura + tirantini		Iniezione*+ ristilatura+ tirantini	
		2	3	2	3	2	3	2	3	-	1	-	1	-	1	-	1
n. tot muri	1	3		3		3		3		1		1		1		1	
Compressione	1	2	3	2	3	2	3	2	3	-	1	-	1	-	1	-	1
Martinetti piatti	-	1	1	-	-		1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Prove soniche	-	3	3	3	3	1	1	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-
Ispezioni	-	-	3	-	3	-	3	-	3	-	1	-	1	-	1	-	1

* interventi eseguiti con miscela 1 (FenxA+F 0.5)

I muri sono stati realizzati in continuo per 13.6 m entro cordoli di base e sommità⁴⁵ e poi suddivisi mediante taglio con sega a filo diamantato; ciò ha consentito di ottenere muri a sezione piana in assenza di diatoni rilevabili geometricamente e nella composizione, per il controllo a posteriori delle variabili assunte (Fig. 69).

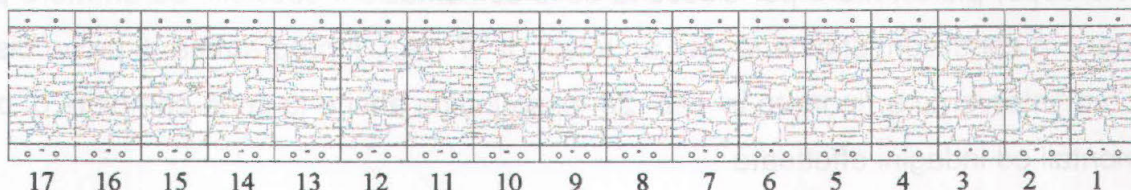


Fig. 69: Costruzione dei muri presso Faverga (BL).

⁴⁵ I cordoli, necessari per la ripartizione del carico durante le prove e facilitare la movimentazione dei pannelli, sono stati preventivamente separati da tavole in legno e singolarmente armati nella fase costruttiva dei muri.

4.4.2 Interventi di consolidamento

Gli interventi di consolidamento sui muri sono stati eseguiti dopo circa 40gg dal loro confezionamento (10gg circa dopo i test a compressione, per i muri in cui era prevista tale fase). Le variabili assunte per ciascun intervento sono:

- Iniezioni: influenza di due tipi di miscele (FenxA+fluidificante, aggiunto nelle proporzioni di 0.25% sul peso del legante, e FenxB), aventi stessa fluidità e rapporto a/l (0.5), ma diversa resistenza (valutata sia sul materiale che su cilindri di riempimento iniettati);
- Ristilatura: esecuzione della stilatura con strato singolo o doppio di malta interposta;
- Tirantini: impiego di due sistemi di ancoraggio alla muratura.

I muri, siglati progressivamente da 1 a 17 nella fase di realizzazione, sono stati selezionati, in base alle loro caratteristiche, per gli interventi suindicati.

Vengono sintetizzati, di seguito, i principali aspetti per ciascuna delle tecniche impiegate.

Iniezioni

L'intervento d'iniezione è stato eseguito su nove pannelli murari con le due miscele selezionate nelle precedenti fasi della ricerca. La distribuzione dei fori è piuttosto fitta (in media circa 10/m²) per garantire l'iniezione di tutto il muro. Compatibilmente alla posizione dei giunti di malta e alle condizioni di fessurazione dei muri sottoposti a preventiva compressione, le cannule (D=1cm) sono state disposte sui vertici di triangoli equilateri, aventi lato circa di 25-30 cm. L'iniezione è stata praticata da un solo lato del muro, senza preventivo lavaggio con acqua⁴⁶; sulle sezioni trasversali e sul lato non iniettato sono state inserite (in media su tre altezze) delle cannule per il controllo del processo d'iniezione e l'individuazione dei percorsi della miscela. Per contenere l'iniezione senza eccessive perdite e consentire, al tempo stesso, fuoriuscite di miscela indicative dell'evoluzione dell'intervento, le sezioni trasversali sono state preventivamente sigillate grossolanamente con scagliola. Lo stesso materiale è servito per la sigillatura delle fuoriuscite di miscela (Fig. 71). L'iniezione è stata effettuata per strati successivi, partendo dal basso, e sigillando via via le cannule interessate da risalita.

Per i muri destinati agli interventi combinati la foratura ed il posizionamento delle cannule è avvenuta a giunti scarniti, nel caso della ristilatura, e previo posizionamento dei tiranti trasversali.

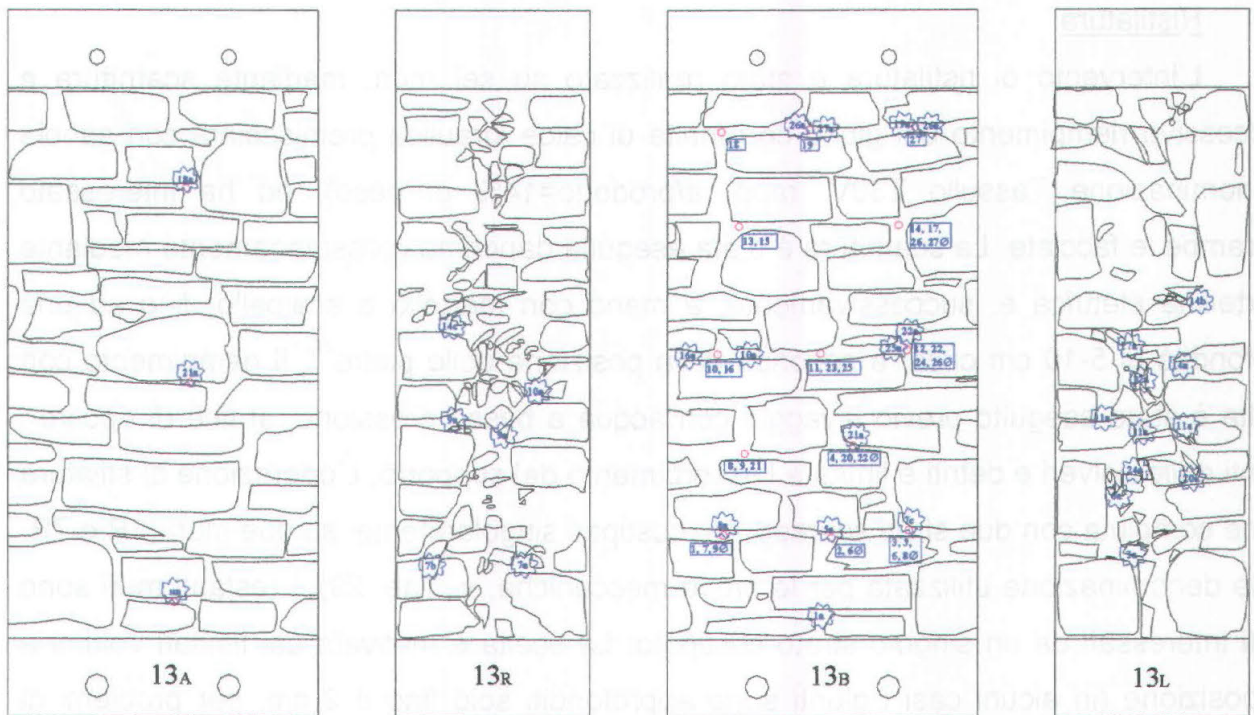
⁴⁶ Solo sul primo muro iniettato è stata verificata l'effettiva comunicazione tra i fori per l'iniezione, mediante passaggio con acqua.

Il controllo del processo d'iniezione è stato effettuato annotando la successione dei fori iniettati e le fuoriuscite ad essi collegati (v. Fig. 70); ad indicazione delle quantità di miscela iniettate sono stati registrati anche i tempi d'immissione in ciascuna cannula. L'insieme dei dati così registrati ha consentito una lettura a posteriori del processo d'iniezione, con la possibilità di confrontare tale quadro con le elaborazioni delle prove soniche (v. par. 4.4.4).

Si elencano di seguito le osservazioni pertinenti all'esecuzione dell'intervento:

- Durante l'iniezione, la difficoltà maggiore è stata riscontrata nel mantenere costante la pressione d'iniezione che, di fatto, variava da 0.5 ad 1 atm;
- Entrambe le miscele utilizzate hanno dimostrato una buona fluidità, che ha consentito l'esecuzione agevole dell'intervento (durata media per ciascun muro: 45 minuti);
- La diffusione della miscela è proseguita effettivamente a strati (corrispondenti alla posizione dell'iniettore sul tracciato dei fori), con fuoriuscite prevalenti sulle sezioni trasversali ⁴⁷;
- La miscela di risalita nelle cannule adiacenti a quelle d'iniezione si presenta più densa di quella immessa; il deflusso è, infatti, più lento, segno del progressivo assorbimento d'acqua da parte del supporto.
- Il consumo medio di miscela per muro si attesta intorno a 80 l, per un rapporto di 266 kg/m³ (equivalenti a 144 l/m³). Ciò consente di stimare a posteriori la quantità di vuoti presente, pari al 14,4% (valore medio entro il range di 11.6-17%), che conferma il dato di progetto (v. Fig. 68).

⁴⁷ In rarissimi casi si è avuta la fuoriuscita in corrispondenza di fessure presenti sui paramenti superficiali.



- 11 numerazione progressiva dei fori iniettati
- 20 chiusura di un foro in corrispondenza dell'iniezione nel foro n°...
- 5a fuoriuscita di miscela in corrispondenza dell'iniezione nel foro n°...

Fig. 70: Controllo del processo d'iniezione in sito.



Fig. 71: Iniezione su modelli in pietra a tre paramenti.

Ristilatura

L'intervento di ristilatura è stato realizzato su sei muri, mediante scarnitura e successivo riempimento dei giunti con malta di calce idraulica premiscelata con sabbia (denominazione Tassullo T30V, rapp. a/prodotto=14% in peso), ed ha interessato entrambe le facciate. La scarnitura è stata eseguita dapprima grossolanamente mediante martellina elettrica e, successivamente, a mano con martello e scalpello, fino ad una profondità di 5-10 cm circa, a seconda della posizione delle pietre⁴⁸. Il riempimento con malta è stato eseguito previo lavaggio con acqua a bassa pressione, al fine di ripulire i giunti dalle polveri e detriti e limitare l'assorbimento del supporto. L'operazione di stilatura viene compiuta con due strati sovrapposti, costipati singolarmente, su due muri (3R e 7R, nella denominazione utilizzata per le prove meccaniche, v. Tab. 29); i restanti muri sono stati interessati da un singolo strato costipato. La scelta è motivata dai limitati volumi a disposizione (in alcuni casi i giunti sono approfonditi solo fino a 2 cm, per problemi di stabilità dei conci) in alcune porzioni del paramento (nei casi peggiori a giunti di malta alti 1 cm si accompagnavano scarniture massime di 2 cm circa). L'intervento si conclude con la pulitura esterna del paramento, mediante spazzolatura.

Nel caso delle tecniche combinate, l'ottimizzazione delle fasi d'intervento richiede che la foratura (sia per le iniezioni che per i tiranti), avvenga a giunti già scarniti; la fase di riempimento dei giunti di malta consente, quindi, di effettuare contemporaneamente le operazioni complementari per le altre tecniche (sigillatura delle cannule d'iniezione e delle eventuali fessure, e ancoraggio dei tirantini).

Si riportano alcune osservazioni sull'intervento:

- Alcuni problemi d'instabilità dei conci sono stati riscontrati in concomitanza all'uso della martellina elettrica per l'operazione di scarnitura;
- Il costipamento della malta introdotta deve avvenire a strato non eccessivamente fresco, per evitare che la malta pigiata in un punto fuoriesca dalle zone attigue (nel caso in questione è stato sufficiente attendere circa mezz'ora);
- I tempi d'intervento variano in media tra 2h 15' e 3h 30' nei casi di ristilatura con singolo strato o doppio rispettivamente;
- Per ciascun muro sono stati utilizzati circa 40-60 kg di malta per ristilatura, per una ripartizione di circa 18-27 kg/m².

⁴⁸ I conci posizionati in corrispondenza degli spigoli presentavano problemi di stabilità con giunti scarniti troppo in profondità.

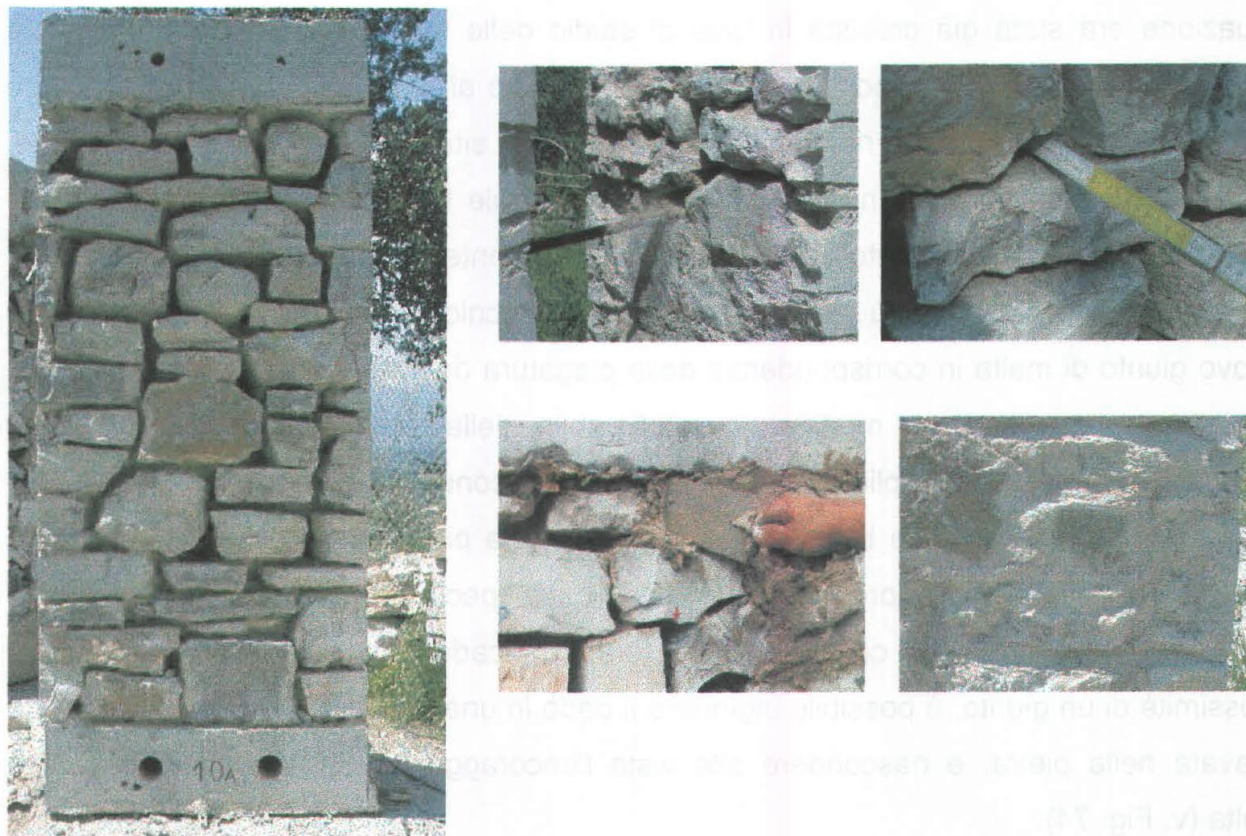


Fig. 72: Intervento di ristilatura dei giunti di malta.

Tiranti trasversali

L'inserimento di tirantini trasversali è stato realizzato su sei muri, mediante posizionamento di 4 barre alle quote di 1/3 in altezza e ad 1/4 dai bordi in larghezza (per un totale di 3.6 tiranti/m²), avendo cura di far corrispondere, ove possibile, l'ingresso e l'uscita del tirante in prossimità di un giunto di malta. In alcuni muri l'intervento è stato eseguito con barre di acciaio ad aderenza migliorata del diametro di 6 mm, ancorate con piegatura di un tratto di circa 15 cm entro una porzione di giunto scarnito (per 5-7 cm di profondità) e successivamente riempito con malta da ristilatura. Un muro (2T, nella denominazione di Tab. 29) è stato tirantato con barre di acciaio Ø10 filettate, ancorate all'esterno mediante fissaggio di dado su rondella.

L'ottima lavorabilità della pietra di Cugnano (che rende tale materiale molto diffuso nella zona, per la facile sbozzatura), ha giocato un ruolo determinante nell'esecuzione della tecnica qui considerata, contribuendo a modificare, nel corso dell'attività in sito, alcune delle scelte e degli obiettivi iniziali. In pochi casi, comunque isolati, non è stato possibile individuare una corrispondenza tra i giunti di malta delle due facce del muro e la foratura⁴⁹, di conseguenza, ha interessato tanto i giunti di malta quanto la pietra. Tale

⁴⁹ Eseguita mediante trapano elettrico con punta Ø9 mm.

situazione era stata già prevista in fase di studio delle tecniche d'intervento⁵⁰; in tale sede, si era pensato di proporre un metodo alternativo all'inefficace sigillatura dei tiranti non passanti: esso consiste nella rimozione del concio situato sulla traiettoria del tirante, nella piegatura della barra in orizzontale od in verticale lungo la superficie liberata dal concio, e nel riposizionamento del concio preventivamente suddiviso in due o più parti (o nell'apposizione di due o più pietre più piccole). La tecnica comporta la creazione di un nuovo giunto di malta in corrispondenza della piegatura della barra; il giunto consente di ancorare la barra con una modifica, ove tollerabile, della tessitura del paramento (Fig. 73). Non avendo potuto applicare questa tecnica, si è considerato un metodo di fissaggio alternativo (barra filettata e bullone), da eseguire sulla pietra anziché sul giunto, di più semplice realizzo e di migliore affidabilità, per il caso specifico, rispetto a quello eseguito mediante ripiegatura. Nel caso in cui la foratura ricada sempre sulla pietra, ma in prossimità di un giunto, è possibile inglobare il dado in una scanalatura precedentemente ricavata nella pietra, e nascondere alla vista l'ancoraggio mediante ricoprimento con malta (v. Fig. 74).

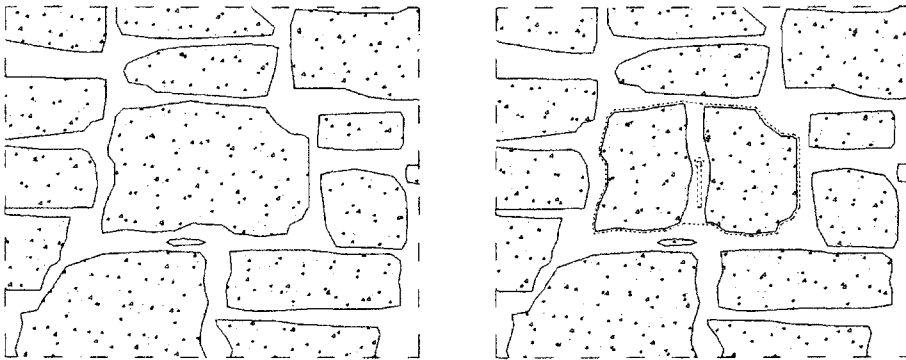


Fig. 73: Soluzione con suddivisione del concio per la sistemazione dell'ancoraggio del tirante.

Osservazioni sull'intervento:

- Nel caso dell'ancoraggio mediante ripiegatura, il tirante può essere inserito con una estremità già ripiegata, in modo da garantire l'aderenza entro il giunto scarnito; la piegatura dell'estremità opposta che avviene, invece, a tirante già posizionato nella muratura, si è dimostrata meno agevole (si è adoperata la battitura mediante martello, per realizzare la piegatura alla massima profondità possibile entro il giunto). Per garantire l'aderenza dell'ancoraggio è

⁵⁰ Si veda il par. 3.3.1, in cui si accenna al problema del confinamento trasversale delle murature placcate con betoncini armati quando s'incontri un concio lungo la traiettoria del tirante.

conveniente apporre della malta nel giunto scarnito prima di effettuare la piegatura.

- L'ancoraggio con bulloni non presenta grossi problemi, e fornisce la possibilità di applicare una pretensione alle barre per un maggiore confinamento del muro⁵¹.

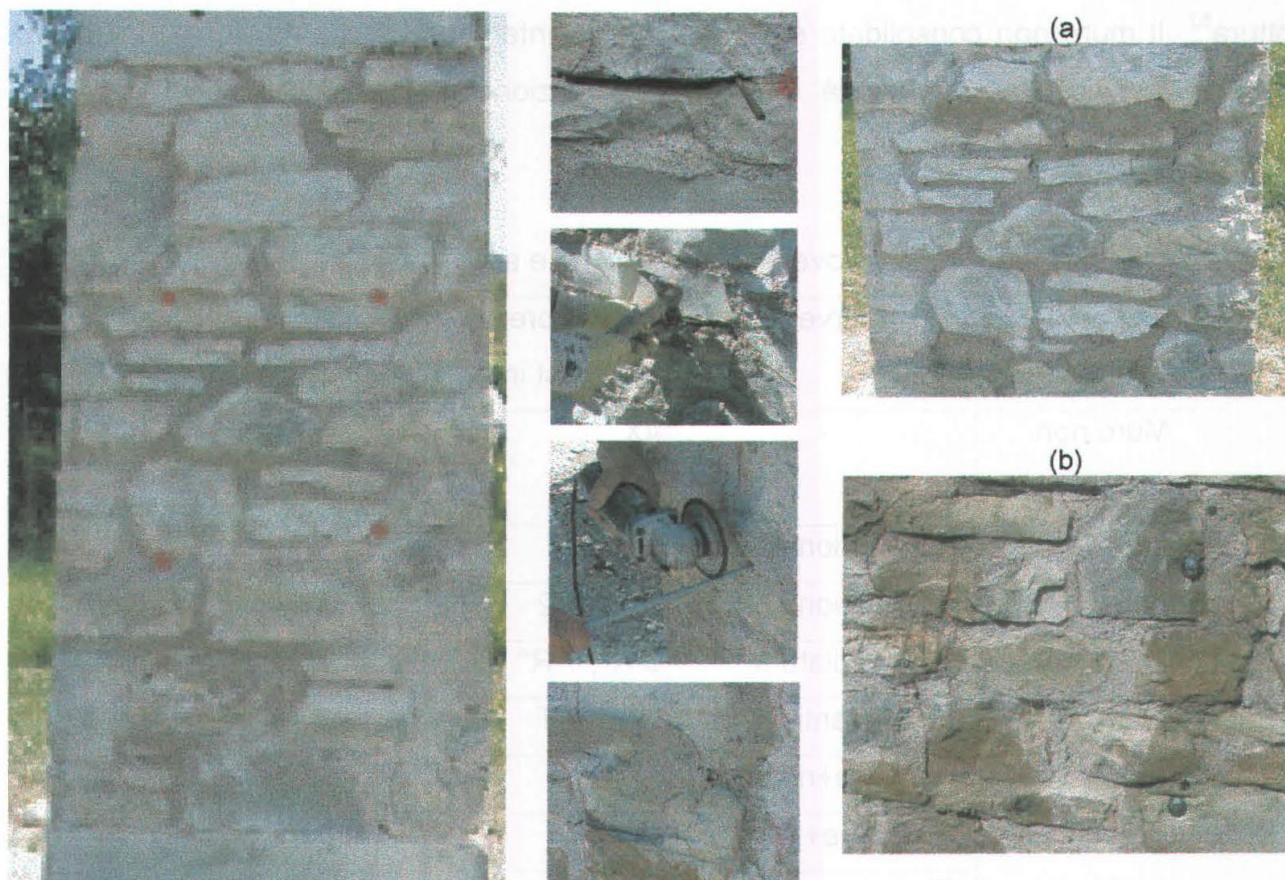


Fig. 74: Intervento per apposizione di tiranti trasversali con barre ripiegate (a) o barre filettate e fissate con bulloni (b).

⁵¹ Nella presente ricerca, per un confronto diretto con l'altro metodo di ancoraggio proposto (barre ripiegate) non è stata applicata alcuna pretensione.

4.4.3 Prove di compressione monoassiale

Le prove di compressione sono state effettuate nella situazione pre- (a 30 gg circa dal confezionamento) e post-consolidamento (a 30 gg circa dall'esecuzione degli interventi), su 16 muri in programma. Le prove sono state eseguite in prima fase fino a fessurazione mediante un ciclo di carico ed in seconda fase (a muro consolidato) fino a rottura⁵². Il muro non consolidato è stato testato contemporaneamente agli altri e nelle medesime condizioni e modalità (prima a fessurazione, poi a rottura). In Tab. 29 è riportato il programma di prova.

Tab. 29: Programma di prove a compressione e sigle identificative dei muri.

	intervento	Compressione pre/post intervento	Compressione post intervento
Muro non consolidato	-	4X	
Tecniche singole	Iniezione 1*	5 I1, 6 I1	13 I1
	Iniezione 2*	1 I2, 8 I2	16 I2
	Ristilatura	3 R°, 7 R°	15 R
	tirantini	2 T ⁺ , 9 T	11 T
Tecniche combinate	Iniezione+ristilatura		14 I1R
	Iniezione+tirantini		12 I1T
	Ristilatura+tirantini		10 RT
	Iniezione+ristilatura +tirantini		17 I1RT

* iniezione 1 eseguita con miscela 1 (FenxA+F 0.5); iniezione 2 con miscela 2 (FenxB 0.5)

° ristilatura eseguita con riempimento a doppio strato

+ tirantatura eseguita con barre filettate e bulloni

⁵² Si è ritenuto opportuno non raggiungere la rottura in prima fase per non compromettere la stabilità globale dei muri, dovendo essi subire ripetute movimentazioni e trasporti tra Padova (dove sono state eseguite le prove) a Belluno (dove sono stati realizzati i muri ed eseguiti gli interventi). Il criterio adottato è stato quello di arrestare il carico alla comparsa delle lesioni sulle pietre. La modalità di rottura dei pannelli, spesso condizionata anche da effetti locali d'instabilità dei conci d'angolo, ha confermato la necessità di tale scelta.

I test di compressione sono stati effettuati a controllo di carico utilizzando una pressa da 2000 kN e strumentando i provini con trasduttori induttivi di spostamento (da 10 o 20 mm), come indicato in Fig. 75. Le condizioni di compressione monoassiale sono state favorite dall'interposizione di lastre di teflon tra le superfici delle piastre e quelle dei cordoli, preventivamente spianate con gesso. Su tutti i provini è stato applicato un precarico di 200 kg, valore in corrispondenza del quale sono stati azzerati gli strumenti. I grafici di seguito riportati sono, quindi, quelli effettivi, a meno di una tensione costante aggiuntiva di 0.01 MPa sulla sezione.

Durante le prove pre- e post-consolidamento sono stati rilevati i quadri fessurativi su tutte e quattro le facce del muro. Le prove post-consolidamento sono state eseguite mediante ciclo di carico fino allo stesso valore raggiunto nella prova pre-consolidamento, e successivo carico monotono fino a rottura; in corrispondenza del primo ciclo di carico è stato rilevato il quadro fessurativo del muro, per confrontarlo con quello relativo alla situazione pre-intervento. Un esempio tipico di tale confronto su un muro iniettato è riportato in Fig. 76 e Fig. 77.

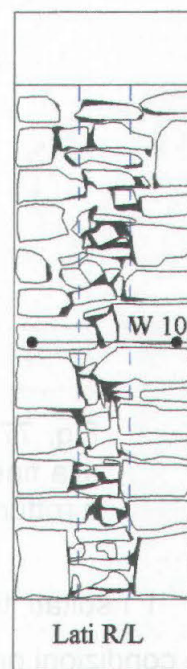
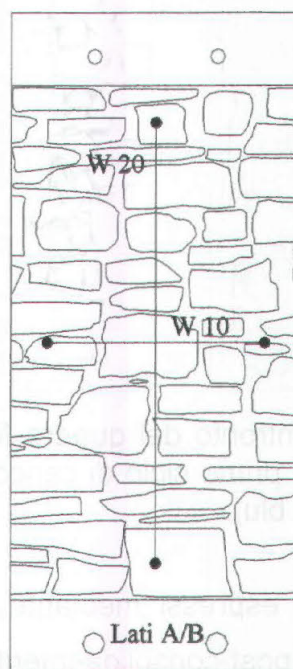


Fig. 75: Apparecchiatura di prova e posizionamento dei trasduttori di spostamento.

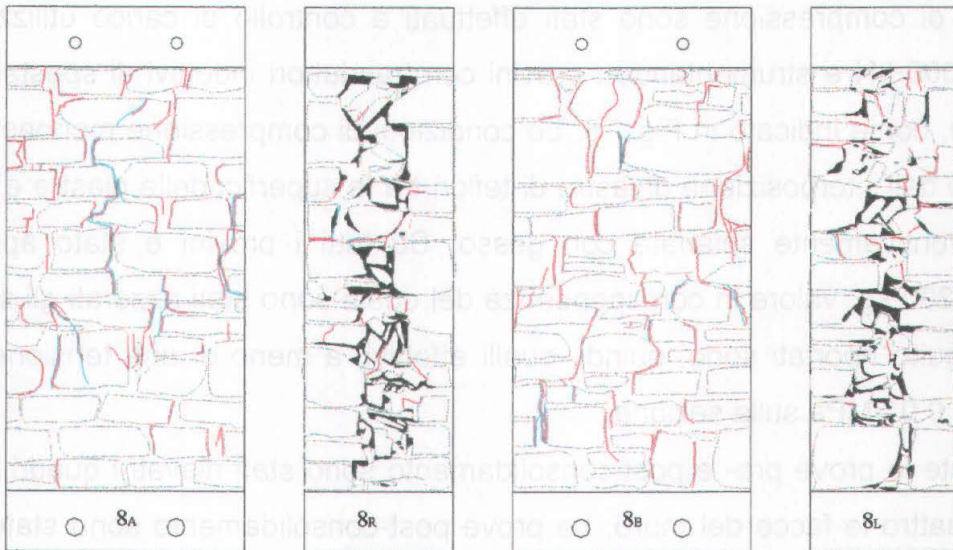


Fig. 76: Rilievo della fessurazione prima (in rosso) e dopo il consolidamento (in celeste) alla fine del primo ciclo di carico.

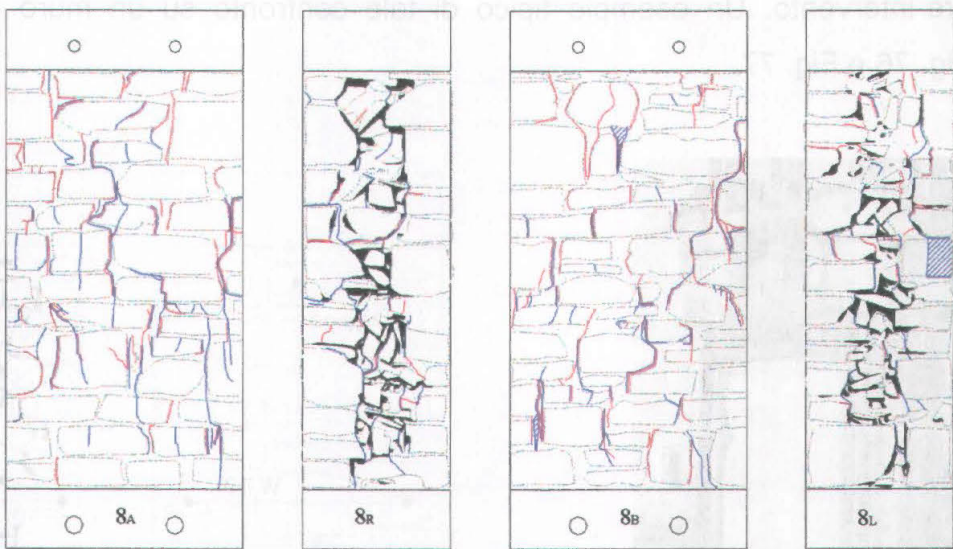


Fig. 77: Confronto del quadro fessurativo prima del consolidamento alla fine del primo ciclo di carico (in rosso) e dopo il consolidamento a rottura (in blu).

I risultati tipici, espressi mediante confronto delle curve tensione-deformazione nelle condizioni pre- e post-consolidamento, sono riportati da Fig. 78 a Fig. 83.

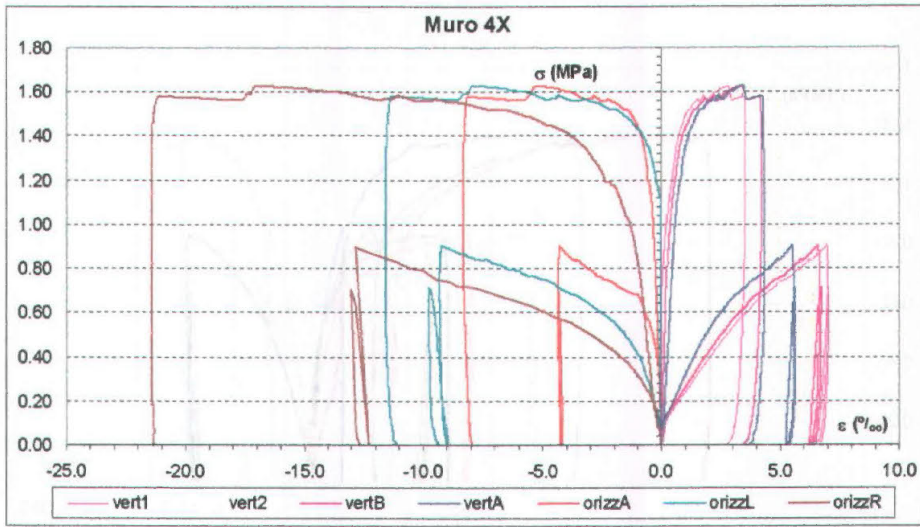


Fig. 78: Risultati delle prove di compressione: muro non consolidato.

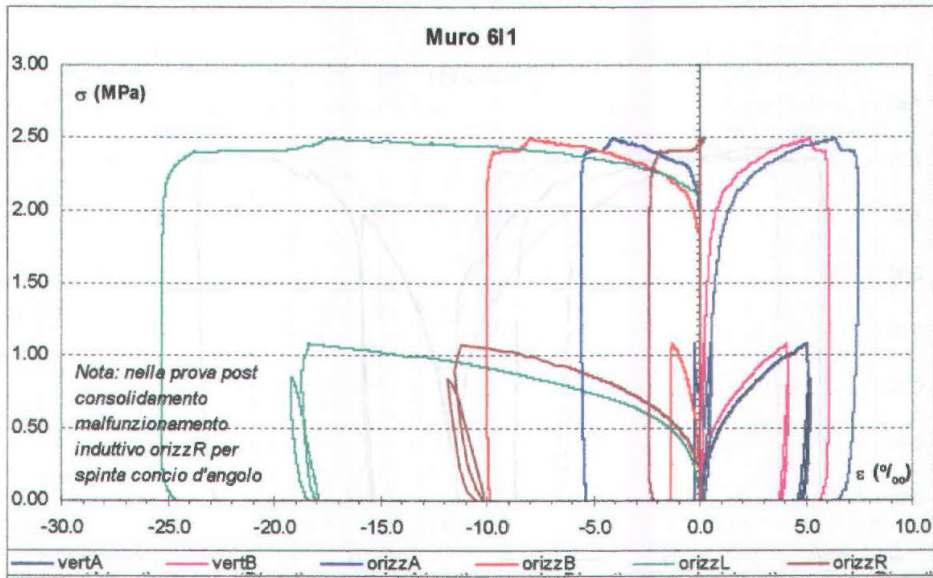


Fig. 79: Risultati delle prove di compressione: muri iniettati.

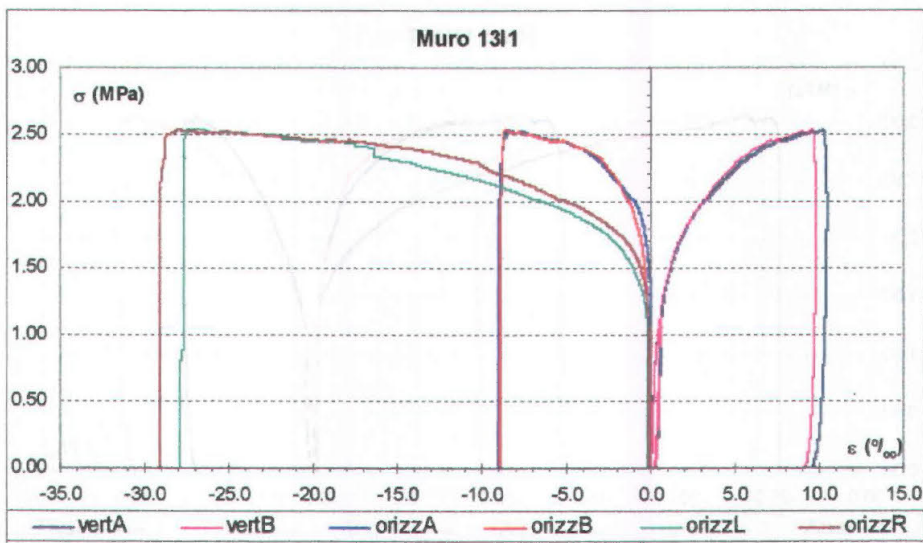


Fig. 80: Risultati delle prove di compressione: muro iniettato testato solo dopo il consolidamento.

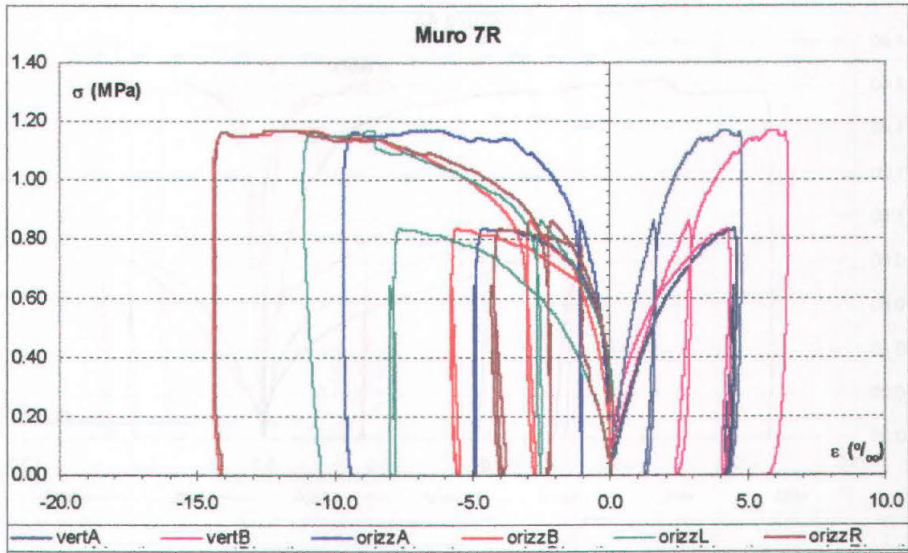


Fig. 81: Risultati delle prove di compressione: muro ristilato.

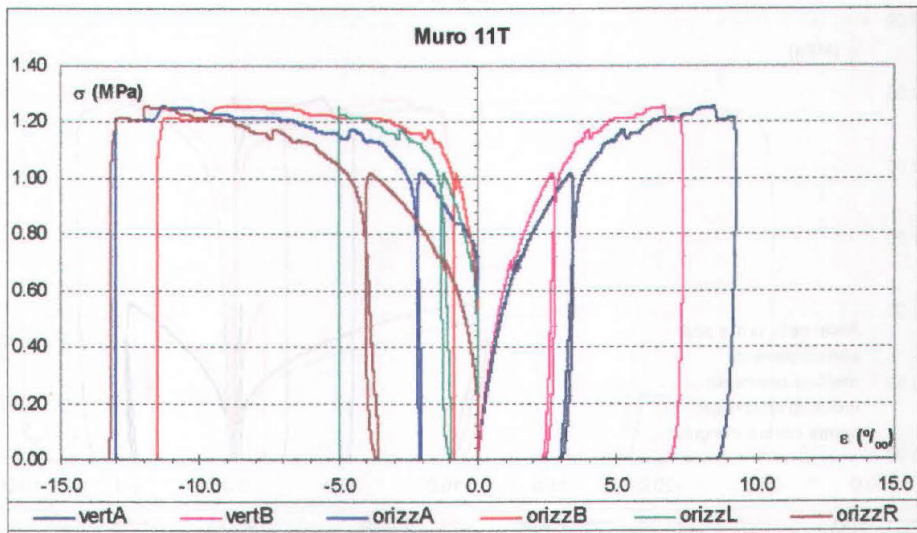


Fig. 82: Risultati delle prove di compressione: muro tirantato.

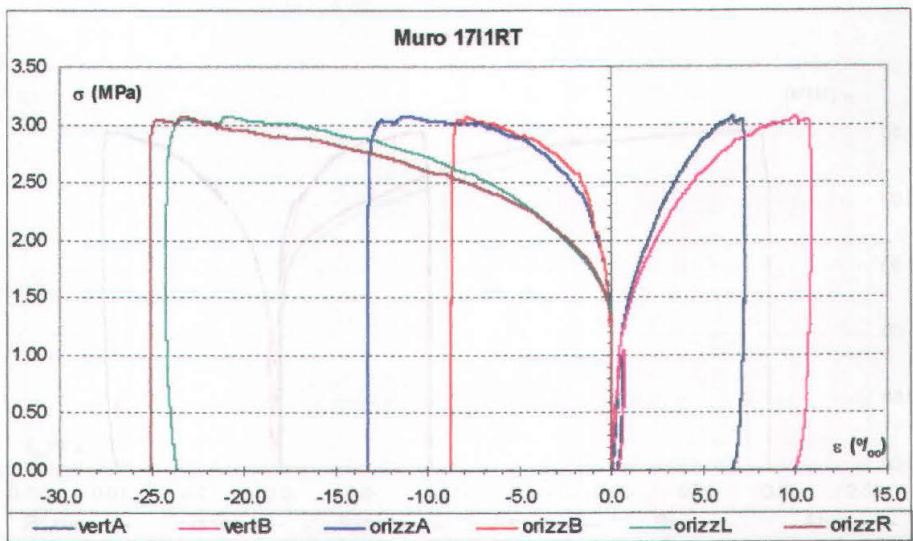


Fig. 83: Risultati delle prove di compressione: muro sottoposto ad intervento combinato completo (iniezioni, ristilatura ed apposizione di tiranti trasversali).

Le osservazioni sul comportamento dei muri testati sono di seguito sintetizzate:

- Sia per i muri originari che per quelli consolidati non si rileva un recupero della deformazione alla ripresa del carico dopo il primo ciclo effettuato; ciò è imputabile alla compattazione del muro sotto carico (vuoti presenti nel nucleo e schiacciamento della malta stagionata a 28gg circa);
- La fessurazione avviene con la comparsa di lesioni verticali o subverticali che seguono inizialmente il contorno dei conci di pietra nelle facciate, mentre sulle sezioni trasversali si osserva il progressivo allontanamento dei paramenti. Per successivi incrementi di carico si rileva la comparsa di lesioni, prevalentemente verticali, passanti anche nei conci di pietra (si veda anche Fig. 76).
- 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 (in particolare per quelli iniettati, v. Fig. 76).
- Ulteriori fasi di carico causano il peggioramento del quadro fessurativo (Fig. 77), con continuo allontanamento dei paramenti e distacchi generalizzati di malta ed espulsione di pezzi lapidei; in particolare, questi ultimi si verificano prevalentemente in prossimità degli spigoli, causando il pericolo di crollo per instabilità di porzioni localizzate del muro.
- Nei muri non consolidati il livello di carico a cui compaiono le prime fessure significative è pari a 0.89 MPa circa (valor medio tra estremi di 0.55 e 1.09 MPa); il modulo elastico calcolato tra il 30 ed il 60% del carico massimo è compreso tra 177 e 1136 MPa, con un valor medio di 365 MPa⁵³. Le deformazioni trasversali si assestano tra l'1.3 ‰ ed il 19.6 ‰; tali valori superano abbondantemente quelli relativi alle direzioni verticali ed orizzontale in facciata (contenuti entrambi tra lo 0.2 ‰ e il 6.5 ‰), a dimostrazione che il meccanismo prevalente agente su muri a tre paramenti interessa la separazione degli strati costituenti.
- Il muro 4X, testato due volte in concomitanza con gli altri muri, ma senza essere stato soggetto ad alcun intervento, ha mostrato, nel ciclo di rottura, un aumento di rigidità e resistenza del tutto confrontabili con gli incrementi ottenuti, nella fase post-intervento, dai muri non consolidati mediante iniezioni (muri ristilati e/o tiratati). Il fenomeno è attribuibile, essenzialmente, all'assestamento del muro dopo la prima fase di prova (circa 28gg dal

confezionamento) e all'ulteriore maturazione della malta (fino ad oltre 60gg). Tali effetti verranno opportunamente considerati in fase di interpretazione del comportamento dei muri consolidati nel paragrafo relativo all'analisi dei risultati. Ad ogni modo, il muro 4X ha fatto registrare un'elevata deformazione trasversale anche nel ciclo di carico eseguito a 60gg. I valori finali ottenuti (1,63 MPa per la resistenza e 1154 MPa per il modulo elastico) sono comunque compatibili con quelli rilevati in letteratura per le murature storiche.

- In tutti i muri consolidati si è osservato un incremento della rigidezza e della resistenza, ed una contemporanea riduzione delle deformazioni orizzontali e trasversali. In particolare, la comparsa di deformazioni orizzontali (sia longitudinali che trasversali) si rileva per valori di tensione molto superiori a quelle relative al caso non consolidato (v. paragrafo relativo all'analisi dei risultati).
- I muri testati solo dopo l'intervento (v. es. Fig. 80) hanno mostrato un comportamento intermedio tra il muro non consolidato e quelli testati sia prima che dopo il consolidamento, con resistenze che raggiungono i valori dei muri consolidati a scapito, però, di una maggiore deformazione; i moduli elastici rilevati per tali muri sono quindi intermedi ai due casi considerati. Si ritiene, pertanto, che la rigidezza sia il parametro su cui maggiormente ha influito la compattazione del muro e la stagionatura della malta nel periodo intercorrente tra le due prove di compressione ("effetto 4X").

⁵³ Tali valori di rigidezza e resistenza sono ampiamente contenuti nei range di valori individuati in letteratura per murature testate in sito, a dimostrazione della rispondenza dei modelli fisici realizzati in questa sperimentazione.

4.4.4 Prove di valutazione dell'efficacia del consolidamento

Per la valutazione dell'efficacia degli interventi sono state realizzate tecniche a diverso grado d'invasività, quali:

- prove soniche (su 9 muri) in diverse condizioni di prova ed interventi;
- prove con i martinetti piatti doppi (su 2 muri);
- ispezioni visive su due muri destinati a demolizione (un muro non consolidato ed un muro iniettato).

Le prove soniche consentono di valutare la velocità di trasmissione di onde elastiche nel mezzo murario; pur non fornendo risultati direttamente correlabili con le caratteristiche meccaniche dei muri, esse forniscono risultati quantitativi in termini di variazione di velocità tra parti diverse della muratura, o tra due situazioni diverse (es. prima e dopo il consolidamento) in una stessa porzione muraria (Rossi, 1990). Inoltre, le elaborazioni tomografiche, basate sulla combinazione delle possibili traiettorie delle onde soniche, forniscono utili indicazioni sullo stato di consistenza di sezioni della muratura (Schuller et al., 1995; Abbaneo et al. 1996).

Le prove con i martinetti piatti doppi consentono di determinare la resistenza a compressione ed il modulo elastico della porzione di muratura compresa tra i due dispositivi (Binda & Tiraboschi, 1999). Tali tecniche d'indagine, oramai d'uso comune tra i metodi non invasivi, sono tuttavia oggetto di numerosi studi, atti ad individuare limiti e campi di applicabilità per le costruzioni murarie, e le possibilità di correlazione con i metodi distruttivi⁵⁴.



Fig. 84: Esecuzione di prove soniche e prove von i martinetti piatti doppi

⁵⁴ Contributi significativi sulla correlazione tra prove distruttive (compressione diretta) e debolmente distruttive (martinetti piatti doppi) si trovano in (Bettio et al, 1993; Gelmi et al., 1993), e di queste con le prove soniche in (Riva et al., 1999); sulla correlazione tra prove a compressione diretta e prove soniche si veda (Berra et al., 1992).

Prove soniche

Le prove soniche sono state concentrate in particolar modo sui muri iniettati (6 muri); i muri ristilati sono stati interessati in ragione di due unità, più un muro con intervento combinato d'iniezione e ristilatura. La nutrita campagna di prove è schematizzata in Tab. 30. La griglia per i punti di battitura/ricezione è stata tracciata con maglie da 25 cm di lato sulle facciate e sulle sezioni trasversali (Fig. 85).

La combinazione di prove prevede uno standard di prove in trasparenza, tomografia orizzontale e verticale (sezioni mediane) per tutti i muri; in aggiunta, i muri iniettati sono stati oggetto di tomografia del nucleo (ossia della sezione verticale mediana nello spessore), mentre i muri ristilati presentano, come alternativa, le prove superficiali (combinata per righe e colonne su distanze di 50 cm). Tali scelte sono mirate a valorizzare i risultati delle prove soniche per le peculiarità dei singoli interventi.

Considerati i limiti nell'acquisizione dei tempi di volata, dovuti alla sensibilità della strumentazione, la velocità massima significativa è fissata pari a 3000 m/s (valore già indice di murature di buona qualità).

Tab. 30: Programma delle prove soniche

Sigla muro	Prove soniche in trasparenza			Tomografia verticale			Tomografia del nucleo			Tomografia orizzontale			Prove soniche superficiali		
	Muro originario	Muro dopo rottura	Muro consolidato	Muro originario	Muro dopo rottura	Muro consolidato	Muro originario	Muro dopo rottura	Muro consolidato	Muro originario	Muro dopo rottura	Muro consolidato	Con giunti originari	Con giunti scarniti	Con giunti ristilati
1 I2	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	-
3 R	X	X	X	X	X	X	-	-	-	X	X	X	X	-	X
4 X	-	X	-	-	X	-	-	X	-	-	X	-	-	-	-
5 I1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	-
6 I1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	-
8 I2	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	-
13 I1	X	-	X	X	-	X	X	-	X	X	-	X	-	-	-
14 I1R	X	-	X	X	-	X	X	-	X	X	-	X	X	X	X
15 R	X	-	X	X	-	X	-	-	-	X	-	X	X	X	X
16 I2	X	-	X	X	-	X	X	-	X	X	-	X	-	-	-

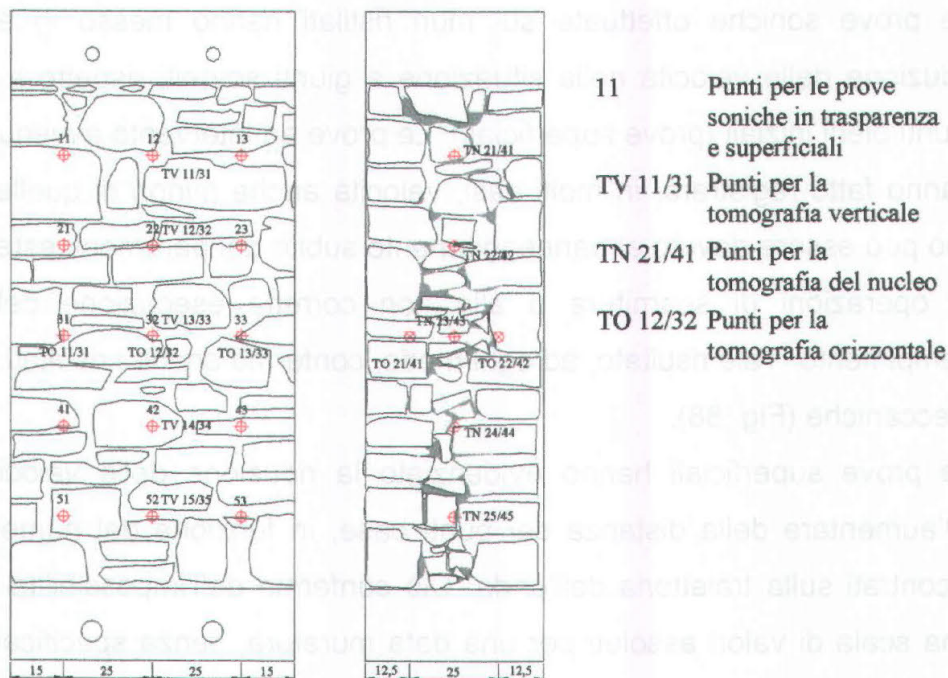


Fig. 85: Posizione dei punti base per le prove soniche.

Si sintetizzano, di seguito, i risultati più significativi:

- Nei muri non consolidati si è riscontrata la localizzazione delle velocità maggiori (3000 m/s) nella parte bassa dei muri. Ciò è ricorrente per tutti i muri (tranne che per il 13 I1), sia per le trasparenze che per le tomografie verticali (anche quelle del nucleo per i muri iniettati) (Fig. 87). La motivazione è probabilmente costruttiva (strato inferiore meglio eseguito, dovendo costituire la base dell'intero muro), oppure è da ricercare nell'assestamento del muro per peso proprio.
- I risultati più evidenti si sono avuti per i muri consolidati con iniezioni. Le prove soniche (sia in trasparenza che tomografiche, le più significative per questo tipo d'intervento) hanno fatto rilevare il decremento delle velocità nella prova post-rottura ed una quasi totale omogeneizzazione della sezione nella fase post-intervento precedente il test di compressione finale, con raggiungimento delle velocità massime ammesse (Fig. 86). L'acquisizione dei tempi di iniezione durante l'esecuzione della tecnica, ha permesso di correlare le mappature delle velocità soniche con la distribuzione interpolata dei suddetti tempi, ottenendo delle ottime risposdenze in quasi tutti i casi (Fig. 87). I maggiori incrementi si registrano nelle zone a minore velocità iniziale, a dimostrare la presenza di miscela in corrispondenza delle maggiori percentuali di vuoti. In particolare, anche i muri testati prima del consolidamento hanno fatto registrare maggiori incrementi rispetto a quelli non testati.

- Le prove soniche effettuate sui muri ristilati hanno messo in evidenza la riduzione delle velocità nella situazione a giunti scarniti rispetto a quella con giunti pieni iniziali (prove superficiali). Le prove ad intervento avvenuto, tuttavia, hanno fatto registrare, in molti casi, velocità anche minori di quelle originarie. Ciò può essere dovuto al danneggiamento subito dai paramenti esterni durante le operazioni di scarnitura e alla non corretta esecuzione della fase di riempimento. Tale risultato, ad ogni modo, conferma anche i risultati sulle prove meccaniche (Fig. 88).
- Le prove superficiali hanno evidenziato la riduzione delle velocità soniche all'aumentare della distanza dei punti base, in funzione del numero di giunti incontrati sulla traiettoria dell'onda. Ciò conferma dell'impossibilità di redigere una scala di valori assoluti per una data muratura, senza specificare tipologia del muro, materiali e distanza reciproca dei punti di misura (Fig. 89).
- L'intervento combinato d'iniezione e ristilatura ha fatto registrare un miglioramento delle caratteristiche del muro anche in relazione alle prove superficiali, segno che l'iniezione ha contribuito a connettere saldamente gli strati del muro (Fig. 90).

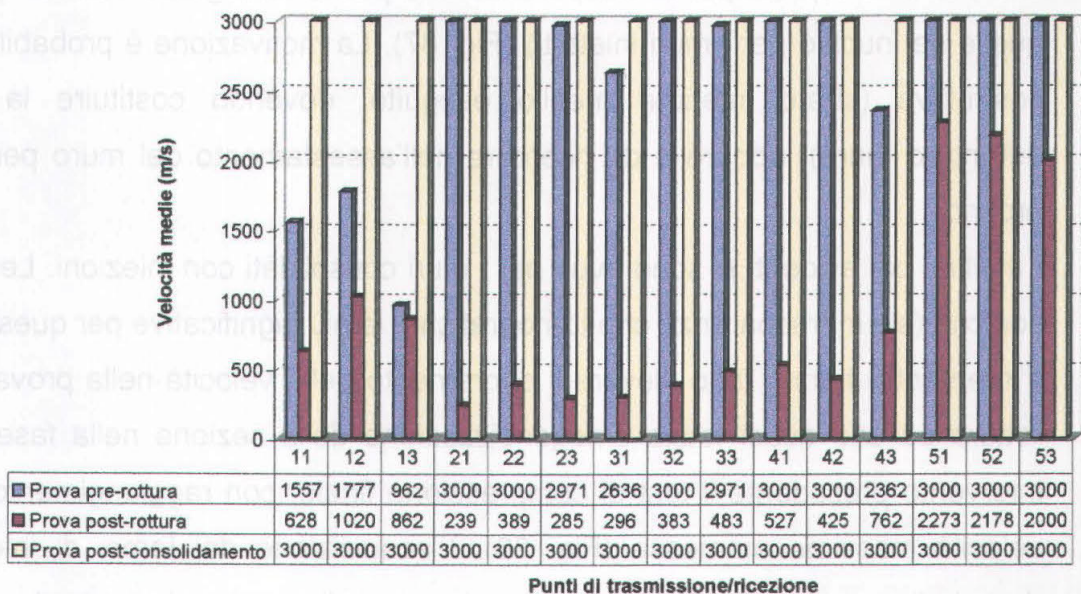


Fig. 86: Risultato delle prove in trasparenza su un muro iniettato (8 I2).

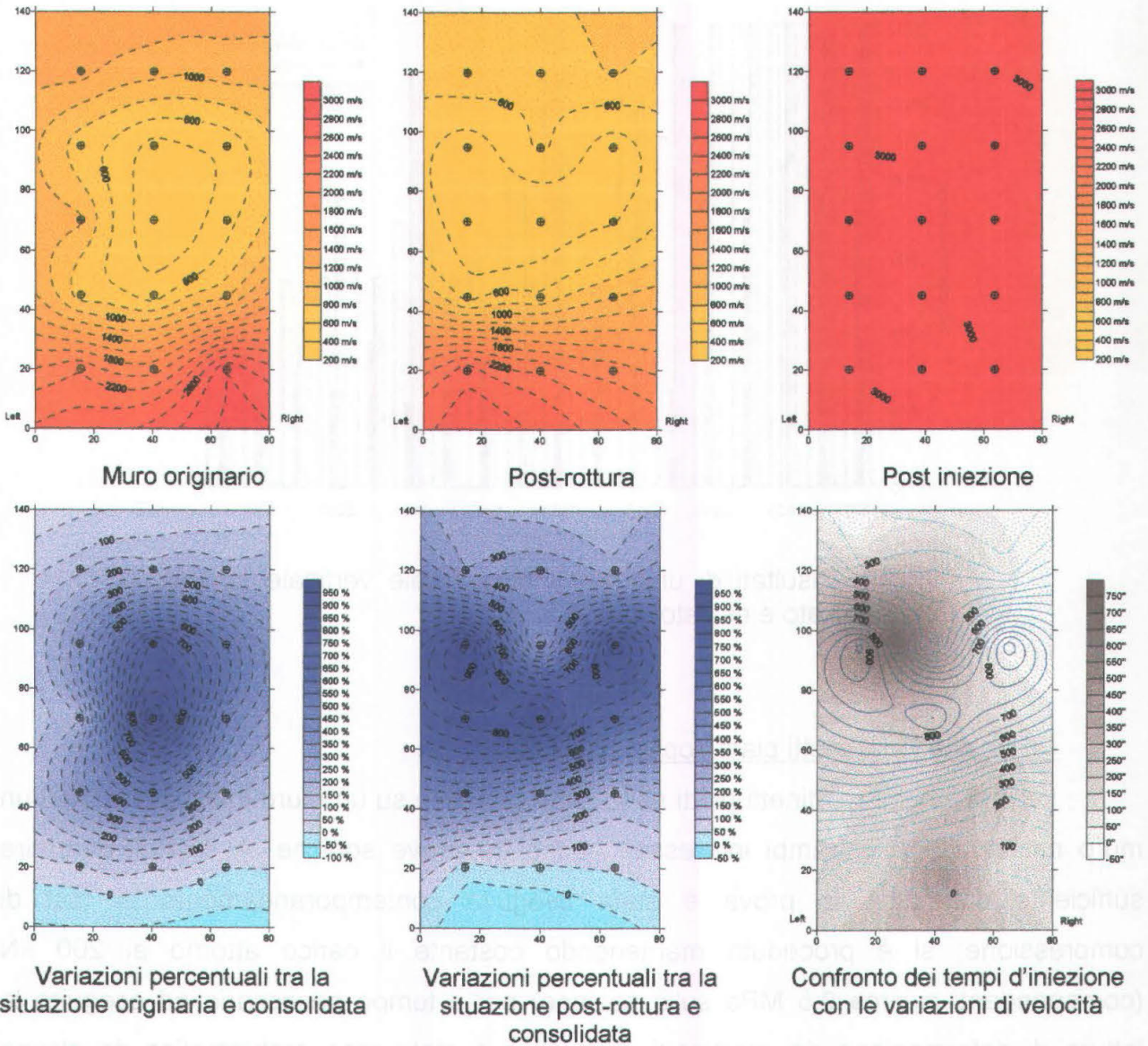


Fig. 87: Muro iniettato (511): elaborazione delle prove in trasparenza.

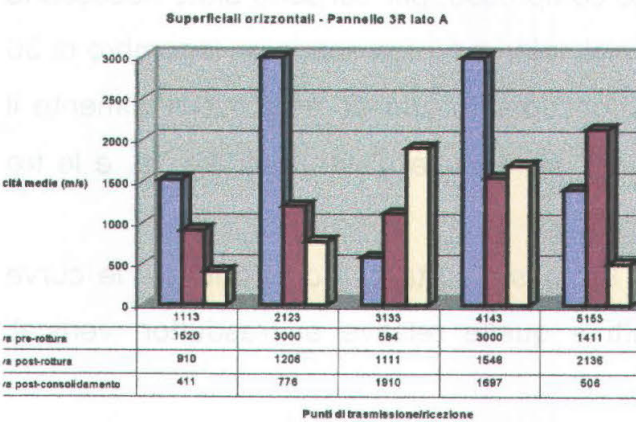


Fig. 88: Anomalie nelle prove superficiali di un muro ristilato.

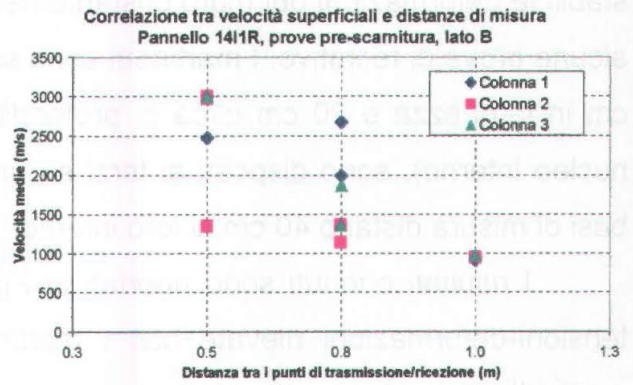


Fig. 89: Influenza della distanza tra i punti di misura sulle velocità soniche.

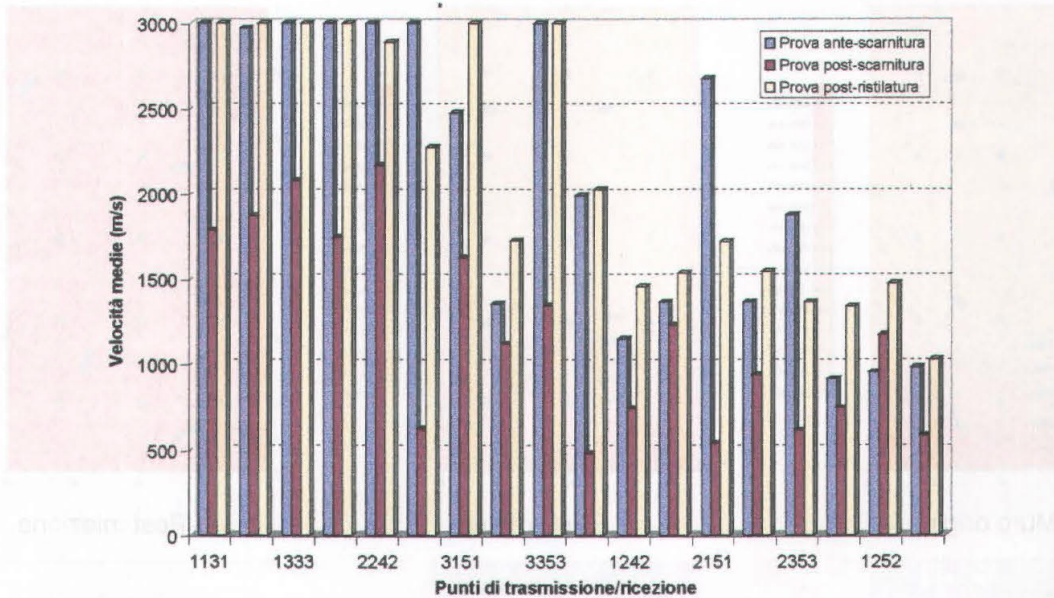


Fig. 90: Risultati di una prova superficiale verticale su un muro iniettato e ristilato (14 I1R).

Prove con i martinetti piatti doppi

Le prove con i martinetti piatti sono state eseguite su un muro iniettato (5I1) ed un muro ristilato (3R), entrambi interessati anche da prove soniche. Al fine di garantire sufficiente contrasto, la prova è stata eseguita contemporaneamente ai test di compressione; si è proceduto mantenendo costante il carico attorno ai 200 kN (corrispondenti a circa 0.5 MPa sulla sezione) per il tempo necessario ad eseguire le letture di deformazione dei martinetti. Tale fase è stata resa problematica da alcune anomalie nel funzionamento dell'attrezzatura di prova, dovute alla difficoltà di mantenere stabili le deformazioni del muro costantemente compresso, per cui sono state necessarie alcune prove di tentativo. I martinetti sono semicircolari ed interessano un ingombro di 30 cm in larghezza e 20 cm circa in profondità (occupando, quindi, solo marginalmente il nucleo interno); sono disposti ai terzi su una faccia, ad una distanza di 50 cm, e le tre basi di misura distano 40 cm al loro interno.

I risultati ottenuti sono riportati in Fig. 91: essi riportano il confronto tra le curve tensioni-deformazioni rilevate con i martinetti e quelle relative ai trasduttori verticali applicati sul muro.

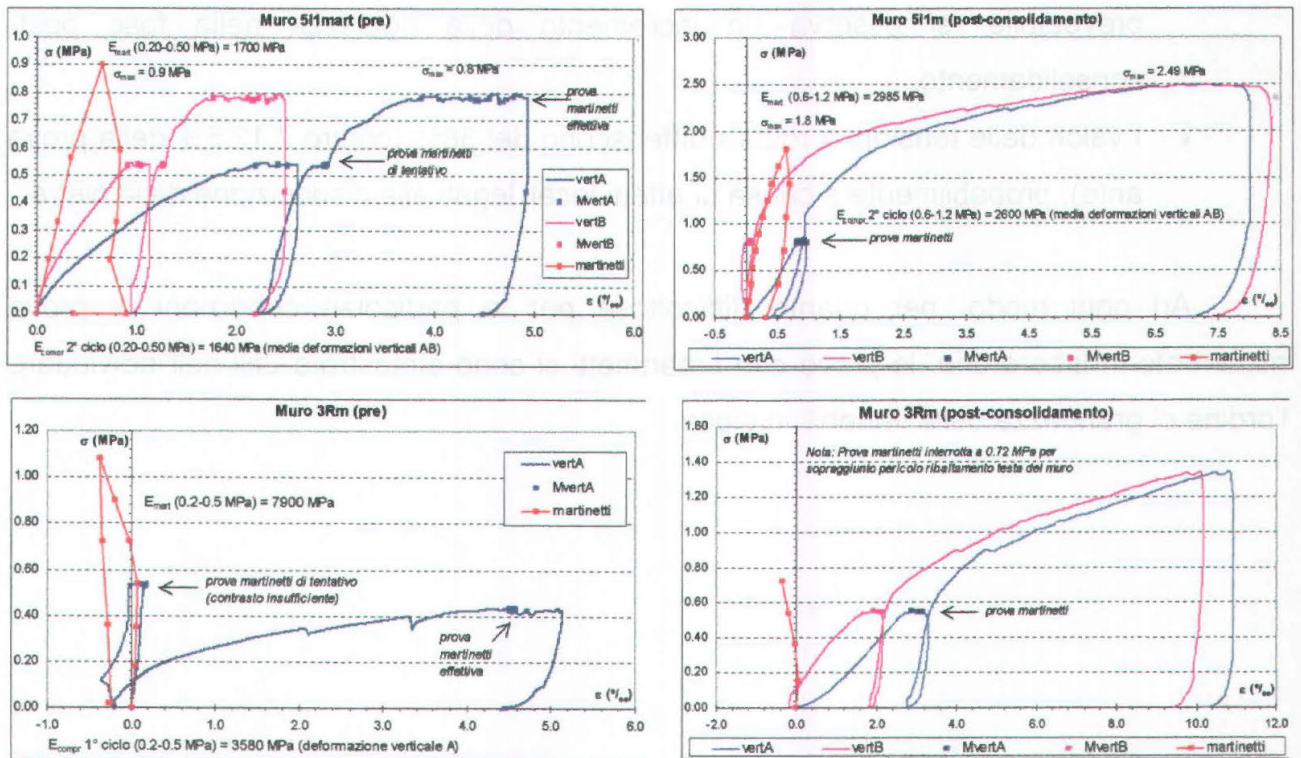


Fig. 91: Prove con i martinetti piatti doppi prima e dopo il consolidamento.

Le prove hanno fornito risultati abbastanza soddisfacenti per il muro iniettato, mentre per il muro ristilato, già interessato da danneggiamento per movimentazione e trasporto, le prove si presentano incomplete, a causa del sopraggiungere di problemi di stabilità durante la prova di compressione.

Ad ogni modo, si è potuto rilevare che:

- Per la prova pre-consolidamento sul muro iniettato è stato possibile individuare un campo di tensioni (0.2-0.5 MPa) entro il quale i moduli elastici del muro e della porzione interessata dai martinetti sono paragonabili: si ottengono valori di 1640 MPa per il muro (calcolato sulla media degli strumenti verticali nella fase di ricarico del secondo ciclo) e di 1700 MPa per i martinetti.
- Le tensioni massime sembrano paragonabili (0.8 MPa sui muri, contro 0.9 MPa sui martinetti) ma, in realtà, tali valori non sono direttamente confrontabili, poiché le prove sui muri, come precedentemente specificato, nelle prove ante-consolidamento sono state interrotte prima della rottura.
- Anche per la prova di consolidamento post-iniezione, le curve afferenti alle due modalità di prova presentano un intervallo di tensione (0.6-1.2 MPa, corrispondente sempre a circa il 30-60% del carico di rottura) in cui i moduli elastici sono confrontabili, anche se con meno precisione rispetto al caso

precedente (2985 per i martinetti e 2600 per i muri). Ad ogni modo, come prevedibile, si osserva un incremento della rigidezza nella fase post-consolidamento.

- I valori delle tensioni a rottura differiscono del 38% (contro il 12.5% della prova ante), probabilmente a causa di effetti locali legati alla disposizione delle pietre.

Ad ogni modo, per quanto difficoltose per le particolari condizioni di prova riscontrate in laboratorio, le prove con i martinetti si sono dimostrate utili nell'individuare l'ordine di grandezza delle variabili in gioco.

Ispezioni

L'ultima fase delle indagini ha riguardato l'ispezione visiva di due muri destinati alla demolizione: il muro non consolidato (4X) ed un muro iniettato (112). Come riportato in Fig. 92, il risultato dell'indagine è evidente: il muro non consolidato ha mantenuto la debolezza originaria, dettata essenzialmente dall'incoerenza della malta. Nel muro consolidato il nucleo è stato interessato da una buona diffusione di miscela; di conseguenza, lo strato interno ha acquistato una propria compattezza, che gli consente di mantenersi stabile anche in assenza dei paramenti esterni. Tuttavia, l'esame attento delle interfacce ha evidenziato (come rilevato per i cilindri) la scarsa aderenza tra la pietra e la malta o la miscela, mentre un migliore aggrappo si è rilevato tra la miscela e la malta esistente. La miscela si mostra compatta e priva di macroporosità, ad indicare la corretta progettazione dei parametri rappresentativi dell'iniettabilità del muro.



Fig. 92: Inadagine visiva su un muro non consolidato (a) ed un muro iniettato (b).

4.5 ANALISI DEI RISULTATI E MODELLAZIONE

4.5.1 Comportamento meccanico dei muri multistrato

L'analisi dei risultati sperimentali sopra riportati è stata effettuata in relazione ai parametri di resistenza e rigidità, valutati prima e dopo il consolidamento. Tali parametri sono stati messi in relazione anche con i valori rilevati per il muro 4X, al fine di depurare, dal comportamento dei muri consolidati, l'effetto di compattazione evidenziato per il muro stesso⁵⁵. I risultati dell'analisi sono riportati negli istogrammi seguenti, e commentati nei punti sottoindicati.

Resistenza:

- Il confronto tra le resistenze massime denota subito il maggior contributo delle iniezioni rispetto alle altre tecniche di consolidamento (Fig. 93). I valori finali variano tra 1.17 MPa (muro ristilato) e 3.06 MPa (muro consolidato con tutti e tre gli interventi).
- Gli incrementi rilevati variano dal 26 al 250% (solo il muro 10RT, seriamente danneggiato durante movimentazione e trasporto, ha fatto registrare un incremento molto basso, pari al 5%) rispetto alla resistenza della prova pre-consolidamento (Fig. 95).
- Gli incrementi fittizi (calcolati rapportando la resistenza finale alla resistenza preconsolidamento, incrementata del rapporto tra resistenza finale e del primo ciclo del muro 4X) si riducono al 50% circa, in media, per i muri iniettati, mentre si hanno addirittura decrementi per quasi tutti i muri soggetti a sola ristilatura o soli tirantini⁵⁶ (Fig. 95). Ciò è giustificabile per il fatto che non vi è stato materiale di apporto alcuno nel nucleo, la cui inconsistenza costituisce sicuramente il lato debole della tipologia muraria in esame. In particolare, per quanto riguarda la ristilatura, il decremento può essere attribuito sia all'uso di malta di resistenza di poco superiore a quella originaria⁵⁷, sia al danneggiamento subito dal muro in fase d'intervento, sia a difetti nell'esecuzione (es. insufficiente costipamento della malta nei giunti). I muri con interventi combinati mantengono valori medio-alti, con il massimo, pari

⁵⁵ I valori così calcolati vengono indicati col termine "fittizi" nel seguito.

⁵⁶ Il forte decremento rilevato per il muro 10RT è, purtroppo, comprensivo del forte danneggiamento subito, non estrapolabile dal contesto generale del risultato ottenuto.

⁵⁷ Come riportato in Tab. 21, al momento delle prove post-consolidamento, la malta originaria presentava una resistenza di 1.64 MPa (60gg), valore molto vicino a 1.72 MPa, relativo a quella da ristilatura.

all'88%, raggiunto dal muro 17I1RT; tali variazioni sono attribuibili al contributo dominante delle iniezioni.

- Sia i muri ristilati che quelli tirantati hanno mostrato un basso livello di resistenza finale (comparabile a quello del muro non consolidato), per cui si ricerca l'efficacia di tali tecniche in termini di deformazione (v. dopo).
- Non si sono registrate differenze sostanziali tra i risultati ottenuti per i muri iniettati con le due diverse miscele (FenxA+F e FenxB), caratterizzate da resistenze diverse sia del materiale in quanto tale (5.10 MPa e 3.23 MPa rispettivamente, come da Tab. 21), che in relazione al comportamento di cilindri iniettati (2.07 MPa, in media, e 0.80 MPa rispettivamente, come da Fig. 65). Solo il muro 8I2 presenta un incremento ridotto, probabilmente dovuto a difetti esecutivi dell'iniezione, essendo questo stato il primo ad essere consolidato, ed essendo quindi servito per tarare il processo per gli altri muri.

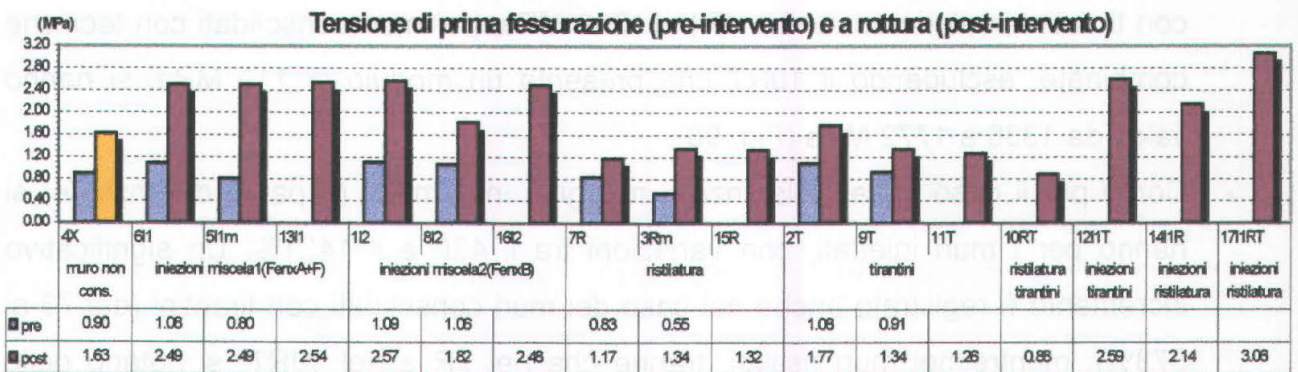


Fig. 93: Confronto delle resistenze massime delle prove pre e post consolidamento.

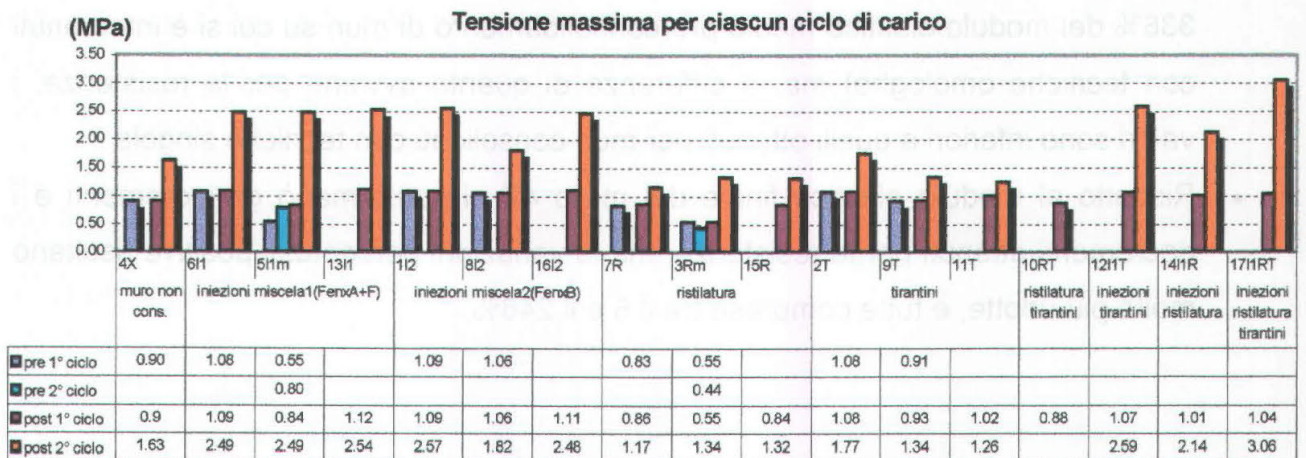


Fig. 94: Confronto delle resistenze pre e post consolidamento per ciascun ciclo.

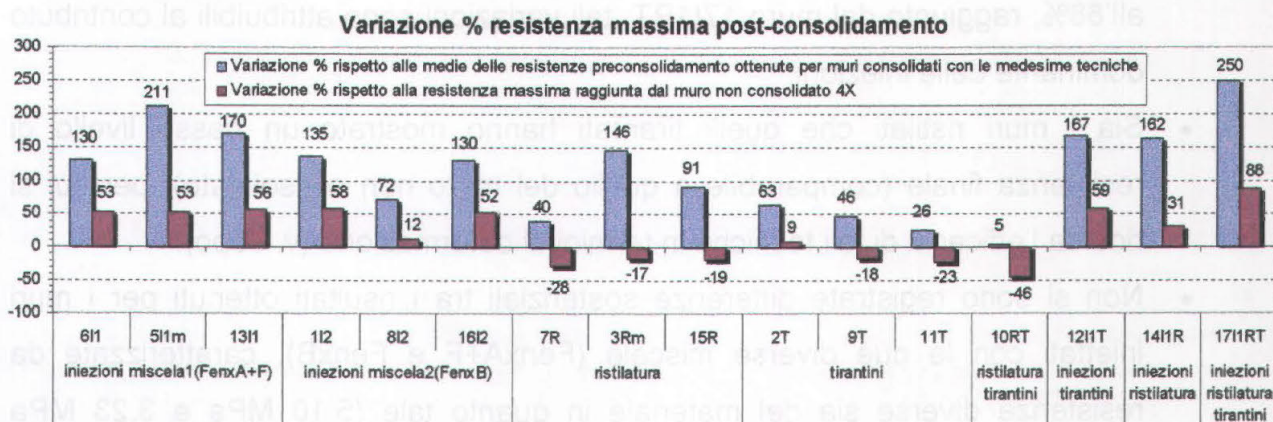


Fig. 95: Variazioni di resistenza post-intervento misurate e fittizie.

Modulo elastico

- Nei muri consolidati con iniezione, i valori dei moduli elastici raggiunti al termine del primo ciclo di carico variano tra 1223 e i 3992 MPa⁵⁸. Per i muri ristilati si sono ottenuti moduli elastici compresi tra 395 e 1781 MPa, mentre per i muri consolidati con tirantini i valori variano tra 474 e 1789 MPa; per muri consolidati con tecniche combinate, escludendo il 10RT che presenta un modulo di 110 MPa, si hanno valori da 1336 a 1772 MPa (Fig. 96).
- Come per il caso della resistenza, i maggiori incrementi (a parità di tensione) si hanno per i muri iniettati, con variazioni tra il 430 e il 1451%. Un significativo incremento è registrato anche nel caso dei muri consolidati con tirantini (dal 73 al 673%), mentre nei muri ristilati, tranne che nel 7R e nel 10RT, si notano delle diminuzioni variabili dal 53 al 90% (Fig. 98).
- Gli incrementi interessano anche i muri consolidati con interventi combinati (208-336% del modulo elastico medio pre-consolidamento di muri su cui si è intervenuti con tecniche omologhe) ma, a differenza di quanto avviene per la resistenza, i valori sono inferiori a quelli ottenuti per muri consolidati con tecniche singole.
- Rispetto al modulo elastico finale del muro 4X si confermano gli incrementi e i decrementi ottenuti per la resistenza, ma le variazioni percentuali positive risultano molto più ridotte, e tutte comprese tra il 6 e il 246%.

⁵⁸ Valori comparabili con quelli ottenuti in sperimentazioni in sito su muri iniettati, ed inferiori al caso di prove in laboratorio (v. Tab. 17); per le altre tecniche di consolidamento non si hanno riferimenti in letteratura.

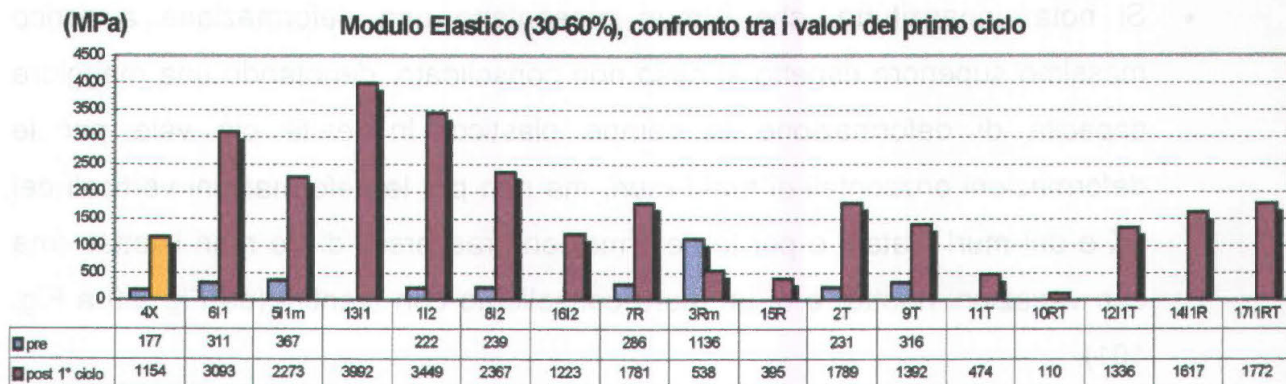


Fig. 96: Modulo elastico pre e post consolidamento a parità di tensione.

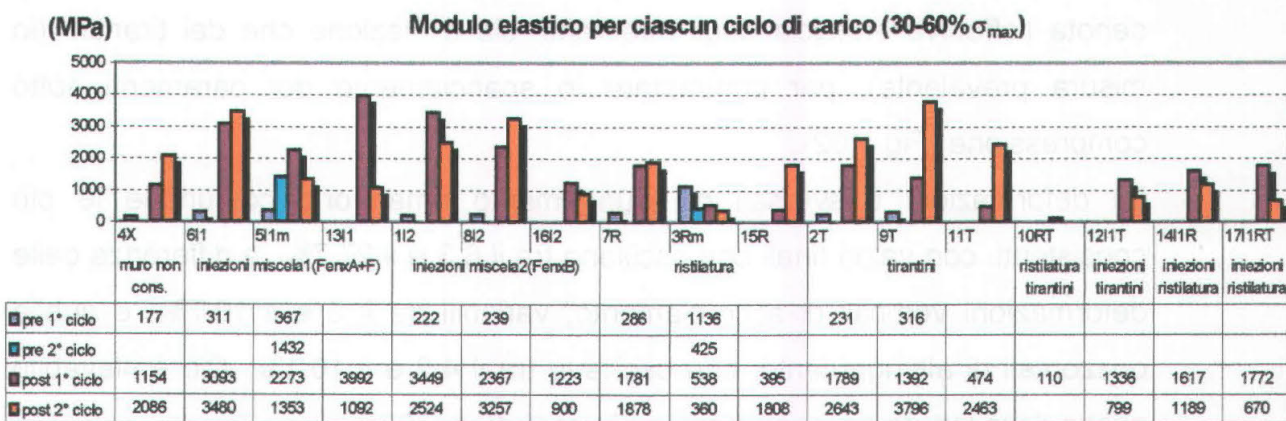


Fig. 97: Andamento del modulo elastico per cicli successivi di carico.

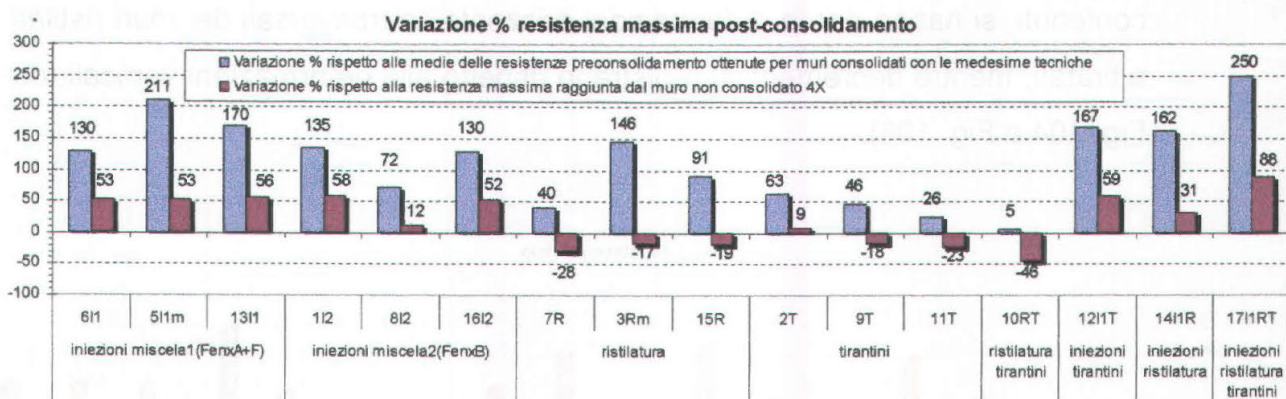


Fig. 98: Variazioni del modulo elastico post-intervento misurate e fittizie.

Deformazioni e coefficiente di Poisson:

- Tranne che per un muro (il 3R, danneggiato in modo grave dal trasporto), si è rilevata una riduzione generalizzata delle deformazioni a parità di carico (confrontare i primi cicli pre e post-consolidamento riportate da Fig. 99 a Fig. 101). Tale riduzione interessa anche il muro 4X, quindi si approfondisce ulteriormente l'analisi.

- Si nota, innanzitutto, che i muri presentano una deformazione a carico massimo superiore rispetto al caso non consolidato, denotando una maggiore capacità di deformazione in campo plastico. In realtà ciò vale per le deformazioni orizzontali di tutti i muri, ma non per le deformazioni verticali del 4X e dei muri tiratati, e per le deformazioni trasversali di tre muri iniettati (ma con variazioni ridotte) e di un muro consolidato con tirantini (da Fig. 99 a Fig. 101).
- In particolare, il decremento di deformazione trasversale a carico massimo è pari al 7-16% nel caso delle iniezioni, mentre sale al 40-58% nel caso di muri con tirantini, la cui presenza esalta l'effetto di contenimento dei paramenti. Ciò denota l'effettiva efficacia degli interventi, sia d'iniezione che dei tirantini (in misura prevalente), per contrastare lo spanciamiento dei paramenti sotto compressione (Fig. 102).
- Le deformazioni trasversali di allungamento rimangono comunque le più consistenti, con valori finali che oscillano tra il 6.3 e il 27.7‰, a differenza delle deformazioni verticali di accorciamento, variabili tra il 3 e il 10.7‰, e quelle orizzontali di allungamento, che oscillano tra il 4.2 e il 10.1‰. Ciò è rilevabile anche dalla lettura dei coefficienti di Poisson (Fig. 103).
- Le tensioni di inizio deformazione sono notevolmente incrementate per tutti i muri iniettati (tranne che l'anomalia del muro 8I2). Incrementi, anche se più contenuti, si hanno per le deformazioni orizzontali e trasversali dei muri ristilati e tiratati, mentre decrementi si registrano rispetto alle deformazioni verticali (da Fig. 104 a Fig. 106).

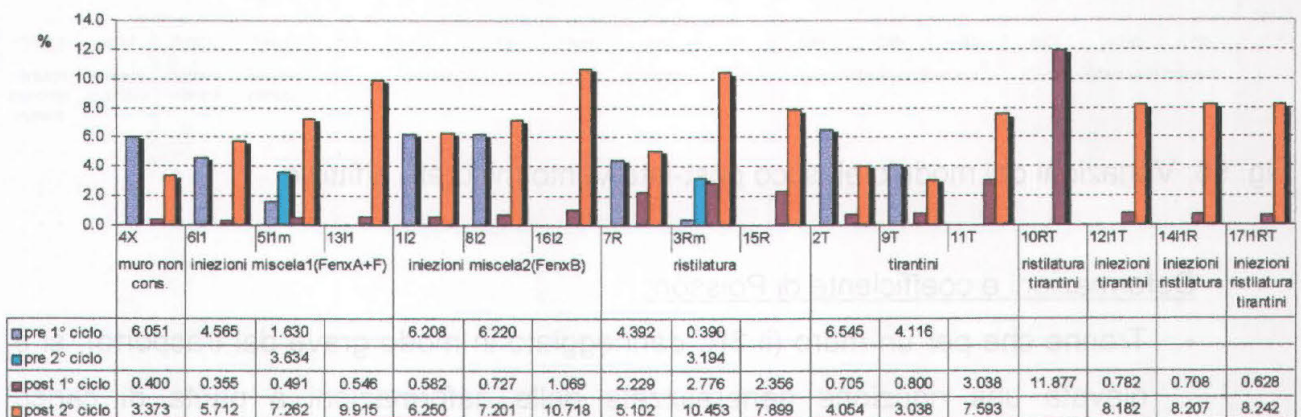
 $\epsilon_{vert}(\sigma_{max})$ per ciascun ciclo

Fig. 99: Deformazioni verticali al carico massimo raggiunto in ciascun ciclo.

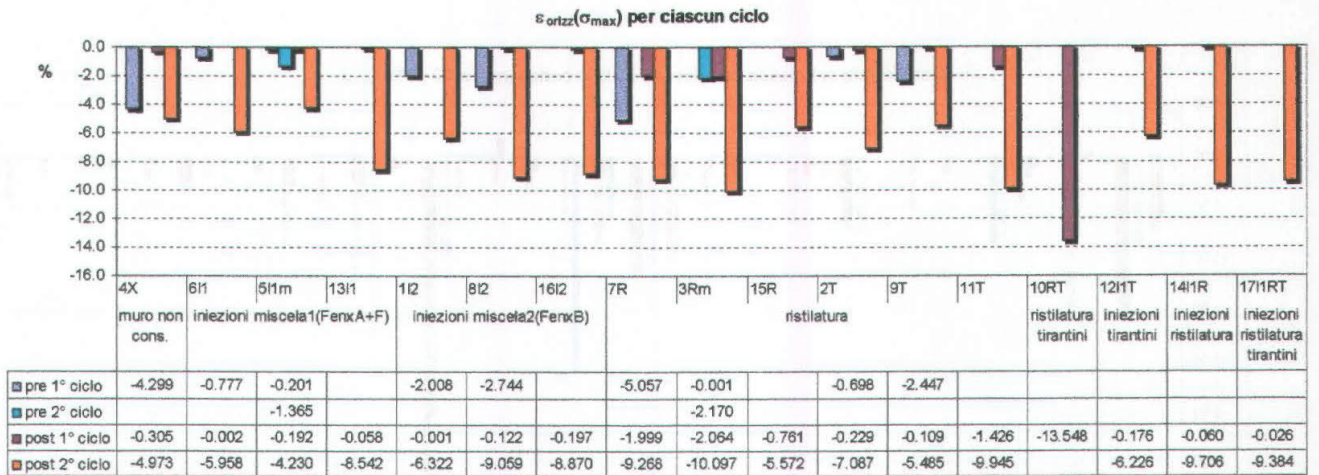


Fig. 100: Deformazioni orizzontali al carico massimo raggiunto in ciascun ciclo.

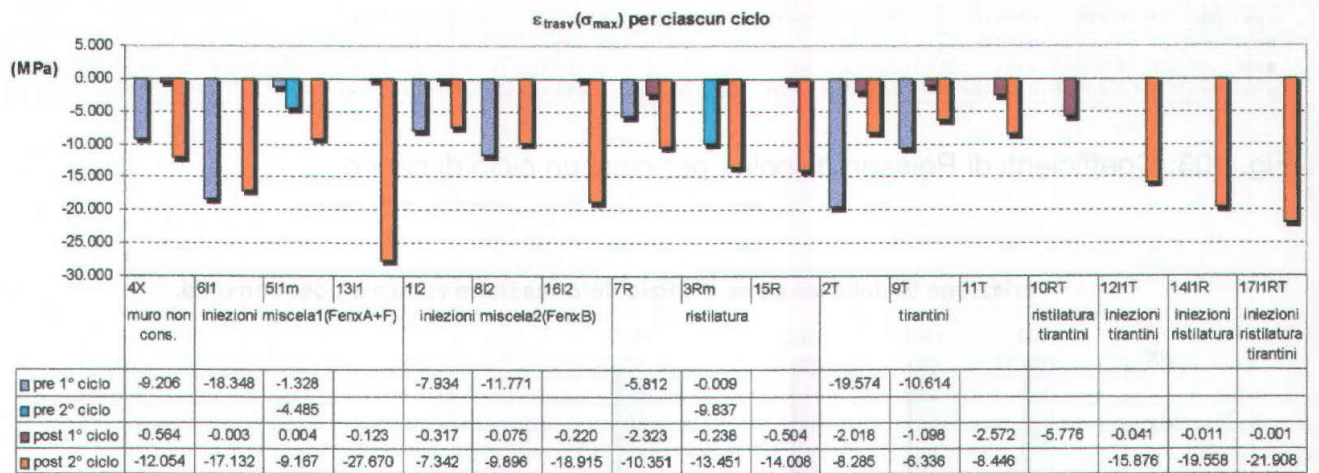


Fig. 101: Deformazioni trasversali al carico massimo raggiunto in ciascun ciclo.

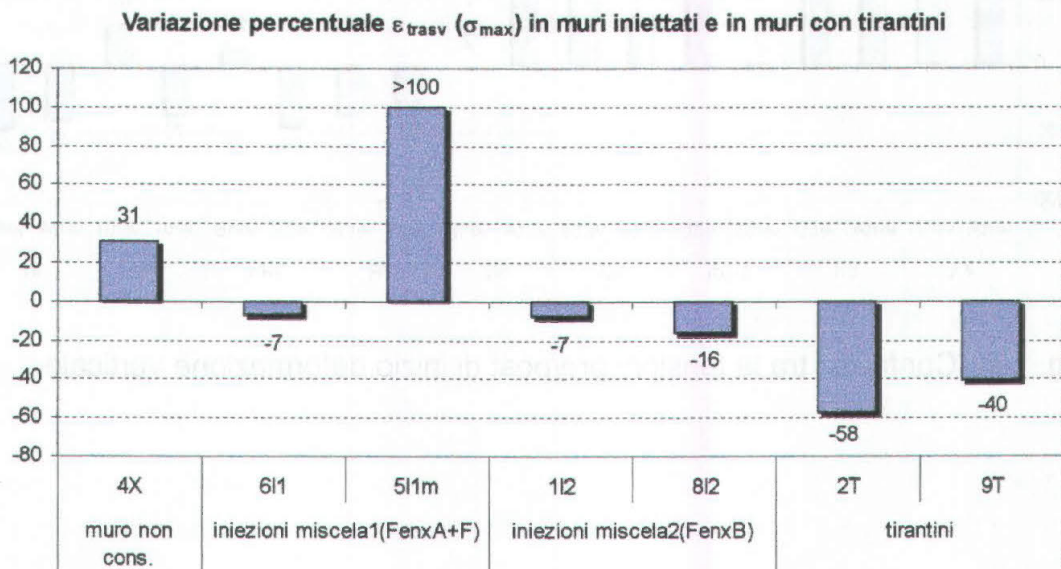


Fig. 102: Variazioni percentuali pre/post consolidamento delle deformazioni trasversali per alcune classi d'intervento.

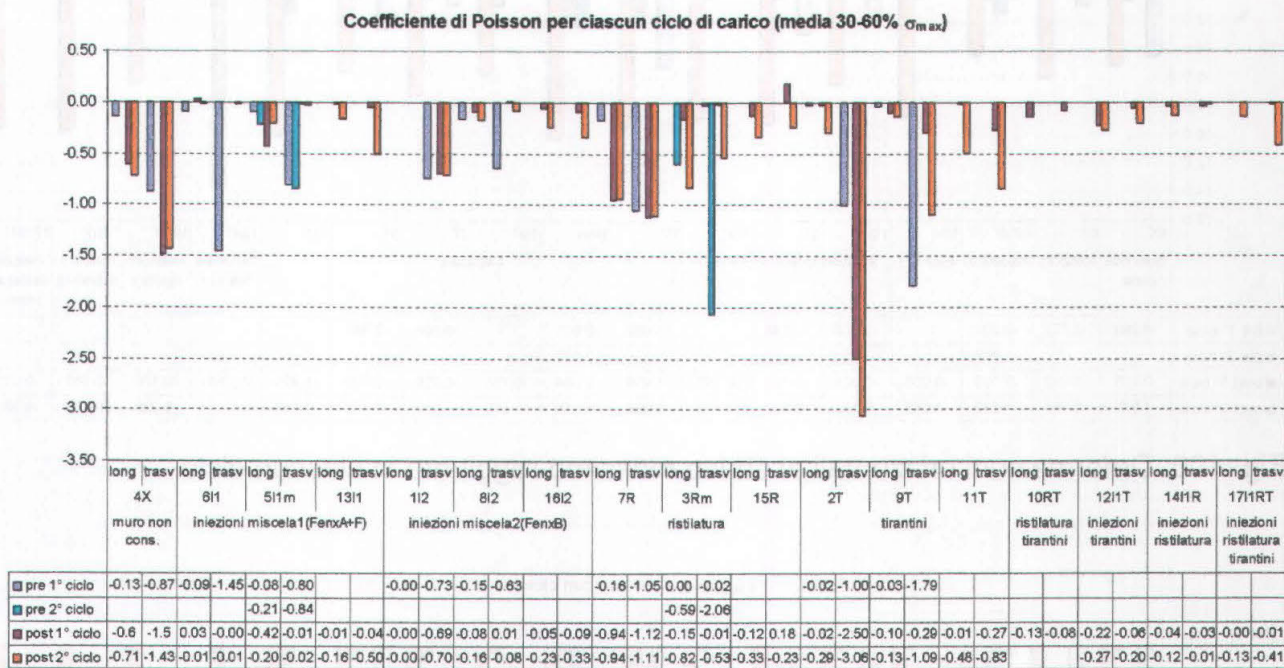


Fig. 103: Coefficienti di Poisson calcolati per ciascun ciclo di carico.

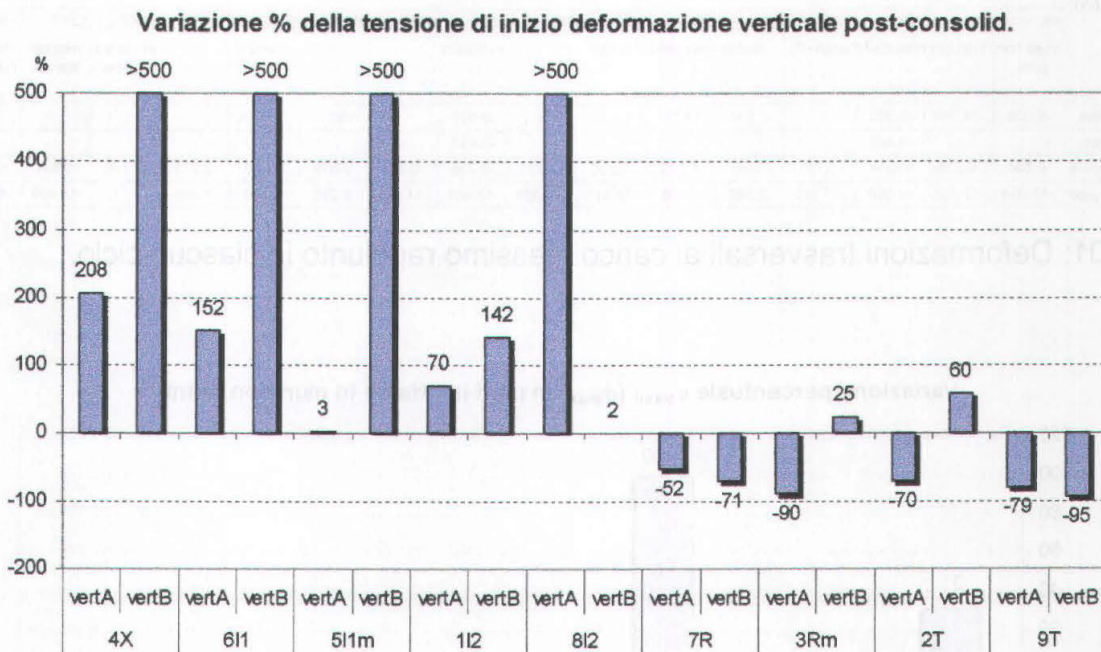


Fig. 104: Confronto tra le tensioni pre/post di inizio deformazione verticale.

Variazione % della tensione di inizio deformazione orizzontale post-consolid.

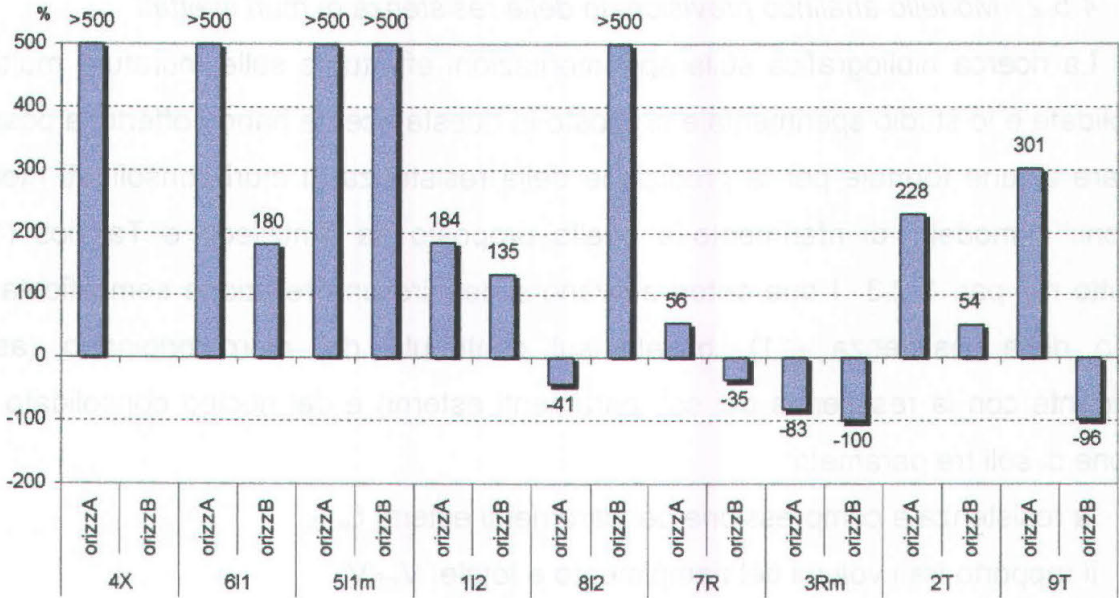


Fig. 105: Confronto tra le tensioni pre/post di inizio deformazione orizzontale.

Variazione % della tensione di inizio deformazione trasversale post-consolid.

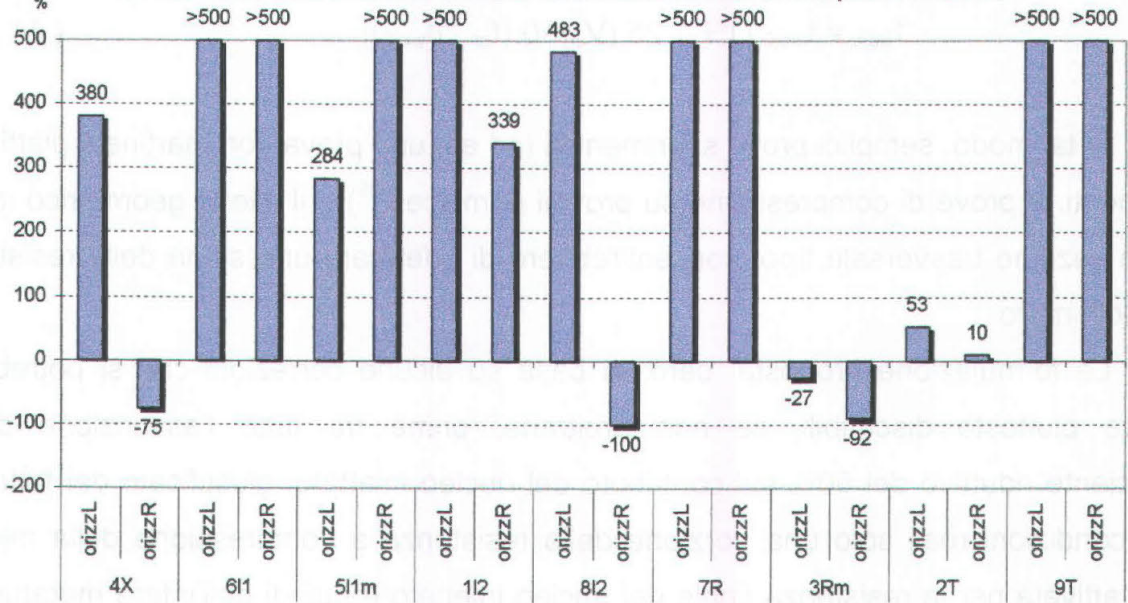


Fig. 106: Confronto tra le tensioni pre/post di inizio deformazione trasversale.

4.5.2 Modello analitico previsionale della resistenza di muri iniettati

La ricerca bibliografica sulle sperimentazioni effettuate sulle murature multistrato consolidate e lo studio sperimentale proposto in questa ricerca hanno offerto la possibilità di tarare alcune formule per la predizione della resistenza di muri consolidati mediante iniezioni. Il modello di riferimento è quello proposto da Vintzileou e Tassios (1995), descritto nel par. 3.2.3. I due autori arrivano a definire una relazione semplificata per il calcolo della resistenza (11), basata sul contributo del muro originario (assunto coincidente con la resistenza dei soli paramenti esterni) e del nucleo consolidato (9), e funzione di soli tre parametri:

- la resistenza a compressione dei paramenti esterni $f_{wc,0}$;
- il rapporto tra i volumi del riempimento e totale, V_{inf}/V ;
- la resistenza a compressione della miscela f_{gr} .

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} + (V_{inf}/V) f_{inf,s} \quad (9)$$

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} [1 + 1,25 (V_{inf}/V) (f_{gr}^{1/2}/f_{wc,0})] \quad (11)$$

In tal modo, semplici prove sperimentali (ad es. una prova con martinetti piatti per i paramenti, e prove di compressione su provini di miscela⁵⁹) e il rilievo geometrico in sito di una sezione trasversale tipo, consentirebbero di effettuare una stima della resistenza finale del muro.

La formulazione proposta, però, si basa su alcune correzioni che si potrebbero definire piuttosto discutibili, se non arbitrarie, prima fra tutte l'assunzione di un coefficiente riduttivo del 50% sul contributo del nucleo iniettato, giustificato dal fatto che nelle condizioni reali solo una porzione della resistenza a compressione della miscela viene attivata per la resistenza finale del nucleo iniettato e quindi dell'intera muratura. In secondo luogo, la relazione che lega la resistenza a compressione del riempimento con quella della miscela (10) è ricavata dalla correlazione di due valori: un valor medio calcolato su 4 cilindri iniettati con un tipo di miscela, ed un cilindro iniettato con una miscela diversa (Miltiadou, 1990):

$$f_{inf,s} = 2,5 f_{gr}^{1/2} \quad (10)$$

⁵⁹ Pur non essendo specificato se i test sono eseguiti su miscele indurite o su malte realizzate con il legante da miscela.

Ancora, gli autori giustificano la presenza sotto radice della resistenza della miscela perché è la resistenza a trazione della miscela, più che quella a compressione misurata, a determinare la coesione del materiale incoerente utilizzato come riempimento del muro⁶⁰.

La relazione generale a monte della riduzione del 50% della resistenza del nucleo è, quindi:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} [1 + 2,5 (V_{inf}M) (f_{gr}^{1/2}/f_{wc,0})] \quad (16)$$

Si è cercato, pertanto, di ripercorrere le singole fasi che hanno condotto alla suddetta relazione, correlando i pochi risultati completi disponibili dalle sperimentazioni di altri autori con quelle programmate ed ottenute dalla presente ricerca.

In primo luogo si è applicata l'espressione di Tassios nella forma che si basa sulla resistenza a compressione dei cilindri (9)⁶¹. I dati sono forniti in Tab. 31⁶²; i risultati sono riportati in Fig. 107.

Tab. 31: Resistenza delle miscele e dei cilindri disponibili per la taratura del modello.

Autore/ Sperimentazione	Denominazione miscela	Resistenza miscela (MPa)	Resistenza cilindri (MPa)	Resistenza muro (MPa)	
				non cons.	cons.
Sperimentazione Padova	FenxA+F	5.10	2.07	1.70	2.49
	FenxB	3.23	0.81	1.94	2.20
	FenxA+FR	3.65	1.38	-	-
	FenxA+R	3.21	1.43	-	-
	FenxA	3.35	1.55	-	-
Vintzileou & Tassios (da Miltiadou, 1990)	F1	30	13.4	2.07	3.87
	F3	13	9.50	1.35	4.05
Van Gemert (da Pisano, 1999)	cb.0	14.60	-	2.10	3.30
	13b.0	5.20	-	2.65	3.40

Nota: si sono calcolati i valori medi afferenti alle diverse resistenze delle miscele.

⁶⁰ Ad ogni modo ciò non risulta dai risultati delle prove meccaniche ottenuti nella presente sperimentazione (v. Tab. 17).

⁶¹ È implicito che si assume l'ipotesi che tale resistenza possa essere indicativa della resistenza del nucleo dei muri. L'ammissibilità di tale assunzione è fornita anche da Egermann (1993), che propone di valutare la resistenza del nucleo mediante test di compressione su carote estratte in sito, aventi dimensioni in altezza doppie rispetto a quelle trasversali.

⁶² Si noti la limitata disponibilità di ricerche utilizzabili, data l'incompletezza dei dati forniti.

Confronto tra valori della resistenza sperimentali e calcolati sulla base della resistenza dello strato interno

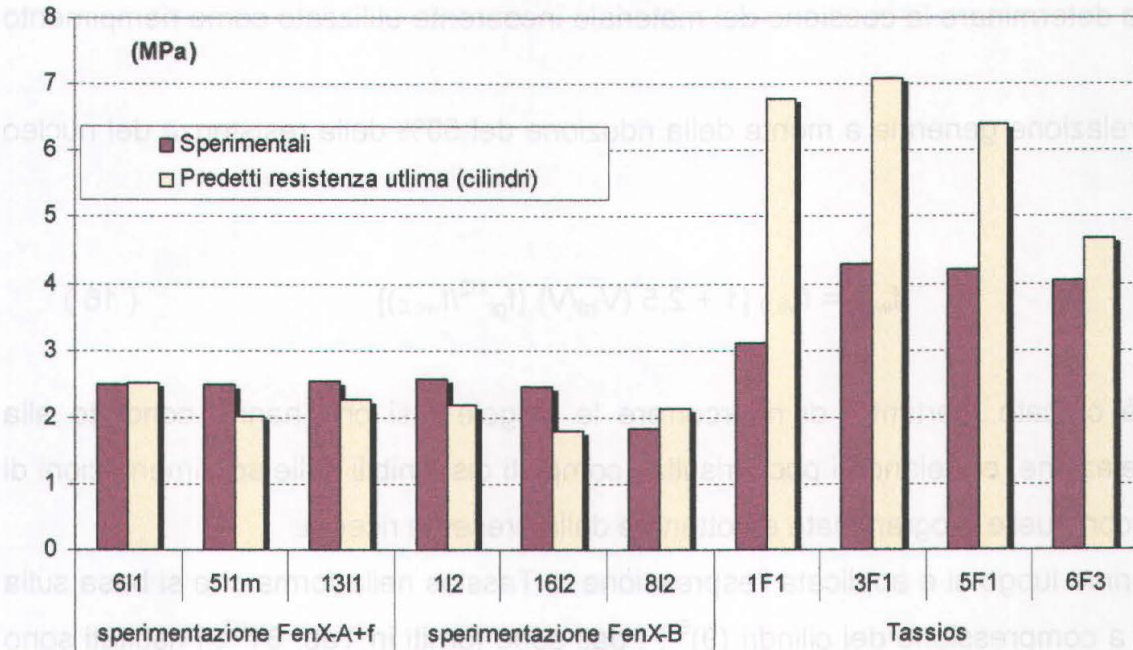


Fig. 107: Applicazione della relazione (9) alla presente sperimentazione⁶³ e ai muri testati in Grecia.

Si nota come la legge proposta si adatti già bene a descrivere il comportamento dei muri sperimentati a Padova: gli scarti rispetto ai valori sperimentali, infatti, sono contenuti tra l'1.7 e il 18 %; solo in un caso essi raggiungono il 27% e, inoltre, in quattro casi su sei i valori calcolati sono cautelativi. L'applicazione alla sperimentazione di Tassios, invece, necessita di correzione, poiché la resistenza viene notevolmente sovrastimata. S'intuisce che la relazione proposta possa dare buoni risultati nel caso d'impiego di miscele aventi caratteristiche meccaniche sufficientemente basse⁶⁴.

Il tentativo di correlare la resistenza del muro direttamente a quella della miscela si prospetta, quindi, opportuno. Integrando i dati disponibili dalla sperimentazione in Grecia con quelli ottenuti nella presente ricerca, si ottengono le seguenti relazioni, indicate in Fig. 108:

$$\text{Sperimentazione PD:} \quad f_{\text{inf},s} = 0,28 f_{\text{gr}}^{1,25} \quad (17)$$

$$\text{Generale:} \quad f_{\text{inf},s} = 0,31 f_{\text{gr}}^{1,18} \quad (18)$$

⁶³ Nella valutazione della resistenza del muro consolidato si sono considerate le resistenze "fittizie" per la sperimentazione della presente ricerca.

⁶⁴ A tale proposito, è da ribadire che nella ricerca di Tassios, come si riscontra in prevalenza nei lavori sperimentali in letteratura, sono state impiegate malte cementizie.

Tali espressioni conducono rispettivamente alle seguenti relazioni per il calcolo della resistenza dei muri iniettati:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} + [(V_{inf}/V_w) 0,28 f_{gr}^{1,25}] \quad (19)$$

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} + [(V_{inf}/V_w) 0,31 f_{gr}^{1,18}] \quad (20)$$

L'applicazione delle relazioni suddette è stata estesa anche alla sperimentazione di Van Gemert (Pisano, 1999), di cui sono note le resistenze dei muri consolidati ed i dati di resistenza delle miscele. Il riepilogo dei risultati è riportato in Fig. 109; le barre dell'istogramma, di confronto con il dato sperimentale, si riferiscono rispettivamente all'applicazione delle seguenti relazioni: la (9) ai casi in cui si abbiano sperimentazioni su cilindri (solo Padova e Atene), le (18) e (16) ciascuna applicata alla sperimentazione pertinente (Padova e Tassios), la (20) a tutti i casi, e la (11) a tutti i casi.

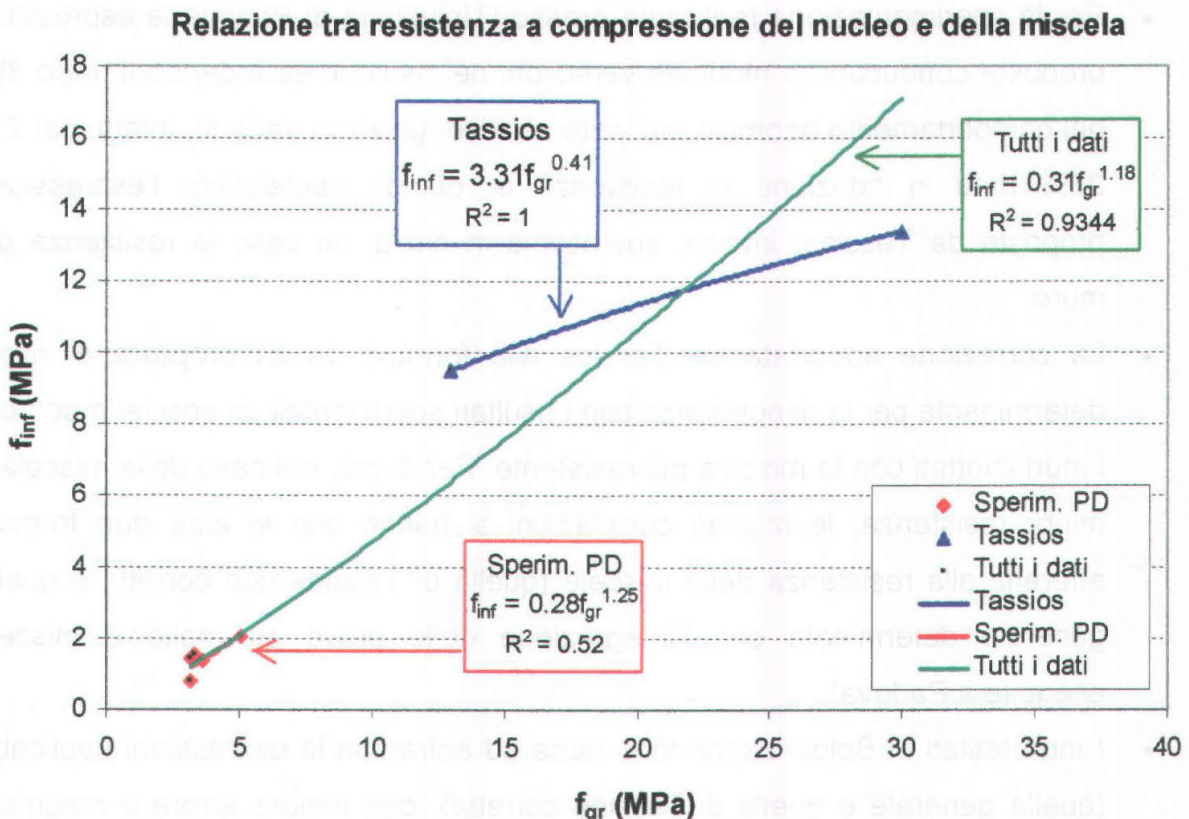


Fig. 108: Correlazione tra le resistenze a compressione di miscele e cilindri iniettati.

Valori della resistenza sperimentali e dei modelli proposti

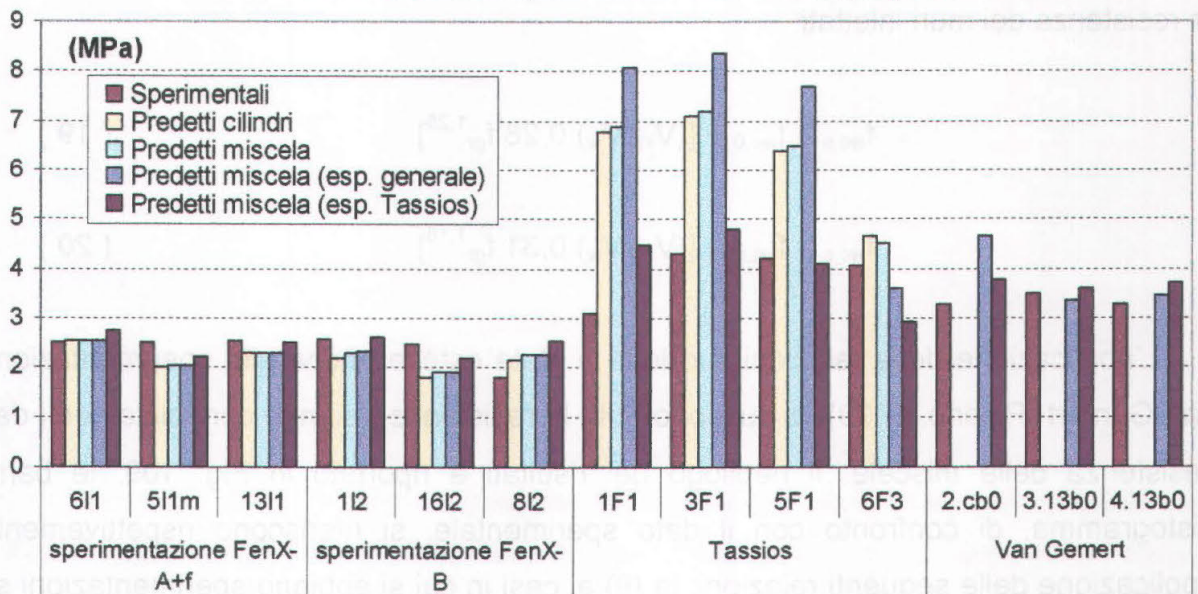


Fig. 109: Sintesi delle formulazioni proposte applicate alle sperimentazioni disponibili.

Si osserva che:

- Per la sperimentazione realizzata presso l'Università di Padova le espressioni proposte conducono a modeste variazioni nei risultati: escludendo il muro 8I2, dal comportamento anomalo più volte ribadito, gli errori variano, infatti, dal 2 al 27% (tutti in riduzione di resistenza e, quindi, cautelativi); l'espressione proposta da Tassios, invece, sovrastima in più di un caso la resistenza del muro.
- La correzione apportata da Tassios alla formula da lui proposta si rivela determinante per la rispondenza con i risultati sperimentali, in special modo per i muri iniettati con la miscela più resistente. Per di più, nel caso della miscela a minor resistenza, le migliori correlazioni si hanno con le altre due formule afferenti alla resistenza della miscela (quella di Tassios non corretta e quella generale determinata con l'integrazione delle prove su malte e miscele eseguite a Padova).
- I muri testati in Belgio rispondono bene ad entrambe le espressioni applicabili (quella generale e quella di Tassios corretta), con minore errore e maggiore cautela per l'espressione generale; anche in questo caso si rileva una migliore rispondenza della formula di Tassios quando il consolidamento avviene con la miscela a maggiore resistenza.
- Analizzando gli errori delle formule di previsione in funzione della resistenza delle miscele (Fig. 110) si nota come, effettivamente, la formula di Tassios sia

adeguata per resistenze delle miscele elevate, mentre la formula generale si presta meglio per valori più contenuti di resistenza delle miscele.

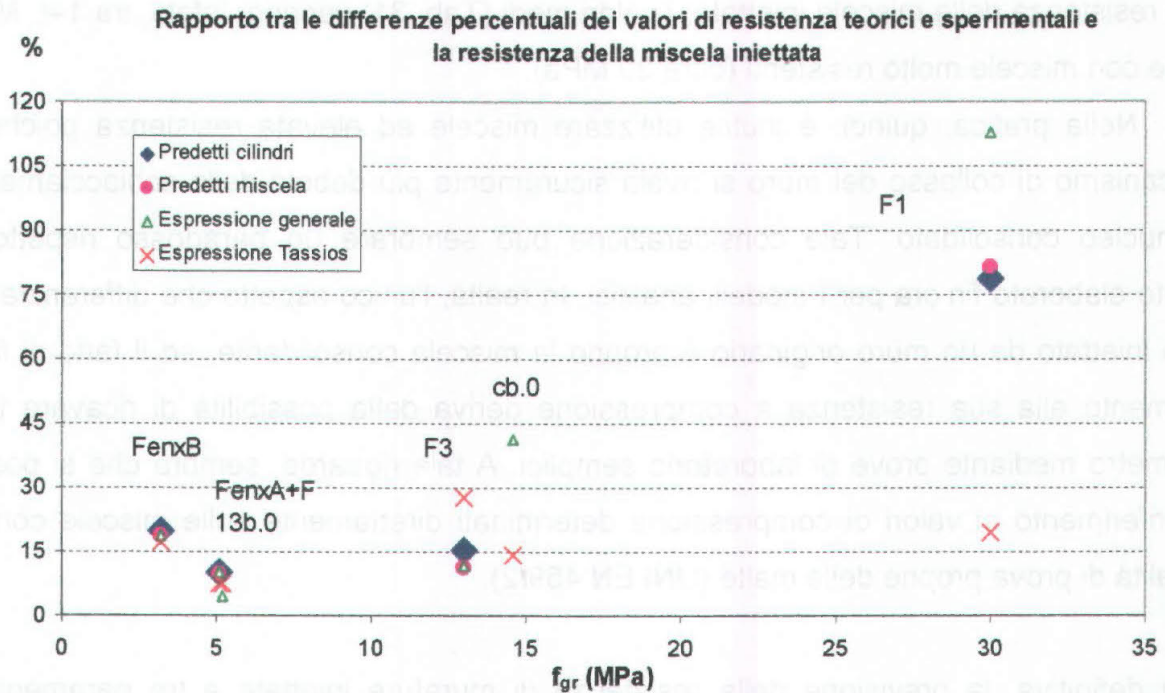


Fig. 110: Errore medio per l'applicazione dei modelli proposti in relazione alla resistenza delle miscele.

Un criterio opportuno potrebbe essere quello di stabilire un limite di validità delle relazioni di previsione in base ai rapporti di resistenza a compressione della miscela e del muro, in particolare di quello non consolidato, in quanto tale resistenza è determinabile, con buona approssimazione, prima dell'intervento (es. con martinetti piatti in sito). Si osserva, infatti, che (Tab. 31) mentre le resistenze di muri originari si attestano intorno a valori compresi tra 0.64-2.7 MPa, le resistenze delle miscele adottate spaziano in range molto più alti, con variazioni tra 0.8-33 MPa e, quindi, da rapporti di resistenza muro/miscela da 1:1.25 fino a 1:50. La relazione corretta di Tassios è sicuramente adeguata per i rapporti più elevati di resistenza della miscela, ma bisogna ricordare che la coerenza con il dato sperimentale è ottenuta grazie ad una drastica (e discutibile) riduzione della resistenza offerta dal nucleo. La formula generalizzata (20), ottenuta mediante l'integrazione dei dati ottenuti nella presente ricerca, fornisce un ottimo accordo con i dati sperimentali; in particolar modo, per quanto deducibile dai dati disponibili, fino a rapporti di 1:4 delle resistenze a compressione di muri e miscele, e senza l'ausilio di ulteriori correzioni, più o meno giustificabili. Ad ogni modo, seppure con le dovute semplificazioni, tale formula si dimostra più rigorosa di quella proposta da Tassios. Ciò significa che nell'ambito di una modellazione del comportamento di murature multistrato

iniettate l'adozione di una legge semplificata è possibile (senza arbitrarie correzioni) se si pongono dei limiti alle resistenze dei materiali per il consolidamento.

Inoltre, per quanto asserito nel par. 3.3.4, la resistenza finale dei muri non dipende dalla resistenza delle miscele iniettate; i valori medi (Tab. 31) variano, infatti, tra 1-4, MPa anche con miscele molto resistenti (oltre 30 MPa).

Nella pratica, quindi, è inutile utilizzare miscele ad elevata resistenza poiché il meccanismo di collasso del muro si rivela sicuramente più debole dello schiacciamento del nucleo consolidato. Tale considerazione può sembrare un paradosso rispetto a quanto elaborato fin'ora per i modelli analitici. In realtà, l'unico aspetto che differenzia un muro iniettato da un muro originario è proprio la miscela consolidante, ed il fatto di fare riferimento alla sua resistenza a compressione deriva dalla possibilità di ricavare tale parametro mediante prove di laboratorio semplici. A tale riguardo, sembra che si possa fare riferimento ai valori di compressione determinati direttamente sulle miscele con le modalità di prova proprie delle malte (UNI EN 459/2).

In definitiva, la previsione della resistenza di murature iniettate a tre paramenti è attuabile mediante applicazione di un modello semplificato, i cui parametri essenziali possono essere determinati con semplici prove in laboratorio (resistenza a compressione della miscela), ed indagini in sito (rilievo della sezione e resistenza del paramento murario mediante prove con martinetti piatti doppi).

Un approccio analogo è stato tentato per l'individuazione del legame tra modulo elastico e resistenza a compressione. Si è riscontrato, innanzi tutto, che la relazione proposta dall'Eurocodice 6 (UNI, 1996) e dal D. M. '87, che lega il modulo elastico alla resistenza caratteristica a compressione della muratura ($E=1000 f_k$) non risulta essere adeguata per i muri consolidati: considerando un valor medio dei moduli elastico calcolato per i muri originari e consolidati pari a 1575 e 2730 rispettivamente, dalla formula si ottengono 1335 e 1730 circa.

Utilizzando i risultati delle prove a compressione disponibili in letteratura, e seguendo l'approccio di altri autori (Lee & Suter, 1999; Vintzileou & Tassios, 1995), si sono ottenuti i risultati riportati in Fig. 111, Fig. 112 e Fig. 113.

In particolare la Fig. 112 confronta, per la sperimentazione effettuata durante la presente ricerca e quella effettuata da Vintzileou & Tassios (1995), la relazione proposta da questi ultimi:

$$E_{wc,s}/E_{wc,0} = 0,85 (f_{wc,s}/f_{wc,0})^{1/2} \quad (12)$$

Si nota come, per la sperimentazione in oggetto, il coefficiente moltiplicativo del rapporto tra le resistenze a compressione prima e dopo il consolidamento, si raddoppi (1,42) rispetto alla formulazione proposta. Pur essendo la correlazione dei risultati bassa (v. coefficiente R^2), è da ribadire che le caratteristiche dei muri realizzati in laboratorio a Padova presentano maggiore attinenza a quelle reali (punto di partenza fondamentale per tutta la sperimentazione), rispetto a quelle realizzate in Grecia.

La calibrazione della formula in base a tutti i dati finora disponibili su sperimentazioni di murature in pietra fornisce il miglior risultato (seppur con scarsa correlazione), mediante la seguente:

$$E_{wc,s}/E_{wc,0} = 1.09 (f_{wc,s}/f_{wc,0})^{0.77} \quad (21)$$

Si ritiene che la raccolta completa dei dati afferenti ad ulteriori sperimentazioni potrà consentire in futuro continui affinamenti della relazione proposta.

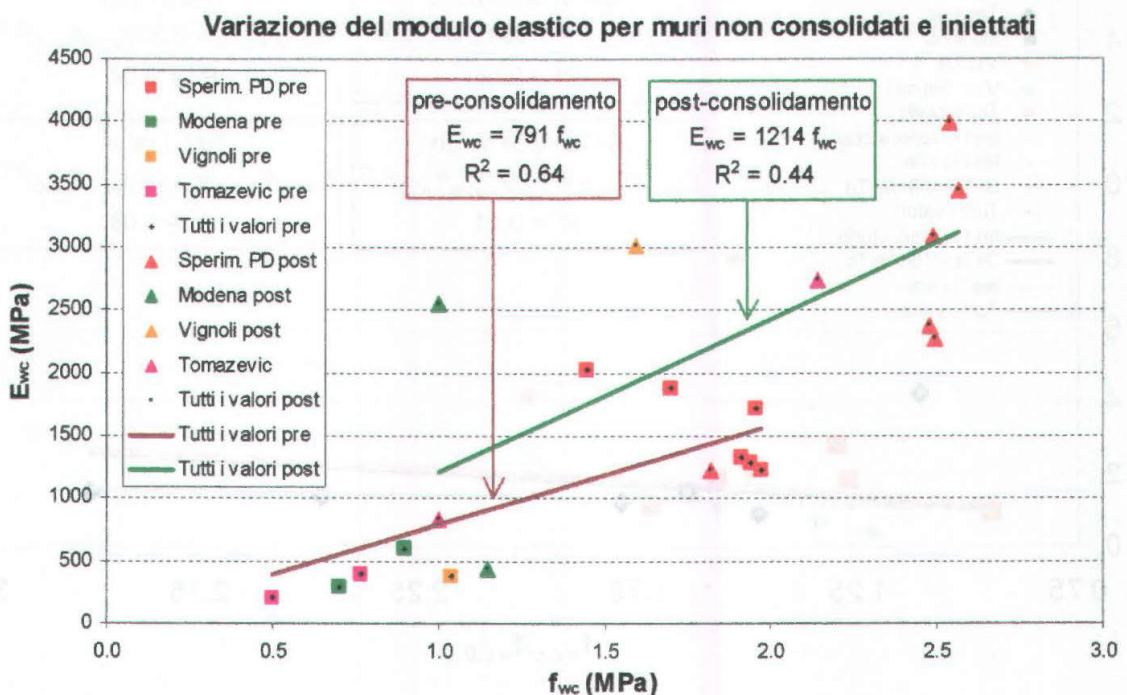


Fig. 111: Relazione tra modulo elastico e resistenza a compressione per muri originari ed iniettati.

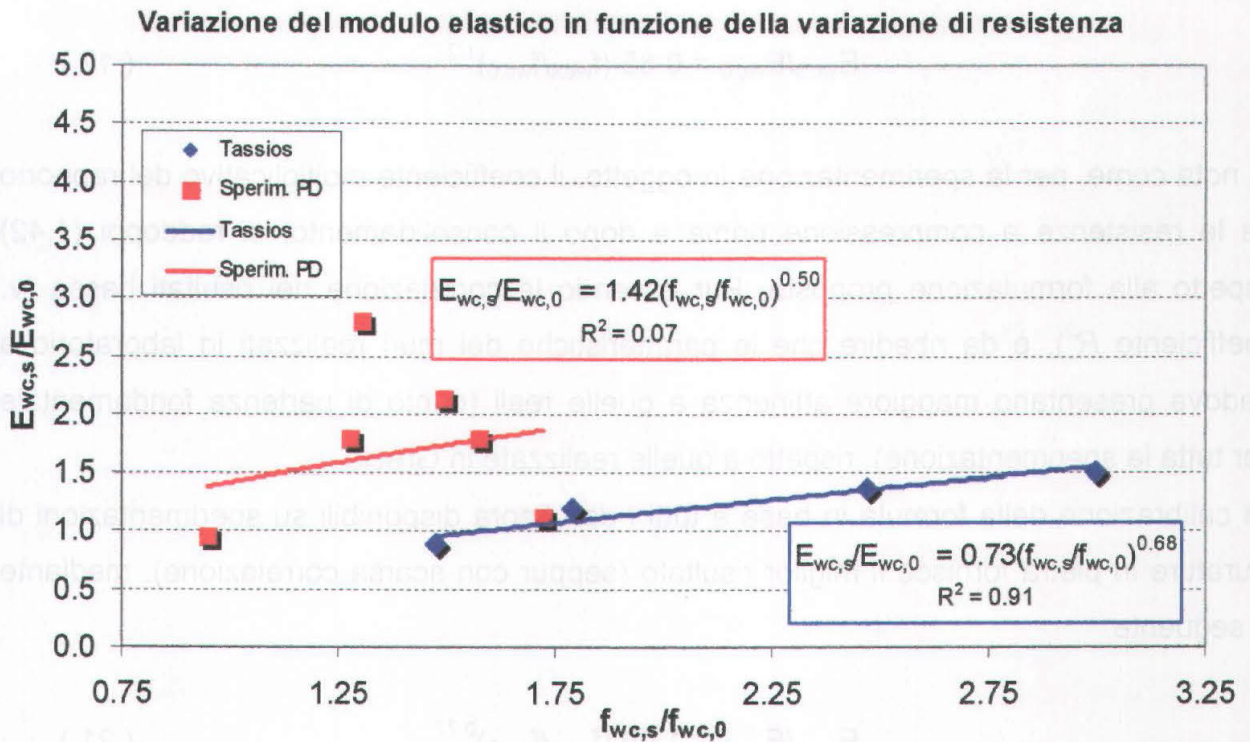


Fig. 112: Correlazione degli incrementi di modulo elastico in funzione della resistenza per la sperimentazione effettuata a Padova ed in Grecia.

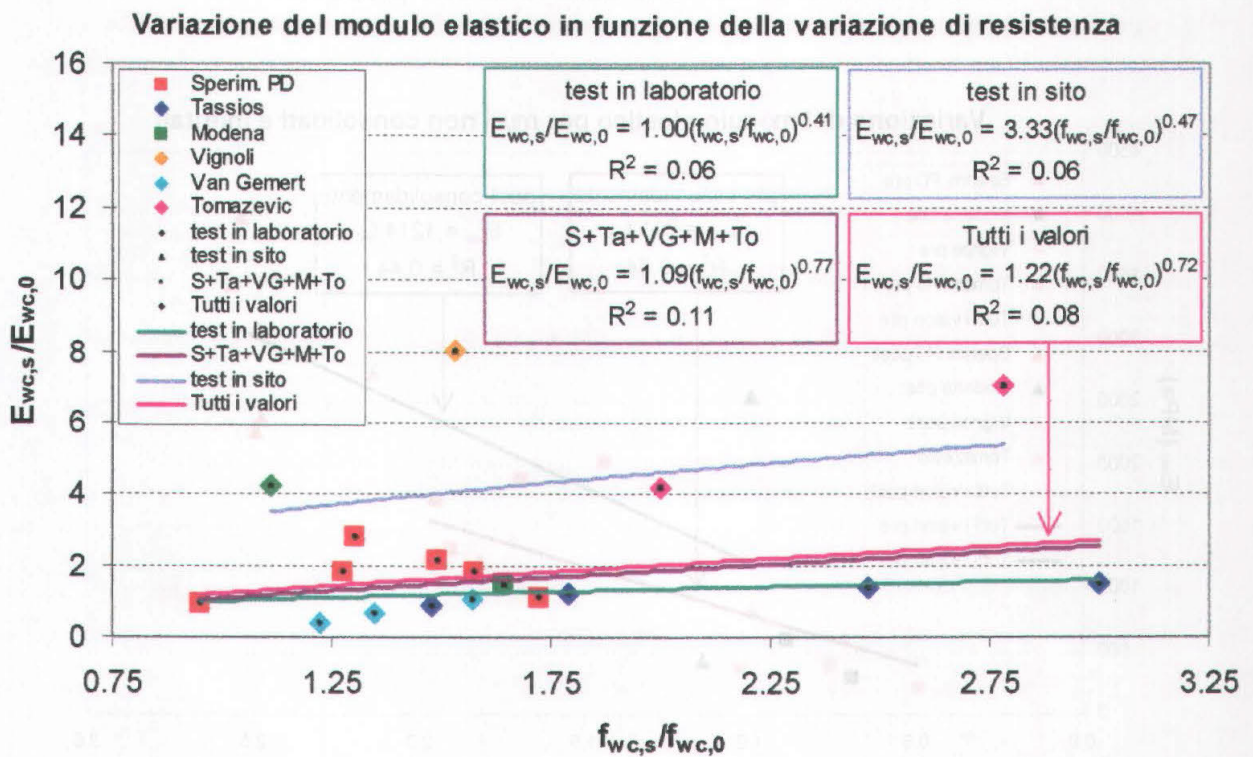


Fig. 113: Correlazione degli incrementi di modulo elastico in funzione della resistenza per le sperimentazioni disponibili.

PARTE II: MURATURE DI MATTONI

5. PREMESSA

I problemi strutturali delle murature storiche di mattoni sono qui considerati in relazione ai meccanismi di danno e di collasso coinvolti nelle costruzioni alte e/o massive, soggette prevalentemente a carichi permanenti di compressione (torri, campanili, cinte murarie, grossi pilastri). Tali strutture costituiscono alcuni tra gli elementi maggiormente caratterizzanti i nostri centri storici e, pertanto, l'interesse alla loro conservazione e tutela è attualmente molto rilevante.

In particolare, l'efficienza statica di tali murature costituisce argomento d'attenta valutazione, in seguito ai crolli improvvisi di costruzioni antiche avvenuti nell'ultimo decennio (Torre Civica di Pavia –1989, Campanile della Chiesa di St. Magdalena a Goch –1993, Cattedrale di Noto –1996) o antecedenti (campanile di S. Marco a Venezia –1902, campanile della Chiesa di Corbetta –1902), che hanno indicato nuove strade nella ricerca delle cause e della fenomenologia di collasso implicata. A tal fine sono stati quindi avviati estesi programmi di indagini in situ sulle torri antiche tuttora esistenti (Binda, Mirabella, Poggi, 1995; Mirabella, Binda, Anzani, 1997) e in laboratorio sulle rovine di quelle crollate (Binda, Gatti et al., 1992; Binda, Anti, Valsasnini, 1993). Tali studi hanno dimostrato la presenza di situazioni critiche dovute a stati tenso-deformativi elevati nella muratura, riconducibili essenzialmente agli effetti del peso proprio nel tempo, che si manifestano con una tipica fessurazione diffusa dei paramenti.

In collaborazione con il Politecnico di Milano (prof. L. Binda) è in corso da alcuni anni una ricerca sperimentale che ha per oggetto lo studio di una tecnica di consolidamento in grado di contrastare l'evolversi di tale danneggiamento. La tecnica è quella della *ristilatura armata*, che vede l'inserimento di elementi metallici entro i giunti di malta. L'affidabilità dell'intervento è stata testata su due serie campioni di muri, confezionati con materiali e tipologia riscontrabili nelle strutture murarie antiche; le due

serie corrispondono a diverse condizioni sperimentali: (i) prove di compressione monotonica, (ii) prove di creep.

Lo studio ha permesso di definire le fasi dell'intervento (progetto, esecuzione, valutazione dell'efficacia) e di svilupparne le problematiche relative. Inoltre, uno studio FEM ha consentito di individuare il meccanismo resistente ed i parametri necessari a progettare l'intervento (numero di barre, spaziatura, etc.).

6. APPROFONDIMENTI BIBLIOGRAFICI

6.1 Comportamento sotto carico di compressione di strutture massive

6.1.1 Generalità

Torri, campanili e altre strutture murarie massive sono frequentemente costituite da sezioni resistenti disomogenee composte da più strati, spesso con presenza di nucleo interno realizzato con agglomerato di materiali grossolani o da un terzo paramento più o meno omogeneo; in tali murature, la connessione con i paramenti esterni è spesso di tipo piana o con limitata ammorsatura, grazie alla sporgenza degli elementi resistenti verso l'interno (Egermann, 1993).

Costruzioni di questo tipo possono esibire diversi tipi di danneggiamento sotto carico:

- a) macrolesioni, anche passanti l'intero spessore murario, dovute a cause statiche e dinamiche comuni (concentrazione degli sforzi sulle porzioni d'angolo, cedimenti fondali, sisma, variazioni permanenti dei carichi per crolli, asportazioni, sopraelevazioni, etc.);
- b) il distacco, spesso limitato a livello locale, del paramento esterno dagli strati più interni;
- c) una fitta rete di microlesioni diffuse, ad andamento verticale o sub-verticale, che coinvolgono preferenzialmente la malta nei giunti (in funzione della tessitura del muro), ma che spesso interessano, sulla loro traiettoria, anche gli elementi resistenti (Anzani, Binda, Melchiorri, 1996).

I fenomeni di cui ai punti b) e c) sono spesso non attribuibili a cause comuni come descritto in a), né al degrado chimico-fisico dei materiali costituenti. Rispetto agli altri fenomeni di degrado, la presenza di microlesioni diffuse è spesso non considerato rilevante ai fini statici, perché apparentemente poco incisivo sul comportamento dell'intero solido murario. Tale tipo di fessurazione è stata individuata su numerose strutture soggette prevalentemente a peso proprio, sia di mattoni che di pietra (Campanile del Duomo di Monza, Torre Alberici di Bologna, Torre Grossa di S. Gimignano) e, similmente, sulle rovine della Torre Civica di Pavia (XII sec.), crollata senza alcun segno premonitore, ed in assenza di eventi eccezionali, nel ventennio scorso.

I primi risultati delle ricerche avviate per dare spiegazione ai crolli improvvisi propongono, come causa della formazione delle microlesioni, l'azione combinata degli ingenti sforzi di compressione con i movimenti interni del solido murario. Questi ultimi dipendono da vari fattori indipendenti dalle condizioni di carico (geometria, qualità di posa, ambiente circostante, etc.) (Wolde-Tinsae, Col ville, Stark, 1988), e possono comportare modifiche sostanziali della distribuzione di tensioni dovuta ai carichi presenti, soprattutto per valori di compressione prossimi a quelli di frattura del materiale.

A tale proposito, studi svolti su prismi provenienti dalla muratura della Torre Civica di Pavia, hanno dimostrato che è possibile raggiungere condizioni di collasso, in un tempo relativamente lungo, per valori di carico inferiori a quelli che corrispondono alla resistenza nominale del materiale, ottenuta attraverso prove di compressione monotone (Anzani, Binda, Melchiorri, 1996).

Successive campagne d'indagine condotte su edifici alti, in particolare sul Campanile del Duomo di Monza (XVI sec.), hanno indicato valori dello sforzo verticale, agente alla base della muratura, superiori al limite elastico del materiale, come effettivamente testimoniato dalla presenza delle lesioni (Binda, Mirabella, Poggi, 1995). Si registrano carichi di esercizio (1-2 MPa) con valori molto prossimi ai carichi di rottura delle murature (2-2.5 MPa). In tali condizioni, il sommarsi di azioni cicliche dovute a vento, oscillazione delle campane, sbalzi termici (a cui è particolarmente sensibile proprio lo stato murario superficiale esterno), o variazioni di umidità, seppur di modesta entità (0.1-0.2 MPa), può diventare determinante per la stabilità della struttura, in quanto possono innescarsi condizioni di rottura localizzata.

Si arriva allora a riconsiderare la comparsa di microlesioni su strutture affette da schiacciamento, chiamando in causa:

- il comportamento viscoso sotto carico delle murature ed i conseguenti fenomeni dipendenti dal tempo (creep);
- l'azione ciclica di fenomeni ambientali (vento, variazioni termiche ed igroscopiche) e non (oscillazione delle campane).

6.1.2 Valutazione ed effetti del creep nelle murature

Si definisce creep l'incremento di deformazione in un materiale quando questo è soggetto ad uno stato di tensione costante nel tempo. In taluni casi tale fenomeno può avere effetti benefici come, per esempio, la redistribuzione di concentrazioni di tensione, ma in determinate situazioni di carico, l'aumento di deformazione ad esso associato può portare a danneggiamento progressivo fino al collasso.

I principali parametri che influenzano il creep nelle murature sono (Wolde-Tinsae, Colville, Stark, 1988):

- il rapporto tra la tensione applicata e la resistenza a compressione del mezzo;
- il tempo di giacitura del carico;
- alcune caratteristiche dei mattoni: grado di saturazione, resistenza, e geometria.

Numerosi altri parametri, come umidità e temperatura, tipo di malta e di mattone e processo di fabbricazione e morfologia della muratura sembrano influire sul fenomeno, ma finora non esistono contributi in grado di stabilirne la misura.

Gli studi disponibili fanno riferimento essenzialmente ai lavori di Lenczner. Alcune analisi sperimentali (Lenczner, 1988) hanno messo in luce la dipendenza del creep dall'assorbimento d'umidità da parte della malta e, in misura minore, dal riassetto della matrice cristallina del mattone sotto l'azione di carichi esterni. In tale contesto, la geometria diviene un fattore importante poiché l'assorbimento totale d'umidità dipende dall'estensione della superficie esterna; ne deriva che un muro continuo di mattoni in laterizio è soggetto ad un creep maggiore di una colonna o un pilastro del medesimo materiale, avendo maggiore superficie specifica.

Tuttavia, l'assorbimento e la resistenza dei mattoni influenzano il creep in modi diversi: i mattoni più resistenti sono generalmente più rigidi e permettono alla malta espansioni minori sotto carichi verticali; ciò implica una riduzione della tensione verticale nella malta, dove si verifica la maggior parte del creep. Viceversa, un assorbimento troppo grande da parte dei mattoni mantiene acqua insufficiente nella malta per una completa idratazione, provocando una resistenza minore e, di conseguenza, un creep maggiore.

Può essere assunto che il 95% del creep si manifesti entro il primo anno dall'applicazione del carico (Wyatt & Lenczner, 1975); di tale percentuale, comunque, la maggior parte si verifica nei giunti di malta e solo una piccola parte nei mattoni.

È possibile definire il creep in funzione della resistenza della muratura; in particolare, esiste una buona correlazione tra creep e radice quadrata della resistenza del mattone: tale approccio è preferito poiché la valutazione della resistenza della muratura non sempre risulta semplice. Un'ulteriore giustificazione di tale scelta è riferita al fatto che, anche se i mattoni influenzano in misura minore il creep, questi limitano le deformazioni laterali nella malta in virtù del legame d'interfaccia esistente tra di essi e, di conseguenza, ne viene influenzata la deformazione verticale.

Il creep nella muratura diminuisce con l'aumento dell'umidità relativa. Al contrario, non sembra che la snellezza dell'elemento murario o l'eccentricità di carico influenzino il fenomeno, così come non ha effetto il momento in cui il carico esterno viene applicato (perlomeno ad oltre 14 giorni dalla posa del muro).

Dal punto di vista analitico si definisce coefficiente di creep C il rapporto tra la massima deformazione a lungo termine ε_c^{max} e la deformazione istantanea ε_i , che può essere assunta pari a quella elastica:

$$C = \varepsilon_c^{max} / \varepsilon_i \quad (22)$$

Il riferimento in molte sperimentazioni per la massima deformazione è la deformazione sopravvenuta dopo un anno di prova. Il coefficiente C può essere misurato per i materiali usati, ma tipicamente può valere circa 0.7 per la muratura in laterizio. Esso risulta indipendente dal livello di tensione all'interno del range dei carichi di esercizio, ma dipende dalla geometria dell'elemento. Formule sperimentali proposte per valutare C in funzione della resistenza del mattone f_b sono (Lenczner, 1988):

$$\text{per muri:} \quad C = 4.46 - 0.33 f_b^{1/2} \quad (23)$$

$$\text{per colonne:} \quad C = 1.73 - 0.14 f_b^{1/2} \quad (24)$$

Come già detto, tali formule si considerino valide per murature sottoposte a carichi di esercizio od inferiori. Nel caso di carichi applicati superiori ai carichi di esercizio tali formule sovrastimano il creep.

Per valutare la dipendenza del creep dal tempo sono stati analizzati i dati raccolti in varie prove eseguite sulle murature (Lenczner & Harvey, 1991), e si è visto che l'equazione proposta da Ross per valutare il creep nel calcestruzzo (1937) si può impiegare anche per la muratura. In particolare, vale la relazione:

$$\varepsilon_{ct} = t / (a + bt) \quad (25)$$

dove ε_{ct} rappresenta la deformazione dovuta a creep al tempo t , ed a e b sono costanti da valutarsi con regressione lineare.

Altri contributi sono dati da Sahalin (1970) il quale, basandosi su esperimenti portati avanti da Nylander e Ericson, propone che la massima deformazione dovuta al creep si possa stimare come circa tre volte la deformazione istantanea. Il British Standard Code BS 5628: Part 2 afferma che, in assenza di migliori informazioni, si possa usare un valore numerico pari a 1.5 volte la deformazione elastica della muratura sottoposta a forza di precompressione.

I risultati degli studi di Lenczner riguardano muratura in mattoni di recente costruzione. Pur rimanendo validi con riferimento ai paramenti in mattoni pieni delle murature storiche, ci si rende conto che, per murature di antica costruzione, l'interpretazione del fenomeno *creep* diviene ancora più complesso, sia per l'accoppiamento di più strati con caratteristiche diverse per realizzare i muri multistrato, sia per le peculiarità stesse del fenomeno, che sembra inverosimile per strutture murarie con secoli di invecchiamento.

Ciò nonostante, è ormai opinione comune che sia proprio il creep la causa principale dei crolli improvvisi di strutture alte osservati negli ultimi anni. Alcune ricerche sperimentali effettuate su casi di studio reali hanno reso possibile una migliore definizione del fenomeno. In particolare, applicando il carico verticale in sequenze crescenti costanti quando le deformazioni tendono a fermarsi, si ricavano delle curve del tutto simili a quelle di argille consistenti o rocce tenere, per le quali si possono individuare tre fasi: creep primario, secondario, e terziario (Fig. 114). Sotto un carico costante, il creep primario è caratterizzato da una pendenza decrescente della curva deformazioni – tempo (fase elastica istantanea). Durante il creep secondario, che appare quando il livello delle tensioni supera un dato limite, la pendenza è approssimativamente costante. Per livelli di tensione elevati si verifica, infine, il creep terziario, caratterizzato da una pendenza crescente nel tempo, e che può protrarsi eventualmente fino a rottura.

Una conferma è data anche dal comportamento meccanico dei calcestruzzi induriti (estendibile, più in generale, ai materiali porosi) sotto diverse velocità di applicazione del carico. È noto, infatti, che ad aumenti della velocità di carico corrispondono aumenti della resistenza e della rigidezza del mezzo (v. Fig. 115). Dal grafico di Fig. 115 si vede che si può arrivare a toccare la curva limite di rottura con un aumento di deformazione se si

interrompe l'aumento del carico in prossimità del carico di rottura (punto A) e si mantiene poi costante; viceversa, è possibile arrestare il fenomeno di aumento di deformazione sotto carico costante se l'aumento di carico viene interrotto in corrispondenza di bassi valori di compressione (punto B).

Queste interrelazioni sono state evidenziate dagli studi portati avanti negli anni scorsi dal gruppo di ricerca della Prof. L. Binda del Politecnico di Milano, di cui si sintetizzano, nel seguito, i principali risultati dei casi di studio trattati.

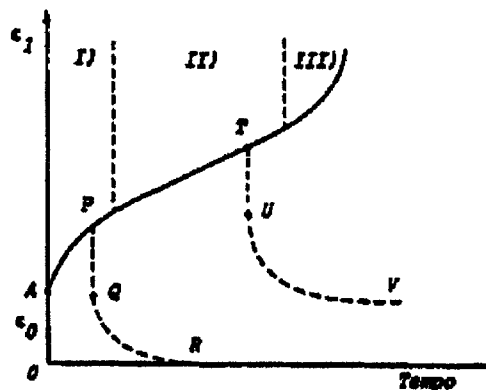


Fig. 114: Variazione della deformazione di un materiale roccioso nel tempo (Gioda 1981).

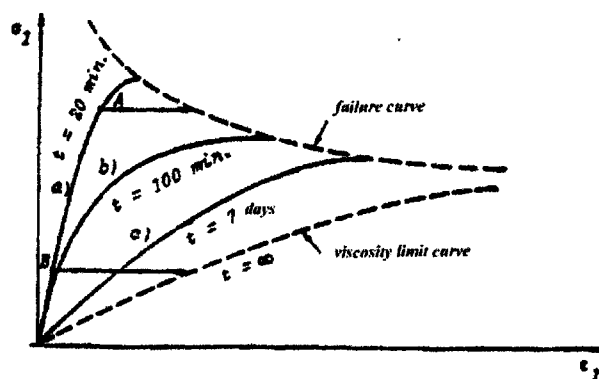


Fig. 115: Effetto della velocità di carico sulle caratteristiche meccaniche a compressione monoassiale di calcestruzzi (Gioda 1981).

6.1.3 Due casi di studio

In Italia, il caso di studio che ha permesso l'individuazione del fenomeno di creep come la principale causa di crolli improvvisi di strutture murarie alte o massive, è quello della *Torre Civica di Pavia*. La struttura, datata intorno al XII secolo, ha un'altezza di circa 60 m. Nello spessore, la muratura è costituita da tre strati che, nella parte bassa, sono rappresentati da un rivestimento esterno di mattoni in laterizio di spessore variabile (12-20 cm) e da un nucleo eterogeneo composto da un conglomerato di frammenti di mattoni e pietre alternati a strati di malta, spesso circa 240 cm. La Torre fu oggetto, nel tempo, di diversi lavori di ripristino e rinforzo (dovuti soprattutto ad incendi) tra cui, attorno alla fine del XVI secolo, la sopraelevazione per aggiunta della cella campanaria, che comportò un incremento del peso totale di circa il 30% (Binda et al., 1992).

Successivamente al crollo (1989), avvenuto senza alcun segno di deficienza strutturale, furono realizzate numerose indagini sperimentali sui resti della Torre. Presso il Politecnico di Milano, una procedura di prova per fatica, con cicli di carico effettuati ad incrementi costanti di tensione, ha permesso di simulare un fenomeno di "creep accelerato" e di tener conto degli effetti delle azioni cicliche ambientali. Il confronto con i risultati di prove monotoniche ha messo in evidenza i seguenti aspetti (Binda, Anti, Valsasnini, 1993):

- carichi costanti pari al 60-70% della resistenza a compressione producono aumenti di deformazione che si evolvono rapidamente verso la rottura del materiale (v. Fig. 116.a);
- il danneggiamento dei campioni rivela la formazione di fessure sottili diffuse attorno a valori di carico pari al 70-80% di quello massimo, che rimangono tali fino al collasso (v. Fig. 116.b)⁶⁵;
- carichi ciclici di entità pari al 10-20% del carico ultimo producono incrementi notevoli di deformazioni solo se agiscono intorno a valori di carico prossimi a quelli di rottura del materiale.

⁶⁵ Una conferma dell'individuazione della causa del crollo è data anche da foto disponibili che ritraggono la Torre alla fine degli anni '60, in cui sono visibili le tracce di fessure verticali sottili diffuse.

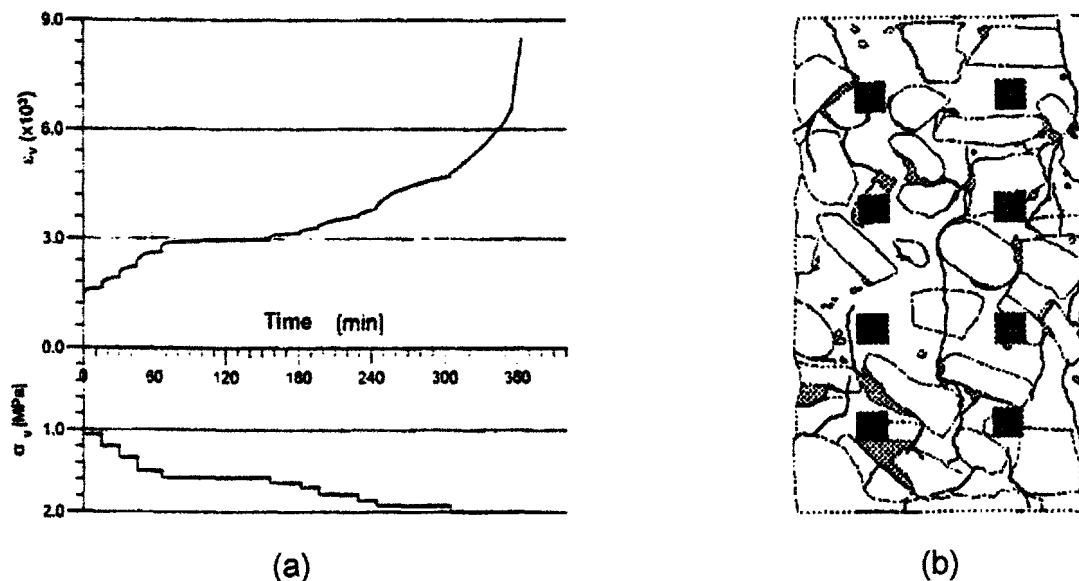


Fig. 116: Torre di Pavia: andamento tenso-deformativo della muratura nel tempo (Binda, Mirabella, Poggi, 1995) e quadro fessurativo su campione a fine prova (Anzani, Binda, Melchiorri, 1996).

Allo scopo di prevenire situazioni simili a quelle del crollo della Torre di Pavia su strutture dello stesso tipo ancora esistenti, sono state avviate campagne di indagini in sito e in laboratorio e programmi di monitoraggio. Una di queste riguarda il campanile della *Cattedrale di Monza*, una struttura alta 70 m, e costituita da una muratura monostrato di mattoni in laterizio, spessa 140 cm circa. Ispezioni visive del paramento hanno evidenziato una situazione di fessurazione molto simile a quella individuata come possibile causa di crollo della Torre di Pavia (v. Fig. 117.a), ed un sistema di monitoraggio attivo dal 1978 ha rivelato un incremento progressivo del danneggiamento negli anni (Binda, Mirabella, Poggi, 1995). In particolare, la fessurazione coinvolge buona parte dello spessore (30-40 cm) ed interessa, in modo non trascurabile, anche i mattoni.

Test preliminari eseguiti in laboratorio sui materiali costituenti e prove debolmente distruttive eseguite mediante martinetti piatti nelle porzioni maggiormente caricate della struttura hanno dimostrato che lo stato attuale di tensione è pari a circa il 70% della resistenza della muratura.

La piazza in cui giace la cattedrale è soggetta a leggeri fenomeni di subsidenza, ma lo stato di danneggiamento rilevato sembra coincidere con la situazione di pericolo indotta dall'effetto prevalente del peso proprio. Inoltre, variazioni termiche stagionali hanno fatto rilevare cambiamenti significativi nell'apertura delle fessure monitorate.

Una serie di prove di creep accelerato è stata realizzata in laboratorio su elementi murari estratti dalla cripta della chiesa (v. Fig. 117.b), realizzata con gli stessi materiali e nello stesso periodo del campanile (Mirabella, Binda, Anzani, 1997). I campioni hanno

evidenziato il quadro fessurativo tipico per schiacciamento verticale (come riportato in Fig. 117.b), una significativa sensibilità della deformazione sotto carichi ciclici, e la comparsa di dilatazione trasversale per bassi valori di compressione (si veda la deformazione volumetrica).

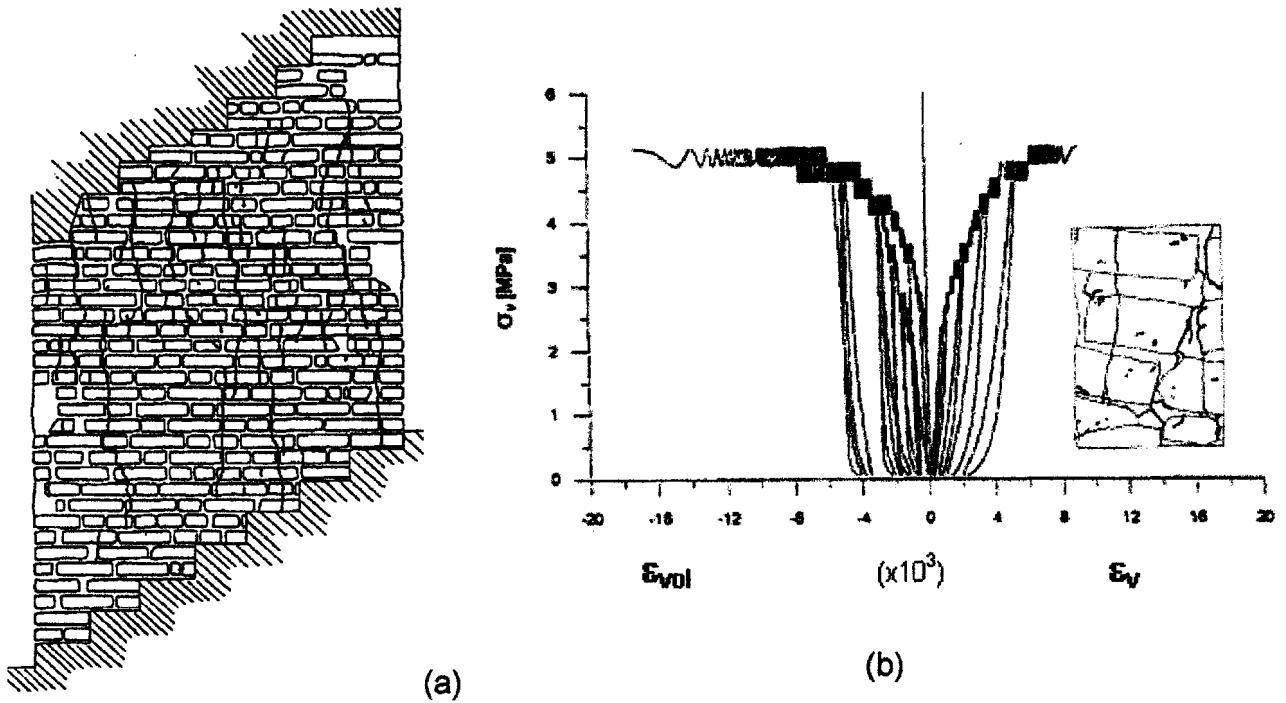


Fig. 117: Cattedrale di Monza: quadro fessurativo rilevato sul paramento del campanile (Binda, Mirabella, Poggi, 1995) e prove di creep accelerato su un campione estratto dalla cripta (Mirabella, Binda, Anzani, 1997).

Altre strutture monitorate recentemente, per problemi simili a quelli sopra esposti, sono il campanile della Chiesa di S. Giustina e i pilastri della Chiesa di S. Sofia, entrambe in Padova. Tali manufatti verranno descritti in seguito (cap. 9), in quanto su di essi è stata applicata la tecnica di consolidamento della ristilatura armata, appositamente studiata per far fronte ai problemi strutturali dovuti all'azione prevalente del peso proprio.

6.2 Modelli interpretativi del creep nelle murature

Data la difficoltà di tradurre la disomogeneità, l'anisotropia e la non linearità della risposta del materiale, l'interpretazione del fenomeno del creep rilevato nelle murature è affidata ad un modello costitutivo reologico basato sulla teoria di viscoelasticità lineare.

Un primo modello (Anzani, Binda, Mirabella, 1993a e 1993b), basato sulla combinazione in serie di elementi di tipo Kelvin e Bingham (che definiscono rispettivamente il creep primario e secondario), ha consentito di individuare l'influenza del comportamento viscoso delle murature sui parametri meccanici delle stesse, evidenziando, in particolare, il loro decadimento per incrementi del livello di compressione agente (Mirabella, Binda, Anzani, 1997).

Più di recente, un secondo modello, basato invece sullo schema di Bürger (accoppiamento di un elemento Maxwell ed un elemento Kelvin) è stato implementato agli elementi finiti utilizzando un metodo di integrazione al passo nel tempo (Mirabella, Anzani, Binda, 1998), ed ha permesso di ottenere una simulazione numerica completa di prove a compressione di lunga durata.

Lo schema di funzionamento del modello è dato in Fig. 118.a. La deformazione totale $\varepsilon(t)$ è data dalla somma di due contributi:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_M(t) + \varepsilon_K(t) \quad (26)$$

dove i pedici M e K si riferiscono agli elementi Maxwell e Kelvin. Tali elementi sono governati dalle seguenti equazioni:

$$\dot{\varepsilon}_M = \frac{\sigma}{E_M} + \frac{\sigma}{\mu_M} \quad (27)$$

$$\sigma = E_K \varepsilon_K + \mu_K \dot{\varepsilon}_K \quad (28)$$

dove E rappresenta la rigidezza della molla, μ la viscosità dello smorzatore, ed il punto superiore esprime la derivazione rispetto al tempo.

Per stati monoassiali di compressione, l'equazione di viscoelasticità che fornisce la deformazione al tempo t è data dalla prima espressione nell'eq. (29) (Flügge, 1967), dove $J(t)$ è la funzione di creep; la trasformazione nella seconda uguaglianza si ottiene ricavando la funzione J mediante un test di compressione ad un passo (v. Mirabella, Anzani, Binda, 1998):

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^t J(t-\tau) \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau = J(t)\sigma_0 \quad (29)$$

Generalizzando tale formula per stati di tensione multiassiali è possibile riferire il creep primario, secondario e terziario al comportamento espansivo (o volumetrico) e tagliante (o deviatorico), definiti dalle relazioni:

$$e_{vol}(t) = J_V(t)p_0 \quad (30)$$

$$\underline{\varepsilon}'(t) = J_S(t)\underline{\sigma}'_0 \quad (31)$$

dove e_{vol} è la deformazione volumetrica ($e_{vol} = \underline{\varepsilon}^T$), p_0 è la tensione volumetrica ($p_0 = -\frac{1}{3}\underline{\sigma}_0^T$), $\underline{\varepsilon}'$ è il tensore di deformazione deviatorica ($\underline{\varepsilon}' = \underline{\varepsilon} - \frac{1}{3}e_{vol}\mathbf{I}$), e $\underline{\sigma}'_0$ è il tensore di tensione deviatorica ($\underline{\sigma}'_0 = \underline{\sigma}_0 + p_0\mathbf{I}$).

Le funzioni $J_V(t)$ e $J_S(t)$ possono essere esplicitate sostituendo le relazioni di Bürger ((27) e (28)) nelle (30) e (31):

$$J_V(t) = \frac{1}{K_0} \left(1 + \frac{t}{\tau_0^V} \right) + \frac{1}{K_1} \left(1 - e^{-t/\tau_1^V} \right) \quad (32)$$

$$J_S(t) = \frac{1}{G_0} \left(1 + \frac{t}{\tau_0^S} \right) + \frac{1}{G_1} \left(1 - e^{-t/\tau_1^S} \right) \quad (33)$$

In particolare, ricavando i parametri sperimentali sui materiali mediante test di compressione ad un passo, tali funzioni diventano:

$$J_V = \frac{e_{vol}}{p} = 3 \frac{\varepsilon_v + 2\varepsilon_h}{\sigma_v} \quad (34)$$

$$J_S = 2 \frac{\varepsilon_h'}{\sigma_h'} \equiv 2 \frac{\varepsilon_v'}{\sigma_v'} = 2 \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_h}{\sigma_v} \quad (35)$$

Mediante l'implementazione del modello agli elementi finiti si sono ottenuti i risultati riportati in Fig. 118.b. Come si vede, il modello è in grado di catturare l'andamento qualitativo della deformazione sotto carico nel tempo. In particolare, la velocità di

deformazione relativa alle componenti volumetriche e deviatoriche del creep secondario, che rappresenta la velocità di deformazione durante la fase di crescita di danneggiamento a carico stabile, può essere messa in relazione con la capacità residua del materiale (Anzani, Binda, Mirabella 1999). Ulteriori studi sono in atto per ampliare il campo di applicabilità di tale modello mediante l'introduzione di un'adeguata legge di danno, al fine di poter individuare le condizioni critiche del materiale prima che si giunga a collasso.

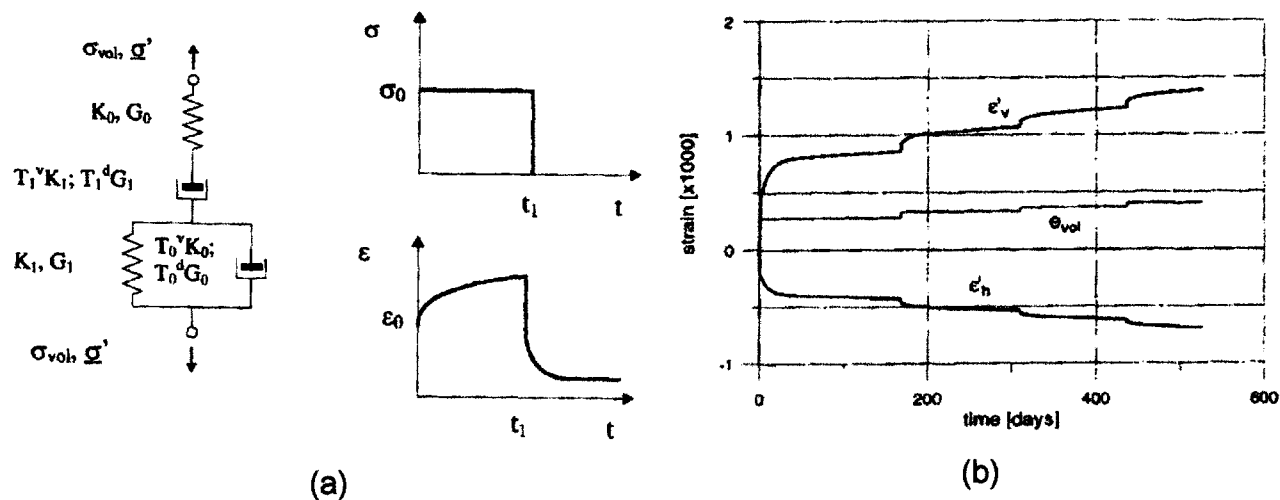


Fig. 118: Modello di Burger, con diagrammi della tensione applicata e della risposta in deformazione (a) (Anzani, Binda, Mirabella 1999), e risultati della simulazione numerica (b) (Mirabella, Anzani, Binda, 1998).

6.3 Tecniche d'intervento

6.3.1 Generalità

Le cause comuni di dissesto delle murature in mattoni a cui si è accennato nel paragrafo precedente (cedimenti fondali, variazioni permanenti del sistema di carichi esterni, variazioni del comportamento strutturale per crolli o asportazioni di impalcati che svolgevano un'azione di irrigidimento e di confinamento trasversale, fulmini, sisma, etc.) vengono affrontate con diverse tecniche di intervento, studiate e ormai altrettanto comunemente impiegate. Volendo conseguire un incremento delle caratteristiche prestazionali della struttura, è possibile intervenire a più livelli: operando sui materiali costituenti, intervenendo su elementi strutturali, oppure agendo sulla costruzione nella sua globalità. Conseguentemente alla natura del dissesto, si contrasta il fenomeno agendo sulla struttura con interventi sulle fondazioni, realizzando degli irrigidimenti trasversali, installando tiranti o profili di confinamento che operino un'azione di cerchiatura, etc. Per ciò che riguarda, in particolare, le lesioni dovute a fenomeni di schiacciamento, si ricorre a tecniche volte essenzialmente ad incrementare le caratteristiche meccaniche dei materiali, quali la *sostruzione* muraria e le *iniezioni*.

Per i fenomeni di dissesto legati al comportamento sotto carichi permanenti elevati, solo di recente è stata messa a punto, in Italia, una tipologia d'intervento specifica, basata sull'inserimento di armatura nei giunti di malta, che si è dimostrata in grado di contrastare i fenomeni registrati (Binda et al., 1999).

La tecnica non è del tutto nuova: applicazioni simili sono state realizzate a metà degli anni '90 da alcune imprese europee (soprattutto nel Regno Unito, ove è estremamente diffuso il rivestimento esterno in mattoni) prevalentemente per la manutenzione degli edifici (lesioni limitate degli spigoli, o dovute ai cedimenti differenziali del terreno, separazione dell'estradosso degli architravi) o per la ristrutturazione dei ponti in muratura (riparazione parapetti o introduzione dell'armatura negli archi).

L'aspetto innovativo consiste nell'individuazione degli aspetti di progettazione e di esecuzione dell'intervento specifici per i particolari problemi strutturali delle strutture massive.

6.3.2 La ristilatura armata

La ristilatura armata consiste nell'inserimento di barre o laminati nei giunti orizzontali di malta, preventivamente scarniti e successivamente riempiti da materiali di migliori caratteristiche meccaniche.

La tecnica può essere realizzata su un lato o su entrambi i lati del muro, e prevede l'inserimento di tiranti di collegamento trasversale nello spessore (si veda la Fig. 119 per le applicazioni a diverse tipologie murarie). Per le sue particolarità esecutive, essa è destinata a strutture con regolarità dei corsi di malta, e pertanto si rileva particolarmente adatta per le murature di mattoni. Dal punto di vista del funzionamento strutturale, è particolarmente idonea per strutture con fessurazioni superficiali estese (dovute a fenomeni di creep, escursioni termiche od idrometriche) e per murature multistrato con pericolo di distacco dei paramenti (per la presenza dei collegamenti trasversali, che assumono la funzione di tirantini antiespulsivi).

La giustificazione sperimentale degli effetti meccanici ottenibili dall'esecuzione di questa tecnica verrà fornita nella parte relativa alle esperienze effettuate in laboratorio ed in sito e di modellazione di questa tesi (cap. 7 e cap. 8). Per ora si anticipi che lo scopo principale è quello di confinare la muratura mediante l'azione esercitata dalle barre, in modo da contrastare la fessurazione in atto o da impedirli del tutto, favorendo la trasmigrazione delle tensioni di trazione dal mattone alle barre stesse. In questa parte ci si sofferma, invece, sui caratteri prettamente costruttivi della tecnica.

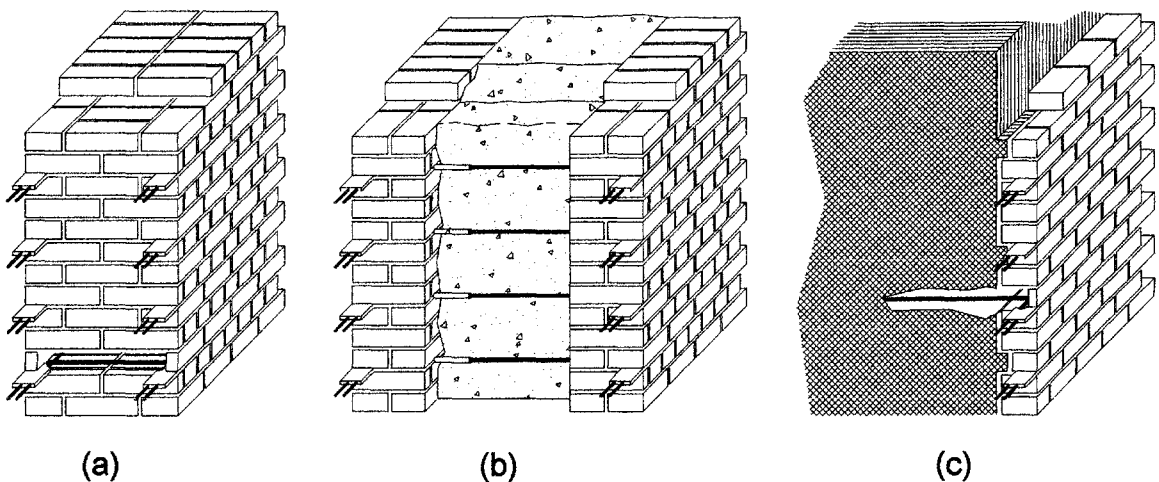


Fig. 119: Esempi di applicazione della tecnica di rinforzo dei giunti orizzontali di malta in diverse tipologie murarie: (a) muratura portante monostrato, (b) muratura multistrato con paramenti esterni portanti, (c) muratura multistrato con parete di rivestimento esterna.

L'intervento proposto si presta all'impiego di diversi materiali:

- per il rinforzo: barre o piastre di acciaio (inossidabile, per esigenze di durabilità) o di materiali fibrosi a matrice polimerica (FRP: Fiber Reinforced Polymer);
- per la stilatura (riempimento del giunto scarnito): malte di calce idraulica, oppure malte idrauliche additivate (per es: con proprietà espansive antiritiro), o materiali polimerici, che possono essere eventualmente impiegati solo per la sigillatura estetica⁶⁶.

Alcuni casi di realizzazione della tecnica sono riportati in Fig. 120.

Le fasi esecutive dell'intervento sono di seguito riassunte:

- 1) Ispezione preliminare: ove necessario, può essere prevista la rimozione dell'intonaco superficiale, per mettere a nudo il paramento; a seconda delle condizioni rilevate in sito, può essere appropriato iniettare eventuali vuoti presenti o sostituire alcuni mattoni particolarmente danneggiati.
- 2) Esecuzione dei tagli nei giunti orizzontali di malta: la regolarità dei giunti consente l'utilizzo di mezzi meccanici comuni (trapani, seghe circolari, etc.); le dimensioni delle scanalature devono essere tali da permettere l'inserimento agevole del materiale di rinforzo e, contemporaneamente, fare in modo che la muratura conservi la sua capacità portante sulla sezione residua. Profondità di 50-70 mm ed altezze di circa 10 mm (valore minimo) rappresentano dei valori medi generalizzabili per la maggior parte delle murature.
- 3) Rimozione di elementi d'ostruzione mediante spatole o scalpelli e eliminazione delle polveri con aria compressa o acqua, a seconda del tipo di materiale di riempimento utilizzato⁶⁷.
- 4) Riempimento del primo strato di materiale, che deve essere accuratamente compattato⁶⁸.
- 5) Posizionamento del materiale di rinforzo: la preventiva sabbiatura di barre o lamine di acciaio, o l'impiego di elementi sagomati ad elica, può migliorare l'aderenza con la malta e, quindi, il funzionamento della tecnica. Allo stesso

⁶⁶ L'impiego di malte additivate e resine, va valutato con particolari cautele in relazione ai problemi di compatibilità e durabilità. In particolare, il riempimento degli strati più interni della stilatura con tali materiali, va considerato solo quando è necessario conseguire resistenze elevate in tempi molto brevi.

⁶⁷ Lavaggi con acqua sono consigliabili nel caso di impiego di comuni calce idrauliche per il repointing, in quanto permettono di ridurre l'elevato assorbimento delle malte esistenti; viceversa, l'impiego di acqua nei casi di malte additivate o polimeriche, non consente l'aderenza di tali materiali, e pertanto si rileva indispensabile l'alternativa dell'aria in pressione.

⁶⁸ La modalità di applicazione degli strati di riempimento è in stretta relazione con il tipo di materiale impiegato: le malte sono introdotte manualmente con spatola o cazzuola, mentre i materiali sintetici di maggiore fluidità sono applicabili mediante pistola (In tal senso, l'esecuzione è più agevole ed il riempimento di maggiore garanzia, ma gli aspetti negativi legati all'impiego di resine sono comunque da tenere in considerazione). Per limitare il ritiro in fase di indurimento, può essere appropriato l'impiego di malte espansive.

scopo, è preferibile impiegare due barre di piccolo diametro, piuttosto che un'unica di diametro maggiore. È consigliato anche il posizionamento di distanziatori di appoggio per le barre, in modo da permettere il completo inglobamento di queste con il materiale di stirlatura. Ad ogni modo, date le ridotte dimensioni della scanalatura, possono essere impiegate solo barre a diametro ridotto (comunemente da 4-6 mm).

- 6) Riempimento dello strato di ricoprimento del materiale di rinforzo: richiede l'operazione di costipamento manuale per garantire una buona aderenza tra i materiali a contatto; un'ulteriore barra di rinforzo può essere inserita, se necessaria.
- 7) Sigillatura finale del giunto: interessa i 15-20 mm più esterni; può essere eseguita con materiali additivati per particolari esigenze estetiche (smalte con sabbie speciali o pigmenti) o di protezione.

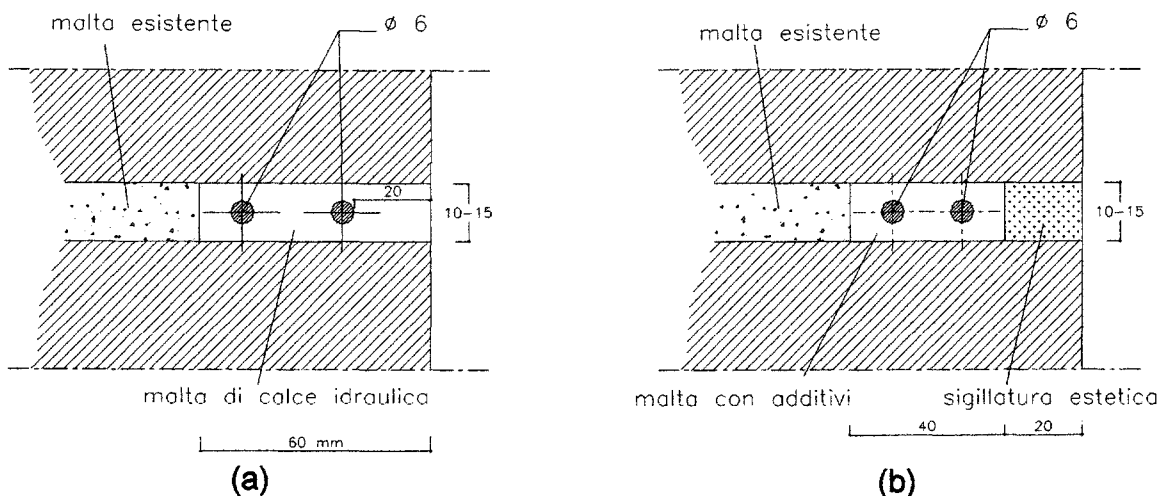


Fig. 120: Esempio di applicazione della ristilatura armata con barre metalliche e diversi materiali di riempimento: (a) malta di calce idraulica, (b) malta con eventuali additivi o malte polimeriche.

I vantaggi legati alla tecnica descritta sono:

- facilità esecutiva, soprattutto in relazione alla disponibilità di comuni mezzi meccanici per la scarnitura;
- bassa invasività;
- ininfluenza sugli aspetti estetici della muratura (si veda anche il cap. 9 relativo alle applicazioni in sito);
- variazione del peso proprio della struttura trascurabile (importante, in quanto negli edifici storici si riscontrano spesso deficienze a livello fondale).

Come per la ristilatura semplice delle murature di pietra, le operazioni di costipamento necessitano di particolare cura nell'esecuzione, pena la parziale efficacia del consolidamento.

L'intervento si prefigura a valenza superficiale (la scarnitura può essere eseguita fino ad una certa profondità, limitata al mantenimento della capacità portante del muro anche in fase esecutiva), ma la sua combinazione con altre tecniche di consolidamento (sostruzione, nei casi di rilevante danneggiamento dei mattoni, e/o iniezioni, in presenza di nucleo con sufficiente percentuale di vuoti), può completare la richiesta di affidabilità globale della struttura danneggiata.

7. ATTIVITA' SPERIMENTALE

L'attività sperimentale sui muri di mattoni è stata svolta presso i laboratori del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e si è articolata attraverso diverse fasi di studio, attinenti a differenti condizioni sperimentali; in particolare sono state eseguite:

- 1) prove di compressione monotonica su pannelli consolidati (ossia danneggiati per compressione precedentemente all'intervento) su un solo lato;
- 2) prove di creep accelerato su pannelli rinforzati (ossia in assenza di compressione preventiva) su entrambi i lati.

7.1 Test di compressione monotonica

7.1.1 Descrizione dei provini e modalità di prova

Gli interventi di consolidamento erano stati inizialmente previsti su due serie di muretti denominati MU5H e MU6H, testati a compressione nel 1992 e 1996 rispettivamente. Di questi, la serie MU6H, costituita da sei muretti, è stata interessata dal consolidamento con la tecnica della ristilatura armata.

Mantenendo costanti la geometria dei prismi (dimensioni e tessitura) e del rinforzo (numero e tipo di barre), si è indagata l'influenza dei materiali di riempimento dei giunti, ed in particolare di:

- una malta di alce idraulica naturale (produzione Tassullo);
- due tipi di resine sintetiche (produzione Fischer e FIP).

I provini, delle dimensioni di 250x500x1100 mm, presentano configurazione a due teste con tessitura regolare; essi sono stati confezionati con malta di calce idraulica miscelata con sabbia silicea (rapporti in volume: legante/aggregato 1:3 e acqua/legante 1:1) e mattoni pieni di laterizio delle dimensioni di 55x120x250 mm (produzione RDB). I giunti di malta hanno dimensioni variabili tra 15 e 20 mm. I rapporti dimensionali ($h/b=2$, $h/t=4$) sono in accordo con i requisiti del D.M. dell'87 per la validità dei test di compressione (M. LL. PP., 1987).

I materiali costitutivi sono stati oggetto di un'intensa campagna sperimentale al fine di caratterizzare i materiali ed individuare i parametri da impiegare nella modellazione numerica.

I prismi MU6H sono stati conservati per 90 giorni nel medesimo ambiente in cui sono stati costruiti (HR 90%, mantenendo i muretti costantemente bagnati entro

contenitori in plastica). Una volta raggiunta la maturazione, i provini sono stati sottoposti a prova di compressione, eseguita a controllo di spostamenti mediante pressa idraulica servocontrollata M.T.S. (Material Testing System) da 2500 kN. Allo scopo di correggere errori dovuti ad imperfezioni nella costruzione dei provini è stato imposto un precarico di 0.5 MPa. Si sono realizzati alcuni cicli di carico e scarico prima di raggiungere il carico massimo, imponendo alle piastre della pressa una velocità di spostamento di 1 $\mu\text{m}/\text{sec}$ nelle fasi di carico e di 25 $\mu\text{m}/\text{sec}$ durante lo scarico, e misurando gli spostamenti verticali e orizzontali sulle quattro facce mediante 12 LVDT (Linear Variable Differential Transformers) da 20 mm, di cui 8 applicati nella direzione verticale (6 direttamente sulle facce del provino, e 2 tra le piastre della pressa), e 4 nella direzione orizzontale.

Le prove di compressione sono state eseguite su cinque prismi a 90gg dal confezionamento; i muretti sono stati successivamente consolidati e ritestati dopo 28gg dall'intervento. Un prisma è stato testato solo dopo la realizzazione dell'intervento di rinforzo. I test prima del consolidamento hanno visto l'esecuzione uno o più cicli di carico a livelli prestabiliti (si veda il programma completo riportato in Fig. 122). Le prove sono state protratte oltre il carico di picco per seguire il comportamento del provino, fino ad un carico pari a 80% del carico massimo. Oltre tale valore le prove sono state quindi interrotte per evitare la completa distruzione dei muretti.

Una volta eseguita la prova di carico si è tracciato il quadro fessurativo completo che, assieme ai plottaggi tensioni/deformazioni e ai dati registrati, ha fornito la descrizione completa del comportamento del muretto testato.

Sulla serie MU5H, costituita da otto prismi murari, non è stato possibile operare alcun consolidamento sui muri danneggiati (in numero di sei) in quanto le modalità di prova adottate durante i test di compressione (prova condotta fino a rottura, senza arresto dopo il raggiungimento del picco di resistenza) hanno comportato lesioni molto profonde, ulteriormente peggiorate dalle operazioni di movimentazione e taglio delle scanalature. Gli interventi sono stati quindi eseguiti su due muri integri (consolidati con le due diverse resine sopramenzionate), i cui test, allo stato attuale della ricerca, non si sono ancora conclusi.

Si riportano pertanto, nel seguito, i risultati ottenuti per la serie MU6H.

7.1.2 Caratterizzazione dei materiali e programma di prova

La Fig. 121 mostra le caratteristiche dei materiali di base impiegati per la realizzazione dei sei muretti MU6H. La malta esistente si configura come una M3 (M. LL. PP., 1987) di scarse caratteristiche (la resistenza a 28gg è di 2.66 MPa, e quindi molto prossima al limite che qualifica una malta M4).

Sono state prese in considerazione diverse possibilità di ripristino, in relazione sia ai materiali che alla loro applicazione; in particolare, uno dei limiti più importanti della tecnica è dato dalla difficoltà di riempire le scanalature, profonde 6 cm e con una altezza (che determina il vero vincolo al lavoro) di appena 1-1.5 cm. Con la malta, spesso, non si riesce a garantire che tutto l'incavo venga riempito, e la necessità d'impiego di leganti di calce non consente il raggiungimento di caratteristiche meccaniche elevate. Per tali ragioni, si è voluto sperimentare anche l'uso di resine, tipicamente usate per ancorare tasselli a superfici in calcestruzzo, per verificare la presunta migliore applicabilità (l'uso di pistola, oltre a garantire il quantitativo di prodotto iniettato, facilita il lavoro entro la scanalatura) e sfruttare le loro maggiori caratteristiche prestazionali. Prima di operare la scelta del tipo di resina, è stata raccolta la documentazione relativa ai prodotti reperibili sul mercato.

Alla fine, la scelta dei materiali di rinforzo e ripristino da impiegare nel consolidamento è ricaduta sui seguenti prodotti:

- Rinforzo dei giunti: barre 2Ø6 di acciaio ad aderenza migliorata FeB 44k ($f_{yk}=516$ MPa, $f_{tk}=615$ MPa), preventivamente sabbiate pochi giorni prima dell'intervento, per migliorare l'adesione⁶⁹;
- Materiale di riempimento dei giunti (v. Fig. 122):
 - malta premiscelata di calce idraulica con caratteristiche antiritiro, per garantire l'aderenza con le barre a maturazione avvenuta⁷⁰, e minima componente cementizia, per accelerare il raggiungimento delle resistenza della calce a 28gg (produzione Tassullo);
 - ancorante FIP C 700: malta resinosa bicomponente (produzione Fischer) applicata mediante pistola;

⁶⁹ Per motivi di tempo non è stato possibile rifornirsi di barre di acciaio inossidabile; ad ogni modo, avendo eseguito i test di compressione 28gg dopo il consolidamento, non si è dovuto far fronte a particolari problemi di durabilità. Due barre di diametro 6 mm sono state scelte in alternativa ad una barra da 8 mm (area equivalente) per migliorare le caratteristiche di aderenza del rinforzo.

⁷⁰ Il riempimento dei giunti con malta "nuova" su muri già consolidati per peso proprio (effetto dovuto alla semplice compressione durante i test) può comportare distacchi tra gli elementi che possono pregiudicare gli obiettivi dell'intervento.

- stucco sintetico S FIP 180: resina bicomponente con base epossidica e parte indurente caricata di inerti vari; resina tixotropica e pertanto difficilmente applicabile mediante pistola (produzione FIP).

Fig. 121: Proprietà elastiche e meccaniche dei materiali costituenti.

Mattoni		Malta*	
compressione	trazione indiretta	flessione	compressione
$\sigma_{b,c}=26.87 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{b,c}=26.90 \text{ ‰}$ $E_{b,c(30-60\%)}=2470 \text{ MPa}$	$\sigma_{b,t}=1.57 \text{ MPa}$	$\sigma_{m,f}=0.61 \text{ MPa}$	$\sigma_{m,c(\text{cubica})}=2.50 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{m,c(\text{prismatica})}=5.20 \text{ ‰}$ $E_{m,c(30-60\%, \text{prism.})}=665 \text{ MPa}$

* valori a 90 gg di maturazione.

Lo schema dei muri consolidati con i diversi materiali di riempimento è riportato in Fig. 122, insieme alle configurazioni di carico adottate nella prova pre-consolidamento. Le prove post-consolidamento sono state eseguite tutte con unico ciclo fino a rottura e registrazione dell'andamento delle deformazioni pre-scarico fino all'80% del carico massimo raggiunto.

Fig. 122: Modalità di prova e caratteristiche dei materiali di rinforzo.

Sigla muretto	Tipo di test di compressione prima del consolidamento	Tipo di materiale per stilatura	Caratteristiche meccaniche del materiale da ristilatura		
			E (MPa)	σ_c (MPa)	τ_m (MPa)
MU6H1	1° ciclo: 0-150 kN 2° ciclo: rottura	Malta di calce idraulica (Tassullo)	3890	5.40	$\geq 1.6-2.0$
MU6H2	1° ciclo: 0-150 kN 2° ciclo: rottura				
MU6H6	nessuno				
MU6H3	1° ciclo: 0-150 kN 2° ciclo: 0-300 kN 3° ciclo: 0-450 kN 4° ciclo: rottura	Ancorante FIP C 700 (Fischer)	~4000	50-90	$\geq 2.0-2.4$
MU6H5	1° ciclo: 0-150 kN 2° ciclo: 0-300 kN 3° ciclo: 0-450 kN 4° ciclo: rottura				
MU6H4	1° ciclo: 0-150 kN 2° ciclo: rottura	Stucco sintetico S FIP 180 (FIP)	6000-9000	55-65	≥ 4.0

7.1.3 *Interventi di consolidamento*

Allo scopo di verificare l'affidabilità della tecnica del rinforzo dei giunti per murature esistenti, il consolidamento dei muretti è stato eseguito solo su un lato degli stessi. In tal modo, si potranno confrontare anche i risultati ottenuti tra le diverse facce del pannello, soggette o meno a riparazione. Per simulare il comportamento di un muro con inseriti ferri di rinforzo infinitamente lunghi, il problema dell'ancoraggio alle estremità è stato risolto con la piegatura dei tondini e l'incollaggio a mezzo di ancorante chimico FIP C 700 lungo tutto lo spessore del muretto (25 cm). Di fatto, quindi, i muretti risultano essere rinforzati su tre dei quattro lati disponibili. Lo studio preliminare ad Elementi Finiti ha consentito di individuare la spaziatura ottimale per le barre, costituita da un rinforzo di 2Ø6 ogni tre letti di malta (v. cap. 8).

Al fine di alterare il meno possibile le caratteristiche del muro originario viene asportata solo una parte di malta preesistente per una profondità di 6 cm, mediante scanalatrice, evitando di intaccare i mattoni limitrofi.

La combinazione dei diversi materiali di riempimento porta a tre casi di studio:

- soluzione A: malta di calce idraulica (produzione Tassullo), con tondino più esterno posto ad una profondità di 2 cm, per garantire un opportuno copriferro;
- soluzione B: ancorante chimico Fischer FIP C 700 posto nella parte più interna per una profondità di 4 cm (i tondini saranno immersi in questo strato) e 2 cm di sigillatura estetica per mascherare l'elemento plastico più interno e per proteggere la resina dall'irradiazione solare.
- soluzione C: stucco sintetico S FIP 180 (FIP) e modalità come per il caso B.

I muri precedentemente testati a compressione sono stati fasciati con del nastro durante la fase di esecuzione dell'intervento, per non compromettere ulteriormente le già precarie condizioni dei campioni. Uno schema dell'esecuzione degli interventi e alcune immagini sono riportate in Fig. 123 e Fig. 124.

La realizzazione dell'intervento di consolidamento si è rivelata anche occasione per verificare la praticità di esecuzione, in riferimento soprattutto ai materiali impiegabili.

Caso A. La malta di calce di produzione Tassullo, utilizzata per il consolidamento di 1 muro MU6H integro e 2 MU6H fessurati, ha presentato la lavorabilità di una comune malta, con i tipici pregi e limiti. Trattandosi di prodotto premiscelato, l'impasto si ottiene con semplice aggiunta di acqua. Per i tre muretti sono stati impiegati circa 10 kg di prodotto (utilizzati per circa 6 metri lineari di scanalatura, in quanto per le teste di

ancoraggio è stata usata la resina Fischer). Come previsto, e come specificato in seguito, l'uso di malta non è risultato comodo quanto una resina iniettabile a mezzo di pistola ed, inoltre, con tale modalità non è possibile garantire il quantitativo di malta che viene inserito nell'intaglio. La compattazione della malta all'interno della scanalatura è stata possibile mediante una stecca in legno dello spessore di 1 cm. Con il lavoro congiunto di due operatori è possibile eseguire l'intervento piuttosto velocemente (il primo impronta con la cazzuola la malta mentre il secondo la compatta ed inserisce i ferri). Nel caso pratico dei campioni in esame si è aggiunta la complicazione di dover realizzare l'ancoraggio alle teste con resina, caratterizzata da brevissimi tempi di indurimento. Nella fattispecie, un terzo operatore era incaricato della sola iniezione nelle zone di ancoraggio.

Caso B. L'ancorante chimico FIP C 700 di produzione Fischer, impiegato per il consolidamento di 1 muro MU5H integro e 2 MU6H fessurati, ha incontrato alcune difficoltà applicative: i tempi di lavorabilità si sono rivelati molto ridotti, come d'altronde previsto dalla scheda tecnica (per temperature attorno ai 30°, in cui ci si trovava a lavorare, la resina indurisce in soli tre minuti). L'inconveniente vero si è registrato nell'uso della pistola (per cartucce FIP C 700): dopo le prime azioni di pompaggio essa ha subito numerosi inceppamenti interrompendo la fuoriuscita di resina (si tengano presenti i tempi ridotti di indurimento della resina già iniettata) a causa dell'incapacità della molla di riportare in posizione di carico la leva di pompaggio. Inoltre, l'operazione di pompaggio si è dimostrata faticosa, al punto di obbligare gli operatori ad alternarsi nell'esecuzione del lavoro⁷¹. Per applicazioni future, se si decide di eseguire l'intervento con questo ancorante, è consigliabile l'uso di sistemi (esistenti) in cui lo stantuffo viene spinto non da azione manuale, ma da aria compressa, soprattutto nel caso in cui i lavori previsti siano ingenti.

Caso C. Lo stucco sintetico S FIP 180 di produzione FIP è stato impiegato per il consolidamento di 1 muro MU5H integro e 1 MU6H fessurato. Il materiale è qualificato come resina tixotropica (molto simile come consistenza allo stucco per vetri) e quindi non iniettabile a mezzo di pistole; tuttavia, una volta miscelati i due componenti nei rapporti di peso previsti (1:0.525) è risultato possibile iniettarlo a mezzo di pistola HILTI per silicone. Pur obbligando un operatore a riempire le varie cariche (cartucce per silicone), la soluzione adottata si è rivelata molto comoda per tempi di esecuzione ed affidabilità della pistola, oltre alla caratteristica di essere inodore. In totale (in questo caso la resina era impiegata anche per le zone di ancoraggio) per i due muretti è stata impiegata una

⁷¹ Si ritiene che questi non siano difetti congeniti alla pistola in dotazione, ma propri del sistema e comuni anche ad altre case di produzione. Si deve riconoscere che l'utilizzo nel caso in esame è piuttosto difforme dall'impiego per cui nasce e viene venduto il sistema: contro un uso sporadico per riempire i vuoti attorno ad alcuni tasselli da muro, la pistola è stata utilizzata ininterrottamente fino a consumare una media di 6.45 cartucce a muretto.

confezione intera (costituita da 4 kg di parte a base epossidica, e 2.1 kg di indurente), usando circa 40 cartucce per silicone. I tempi d'impiego per una confezione (dichiarati: 30 minuti a 23°C, di fatto superiori) sono risultati più che sufficienti. Differentemente dalla resina Fischer, dal colore grigio e quindi confondibile con il colore della malta, lo stucco S FIP 700, avendo una colorazione tendente al nero, necessita che l'operazione di stuccatura per mascherare l'intervento venga eseguita con maggiore cura.

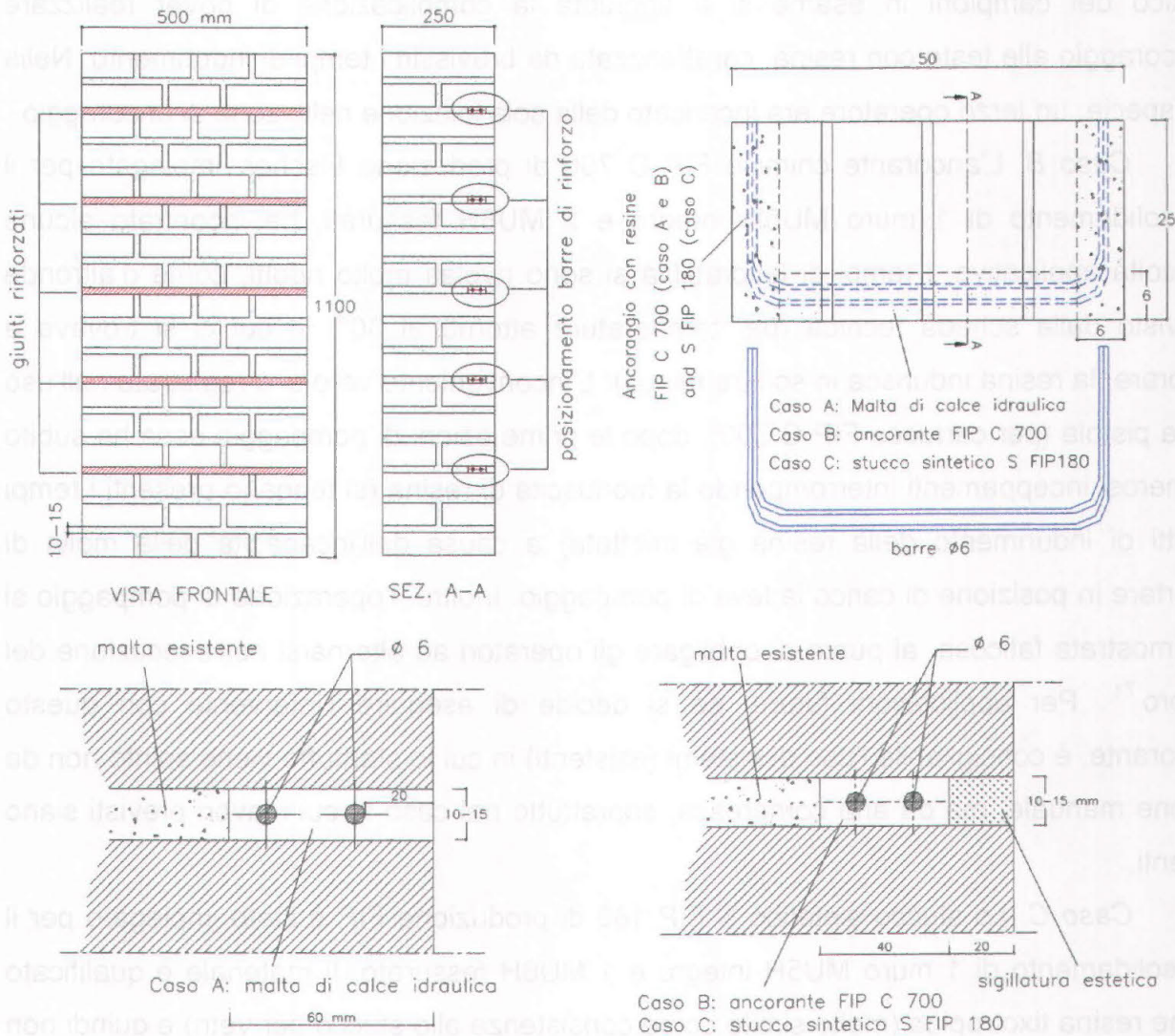
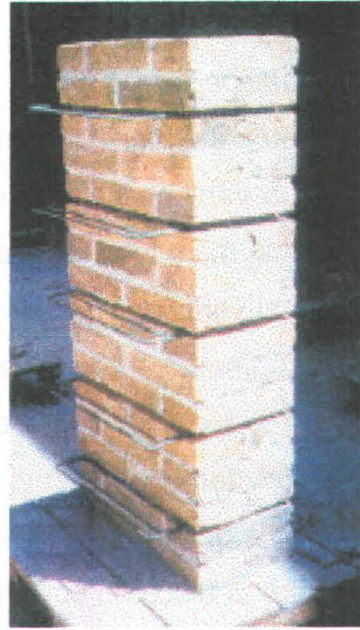


Fig. 123: Particolari esecutivi dell'intervento di rinforzo.



(a)



(b)

Fig. 124: Consolidamento effettuato su un muro danneggiato (a) ed integro (b).

7.1.4 Risultati sperimentali

I muretti testati presentano una modalità di rottura caratterizzata dal manifestarsi di lesioni verticali o sub verticali su tutte e quattro le facciate, che interessano dapprima i giunti verticali di malta, ma che si estendono rapidamente anche ai mattoni. In particolare, mentre inizialmente si verificano poche fessure e di limitata estensione, dopo la rottura il quadro fessurativo aumenta notevolmente, le fessure preesistenti si aprono e si rileva inoltre la formazione di distacchi, prevalentemente localizzati alle basi dei campioni.

Nei muri consolidati l'andamento del quadro fessurativo è notevolmente ridotto nei lati rinforzati, rispetto a quello non consolidato. In particolare, nelle facce trasversali, non sono presenti fessure di distacco correnti lungo il giunto verticale centrale del paramento (v. Fig. 125).

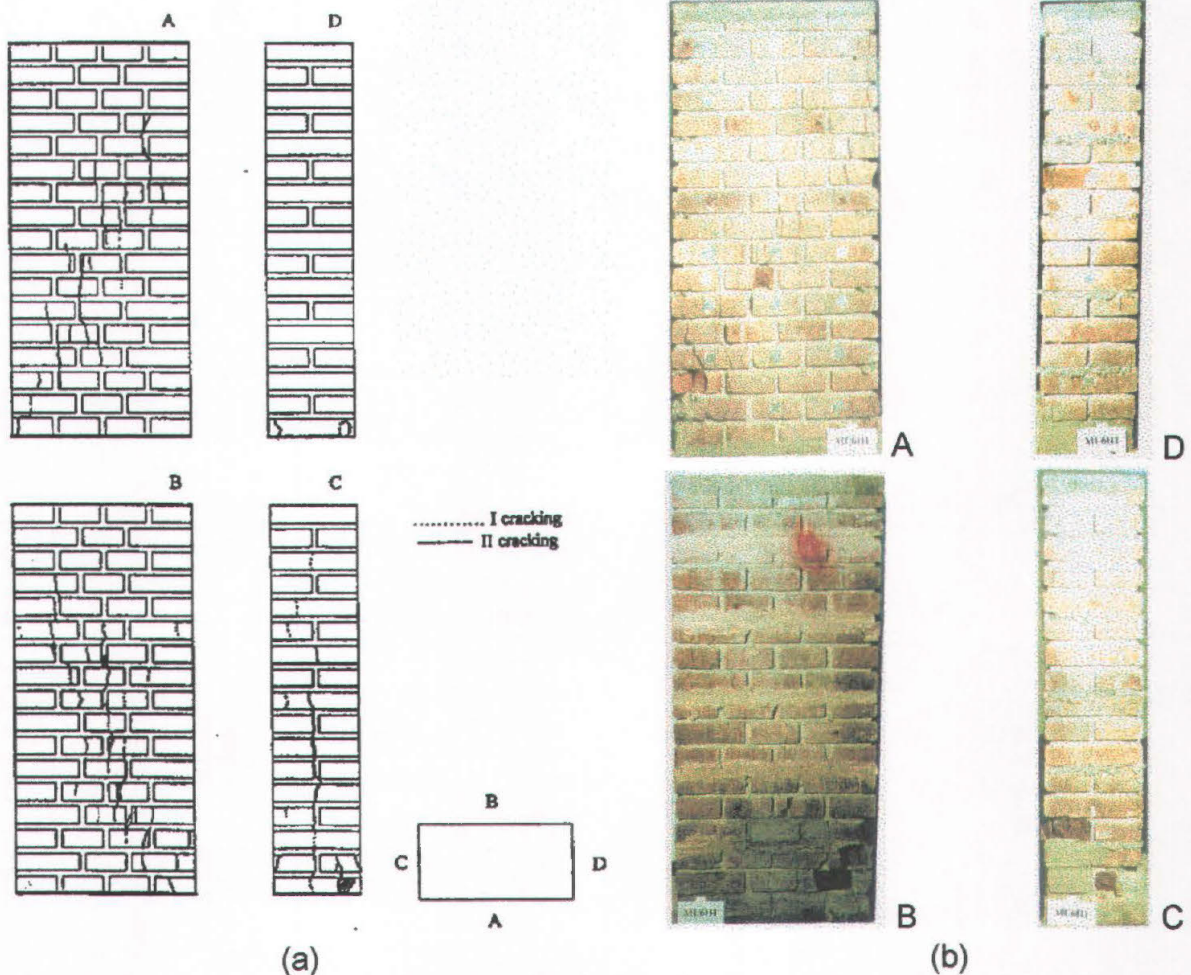


Fig. 125: Quadro fessurativo rilevato dopo i test di compressione prima (a) e dopo (b) il consolidamento (campione MU6H1).

Un esempio tipico delle curve ottenute dalle prove di compressione nei muri consolidati è riportato in Fig. 126, in cui è evidente la riduzione delle deformazioni orizzontali. Il grafico di Fig. 127 riporta, invece, il confronto tra le curve sforzi-

deformazioni del campione prima e dopo il rinforzo. Si nota che le curve volumetriche relative al campione consolidato, calcolate come somma algebrica delle deformazioni calcolate nelle tre direzioni, si mantengono nel quadrante positivo fino al raggiungimento del valore massimo di rottura; se ne deduce che prima della rottura prevalgono le deformazioni verticali, dopo la rottura, invece, prevale la dilatanza (passaggio della curva delle deformazioni volumetriche nel quadrante negativo). Nei diagrammi, infatti, le deformazioni orizzontali sui lati consolidati (B, C, D) sono nulle e la curva media rimane per tutta la fase di prova nel quadrante positivo, mentre per il lato non consolidato (A) la curva sforzi-deformazioni orizzontali permane nel quadrante negativo fin dall'inizio della prova. Ciò è confermato anche dal quadro fessurativo rilevato a fine prova, che ha registrato una maggiore densità di fessure sul lato non rinforzato (Patella, 1997).

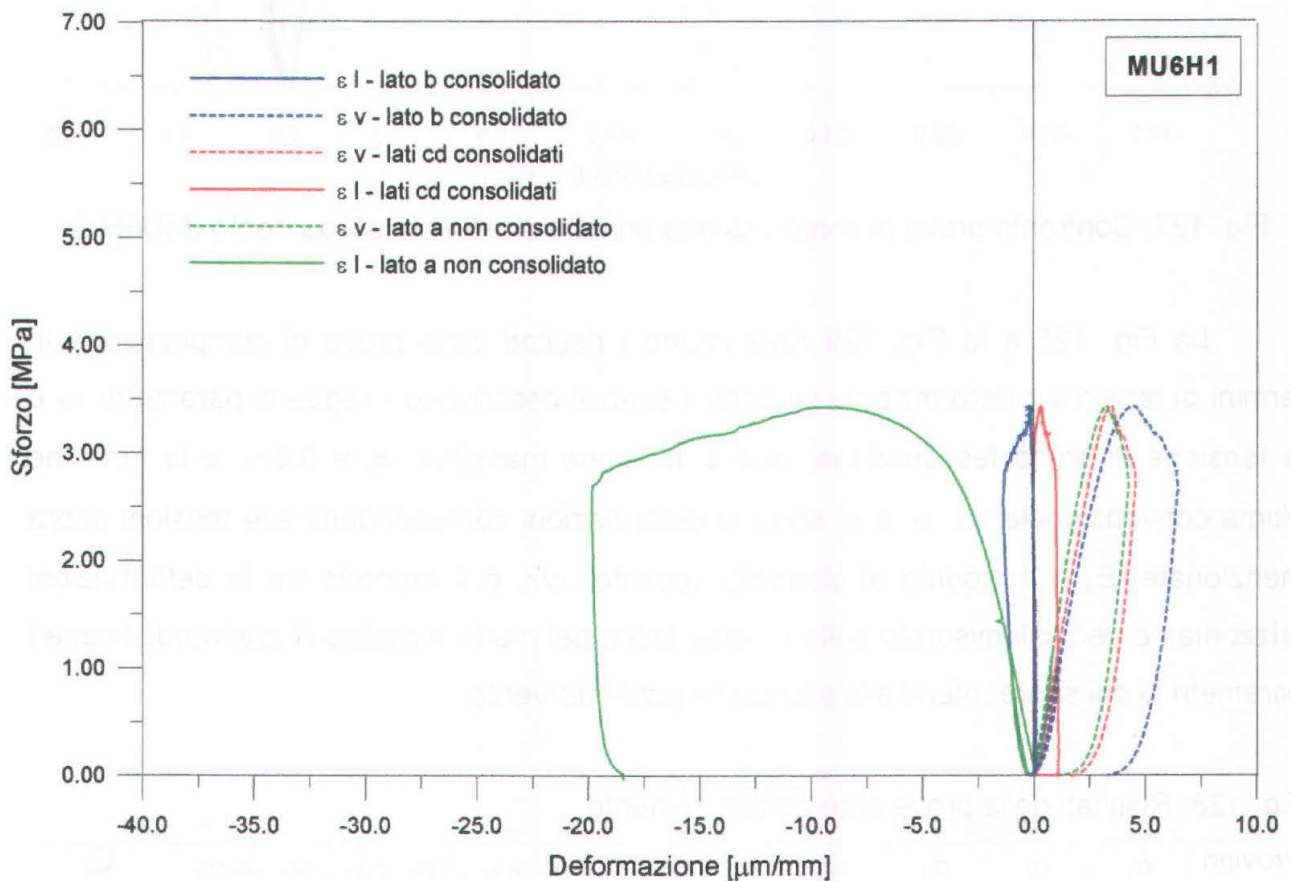


Fig. 126: Prova di compressione monotonica post-consolidamento sul muretto MU6H1.

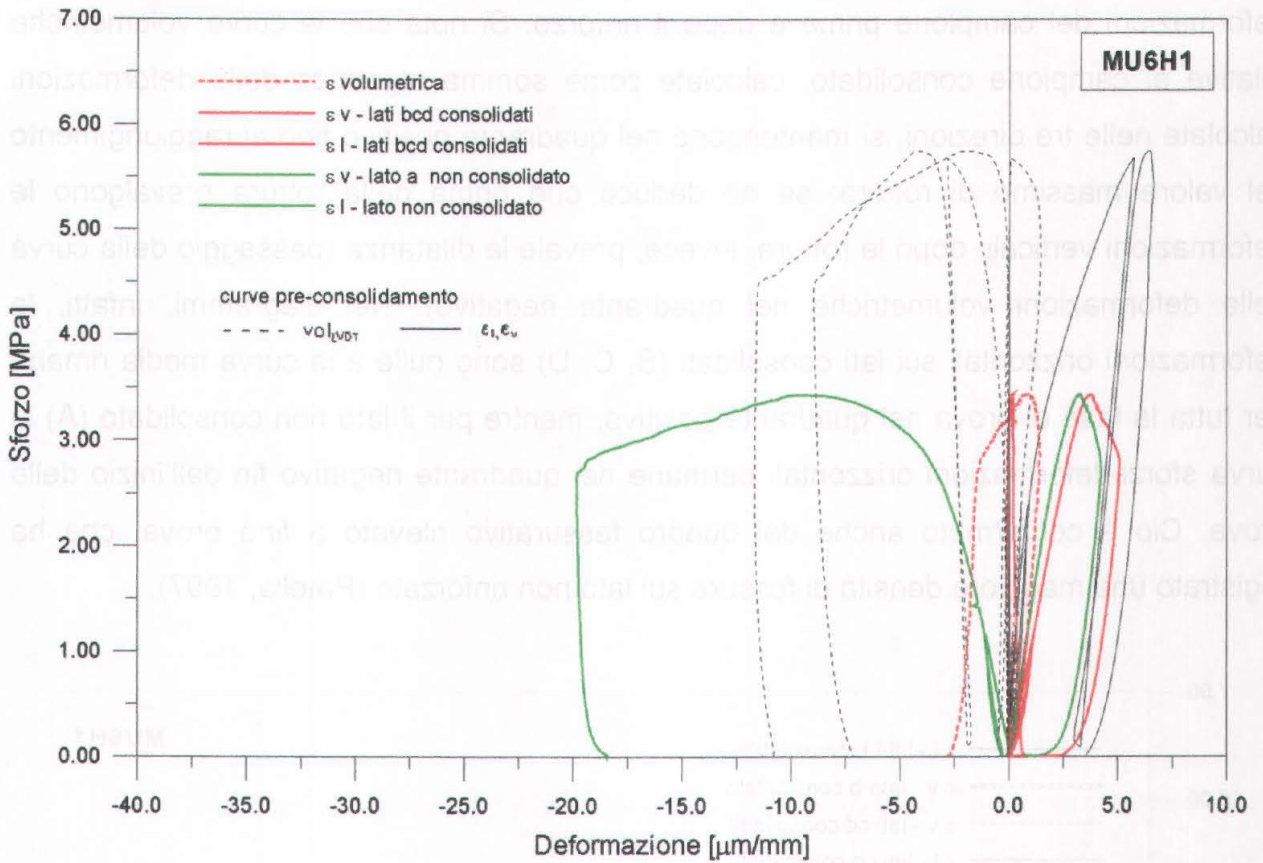


Fig. 127: Confronto prova di compressione prima e dopo il consolidamento (MU6H1).

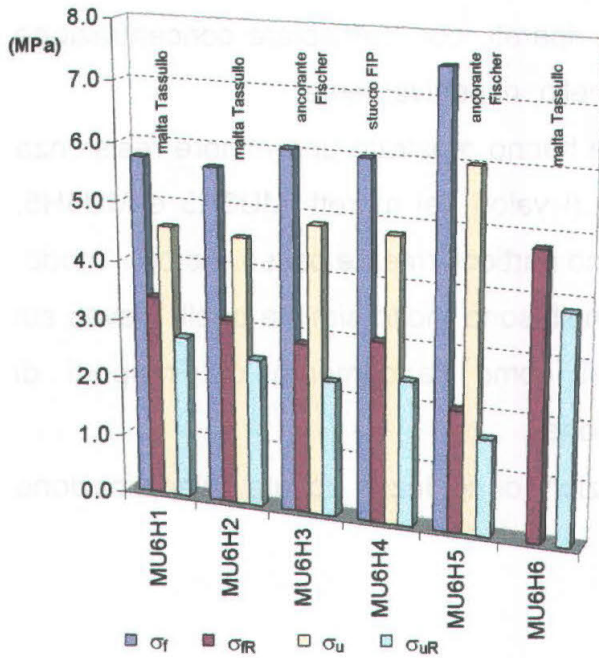
La Fig. 128 e la Fig. 129 riassumono i risultati delle prove di compressione in termini di tensioni e deformazioni verticali; i simboli descrivono i seguenti parametri: σ_1 è la tensione di prima fessurazione, σ_f è la tensione massima, $\sigma_u = 0.8\sigma_f$ è la tensione ultima convenzionale; ϵ_1 , ϵ_f e ϵ_u sono le deformazioni corrispondenti alle tensioni sopra menzionate, E_s è il modulo di elasticità secante; ϵ_l/ϵ_v è il rapporto tra le deformazioni orizzontali e verticali misurato sulle diverse facce del muro; il pedice *R* contraddistingue i parametri di cui sopra, riferiti alla situazione post-intervento.

Fig. 128: Risultati delle prove ante-consolidamento.

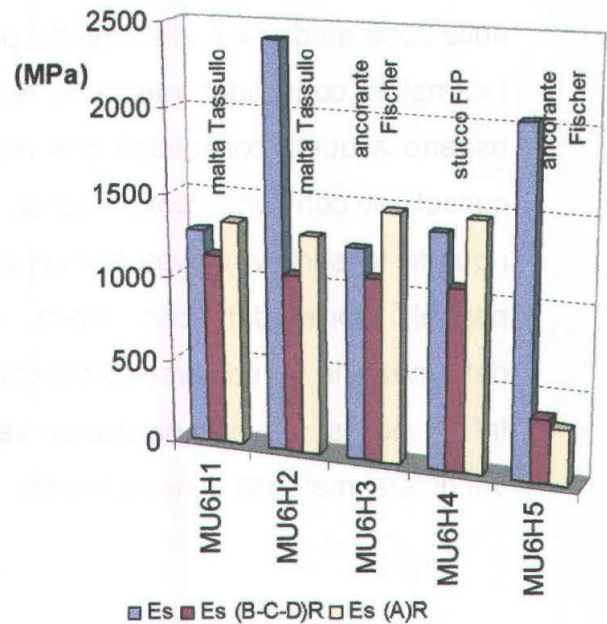
Provino	σ_1	σ_f	σ_u	ϵ_1	ϵ_f	ϵ_u	ϵ_l/ϵ_v (A-B)	ϵ_l/ϵ_v (C-D)	ϵ_l/ϵ_v (ABCD)	E_s
MU6H1	3.73	5.75	4.60	2.91	6.40	5.12	-0.26	-0.24	-0.25	1281
MU6H2	2.40	5.66	4.53	1.55	5.40	4.32	-0.14	-0.15	-0.14	(2411)
MU6H3	4.40	6.06	4.85	3.57	5.81	4.648	-0.19	-0.10	-0.14	1255
MU6H4	5.67	6.01	4.81	5.64	6.22	4.976	-0.15	-0.21	-0.18	1389
MU6H5	6.95	7.52	6.02	4.37	5.06	4.048	-0.14	-0.14	-0.14	2040
Valore medio	4.63	6.20	4.96	3.61	5.79	4.62	-0.18	-0.17	-0.18	1675
Sc. q. medio	1.75	0.76	0.61	1.54	0.57	0.45	0.05	0.06	0.05	5221

Fig. 129: Risultati delle prove post-consolidamento.

Provino	σ_{fR}	σ_{uR}	ε_{uR} (B-C-D)	ε_{uR} (A)	$(\varepsilon_l/\varepsilon_v)_R$ (B-C-D)	$(\varepsilon_l/\varepsilon_v)_R$ (A)	E_{sR} (B-C-D)	E_{sR} (A)
MU6H1	3.40	2.74	2.93	2.54	0.08	(1.58)	1140	1345
MU6H2	3.12	2.50	3.27	3.49	0.92	(2.96)	1060	1300
MU6H3	2.86	2.28	2.21	1.50	-	(2.63)	1084	1481
MU6H4	3.04	2.43	2.84	1.91	-0.02	(2.10)	1075	1479
MU6H5	2.04	1.63	6.06	8.34	0.01	0.76	380	330
Valore medio	2.89	2.32	3.46	3.56	0.25	2.01	948	1187
Sc. q. medio	0.51	0.42	1.50	2.78	0.45	0.87	319	486
MU6H6	4.79	3.83	4.93	4.37	-	-	-	-



(a)



(b)

Fig. 130: Risultati delle prove di compressione: confronto delle tensioni massime ed ultime convenzionali (a) e del modulo elastico (b).

Di seguito alcune osservazioni sui risultati:

- A causa del considerevole danneggiamento dei muri dopo la prima prova di compressione, e delle difficoltà operative incontrate durante la fase esecutiva dell'intervento, gli effetti del consolidamento non sono rilevabili in un incremento di resistenza, come si può notare dal grafico di Fig. 130.a. I muri

consolidati sono stati in grado di resistere ad una quota parte, in media pari al 50%, del carico di rottura sostenuto dal campione integro.

- Anche il modulo elastico (v. Fig. 130.b), calcolato prima e dopo il consolidamento, ha subito delle inflessioni: in particolare, sono state registrate riduzioni medie intorno al 43% per i lati consolidati e al 29% per il lato non consolidato.
- Tuttavia, è importante sottolineare che i risultati più significativi si sono raggiunti in termini di riduzione delle deformazioni orizzontali e della fessurazione verticale della muratura. Tale era, infatti, l'obiettivo principale della tecnica di consolidamento proposta. In particolare, tutti i pannelli hanno mostrato una fessurazione particolarmente ridotta sui lati consolidati, mentre sul lato non consolidato le fessure presenti hanno incrementato sia la loro ampiezza che la profondità. Inoltre, ulteriori fessure e il distacco di elementi resistenti hanno interessato i lati non riparati, con particolare concentrazione nella zona mediana e alle basi del pannello, rispettivamente.
- I campioni consolidati mediante resine hanno mostrato una minore resistenza rispetto a quelli consolidati con malta (i valori dei muretti MU6H3 e MU6H5, consolidati con l'ancorante Fischer, sono particolarmente bassi). Ad ogni modo, i quadri fessurativi rilevati per tali pannelli sono molto simili a quelli rilevati sui pannelli consolidati con malta, così come l'andamento dei rapporti di deformazione tra i diversi lati del campione.
- Infine, non si rilevano particolari variazioni di rigidità dovute all'applicazione dei diversi materiali di riempimento.

7.2 Test di creep accelerato

7.2.1 Condizioni sperimentali

L'efficacia del rinforzo mediante repointing armato è stata recentemente testata anche in riferimento al fenomeno di creep, mediante prove di compressione a passi di carico costanti eseguite sempre presso il Laboratorio Prove Sperimentali del Politecnico di Milano. La prova consiste nell'imporre incrementi progressivi di carico, mantenuti costanti per tre ore, fino a valori di tensione corrispondenti a deformazioni visibilmente crescenti a carico costante (condizione ultima di creep terziario).

Per l'occasione sono stati confezionati sei pannelli di mattoni a due teste, di dimensioni pari a 25x520x1100 cm, rinforzati ogni tre giunti di malta su tutti e quattro i lati (v. Fig. 131).

Le variabili della sperimentazione sono:

- tipo di rinforzo: 2 barre $\varnothing 6$ in acciaio inossidabile ad aderenza migliorata ancorati in maniera diversa sui lati trasversali (v. Fig. 133);
- tipo di malta di allettamento: malta di calce idraulica-resina-cemento (2:3:1) e malta premiscelata di calce idrata e metacaolino pozzolanico (denominazione Albaria, di produzione MAC, resistenza minima dichiarata a 28gg: 7 MPa).
- legge di carico: il programma sperimentale (v. Tab. 32) prevede l'esecuzione di prove di creep accelerato su 4 muri (di cui due non rinforzati) e prove di compressione monotonica su 2 muri rinforzati, per il confronto diretto del comportamento meccanico, valutato su pannelli simili per le due diverse condizioni sperimentali.

Tab. 32: Programma di prova.

Pannello	Prova	Rinforzo
M01	creep	-
M02	creep	Tipo 2
M03	creep	-
M04	compressione monotonica	Tipo1
M05	compressione monotonica	Tipo2
M06	creep	Tipo 1

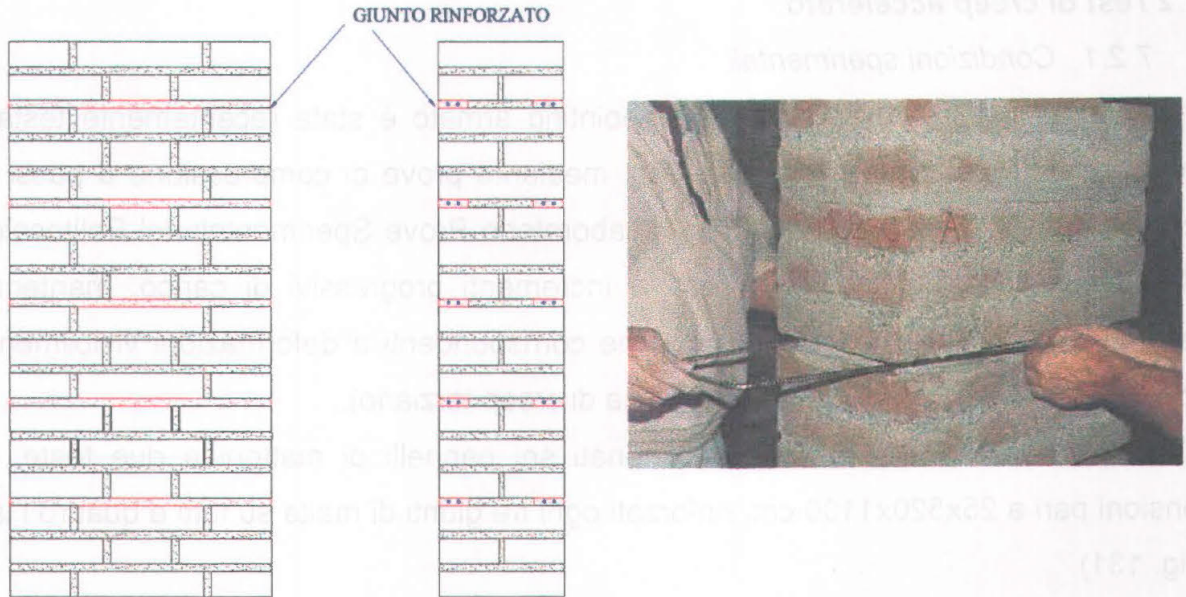


Fig. 131: Intervento di consolidamento per prove di creep.



Fig. 132: Intervento di consolidamento per prove di creep: rinforzo Tipo 1 (pannelli M04 e M06).

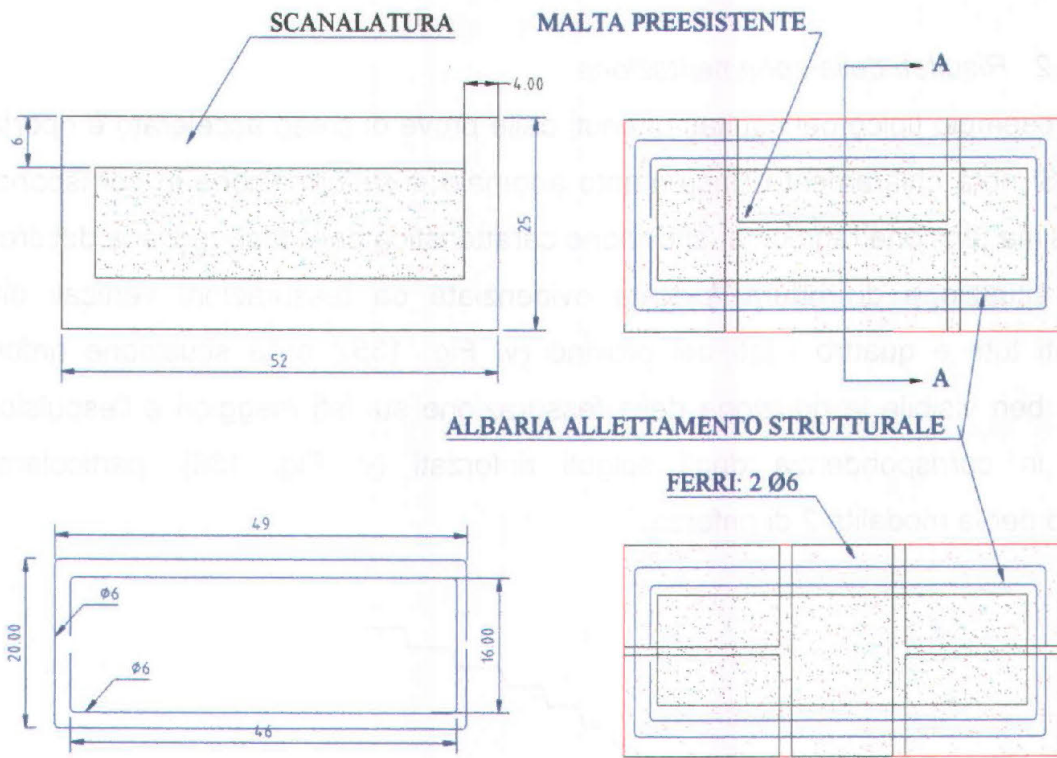


Fig. 133: Intervento di consolidamento per prove di creep: rinforzo Tipo 2 (pannelli M02 e M05).

7.2.2 Risultati della sperimentazione

Un esempio tipico dei risultati ottenuti dalle prove di creep accelerato è riportato in Fig. 134. Si nota chiaramente l'incremento anomalo di deformazione in corrispondenza della massima tensione raggiunta, situazione caratteristica della fase terziaria del creep.

La situazione di rottura è stata evidenziata da fessurazioni verticali diffuse, interessanti tutti e quattro i lati del provino (v. Fig. 135); nella situazione rinforzata, tuttavia, è ben visibile la riduzione della fessurazione sui lati maggiori e l'espulsione di materiale in corrispondenza degli spigoli rinforzati (v. Fig. 136), particolarmente accentuato per la modalità 2 di rinforzo.

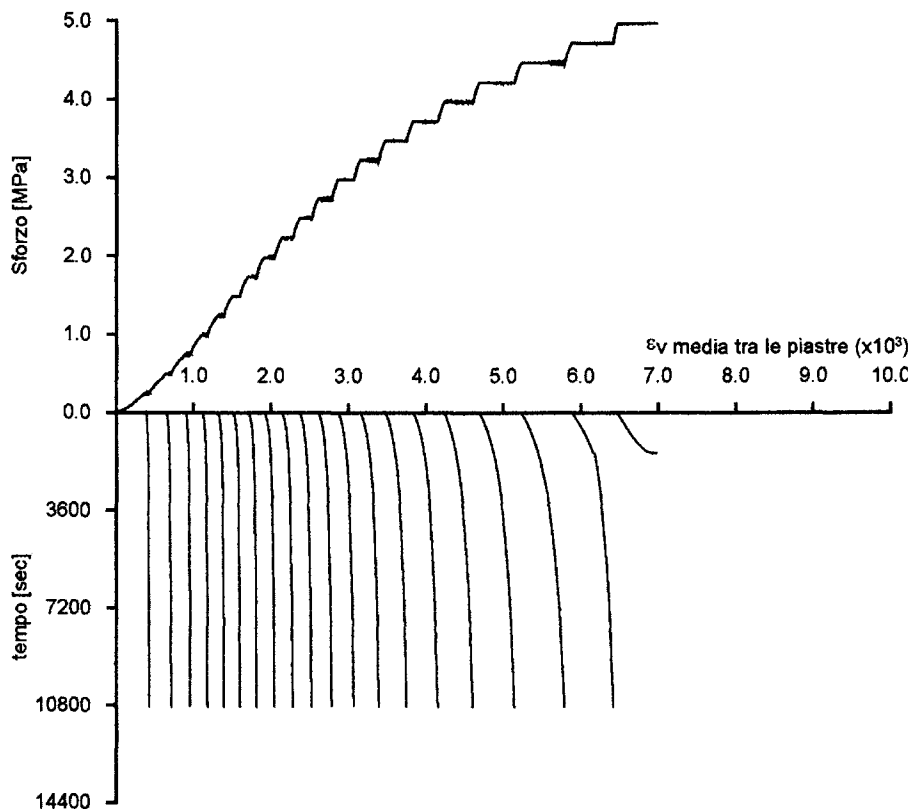


Fig. 134: Prove a passi di carico costanti: andamento delle tensioni e delle deformazioni nel tempo (pannello M02).

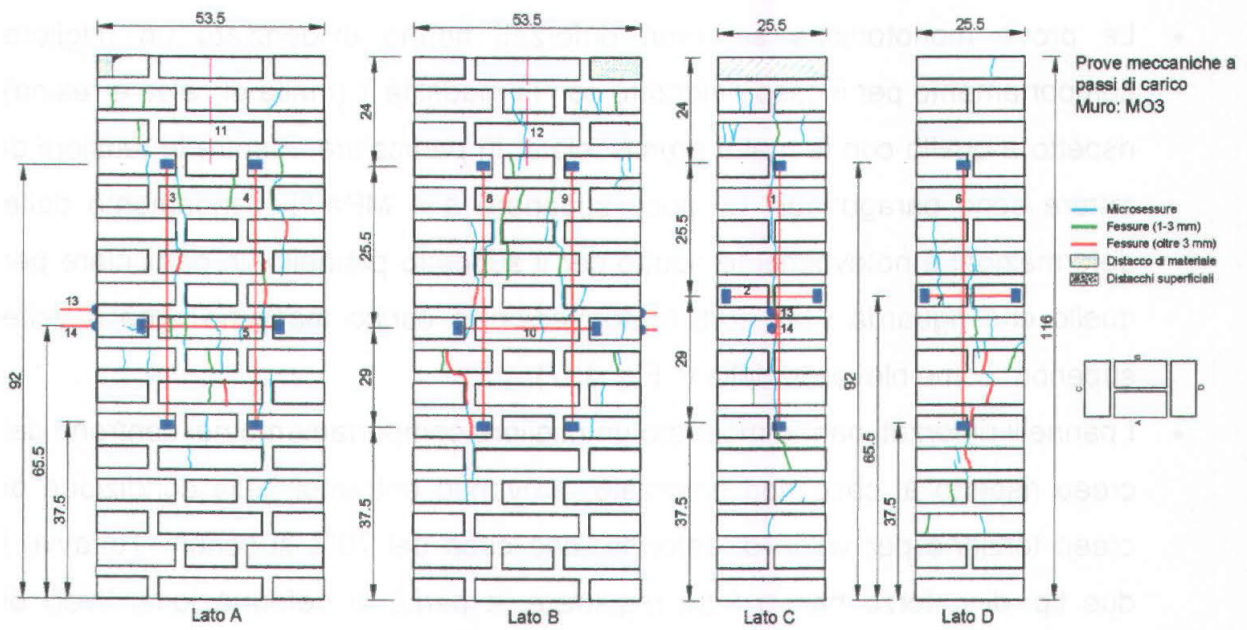


Fig. 135: Quadro fessurativo rilevato sul muro non rinforzato dopo la prova di creep (M03).



Fig. 136: Fessurazione rilevata su un muro rinforzato dopo la prova di creep (M02).

I risultati più significativi sono di seguito riassunti:

- Le prove monotoniche sui muri rinforzati hanno evidenziato un migliore comportamento per il caso rinforzato con la modalità 1 (malta di calce e resina) rispetto a quello con la malta premiscelata; in particolare, mentre le tensioni di rottura sono paragonabili (di poco superiore a 4 MPa^{72}), l'andamento delle deformazioni è notevolmente ridotto per il suddetto pannello, in particolare per quello che riguarda i lati corti (deformazioni a carico massimo circa 3 volte superiori, come rilevabile dalla v. Fig. 137).
- I pannelli rinforzati hanno mostrato un migliore comportamento nei confronti del creep rispetto al caso non rinforzato, arrivando entrambi nella condizione di creep terziario per valori di deformazione circa del 70% superiori. Tuttavia, i due tipi di rinforzo hanno fatto registrare, a parità di deformazione, livelli di carico differenti: in particolare, il pannello rinforzato con la modalità Tipo 2 raggiunge praticamente la tensione massima del pannello non rinforzato, mentre il pannello rinforzato con la malta di calce raggiunge sforzi per il 25% superiori (Fig. 138).
- Il confronto tra le deformazioni orizzontali denota, per il pannello non consolidato, la maggiore dilatazione sui lati lunghi rispetto a quelli corti (v. Fig. 139.a). Tale andamento s'inverte per i muri rinforzati, per i quali si registra, a parità di tensione, una minore dilatazione rispetto ai muri non rinforzati (Fig. 139.b); in tal modo si conferma il verificarsi di un quadro fessurativo ridotto sulle facce principali del muro, come osservato a fine prova (Fig. 136).

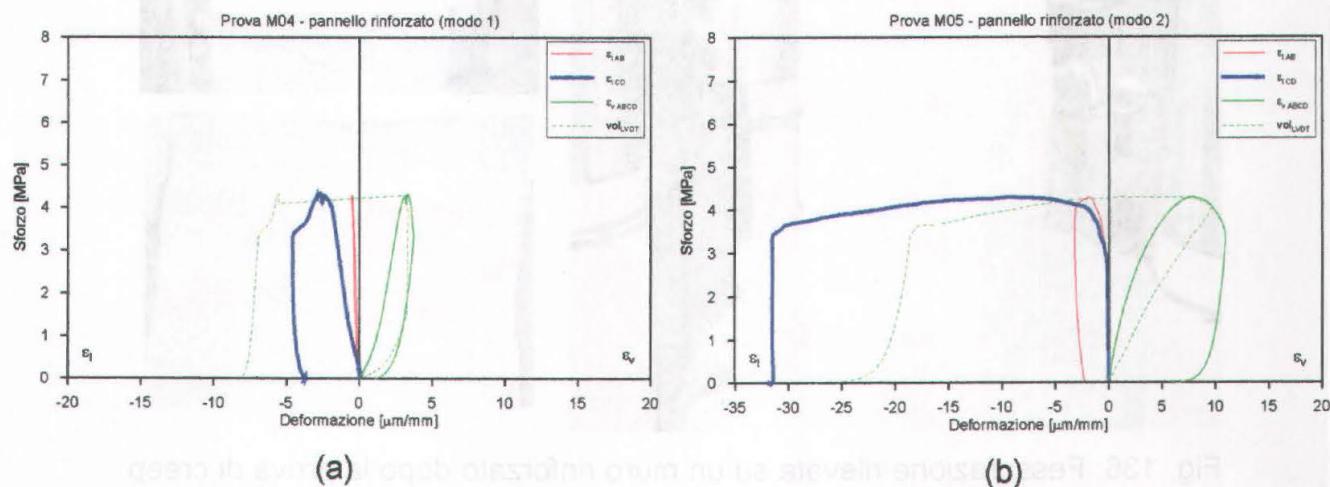


Fig. 137: Prove monotoniche: (a) pannello rinforzato con modalità Tipo 1 (M04); (b) pannello rinforzato con modalità Tipo 2 (M05).

⁷² Si noti lo stesso ordine di grandezza del muretto MU6H6 della precedente sperimentazione.

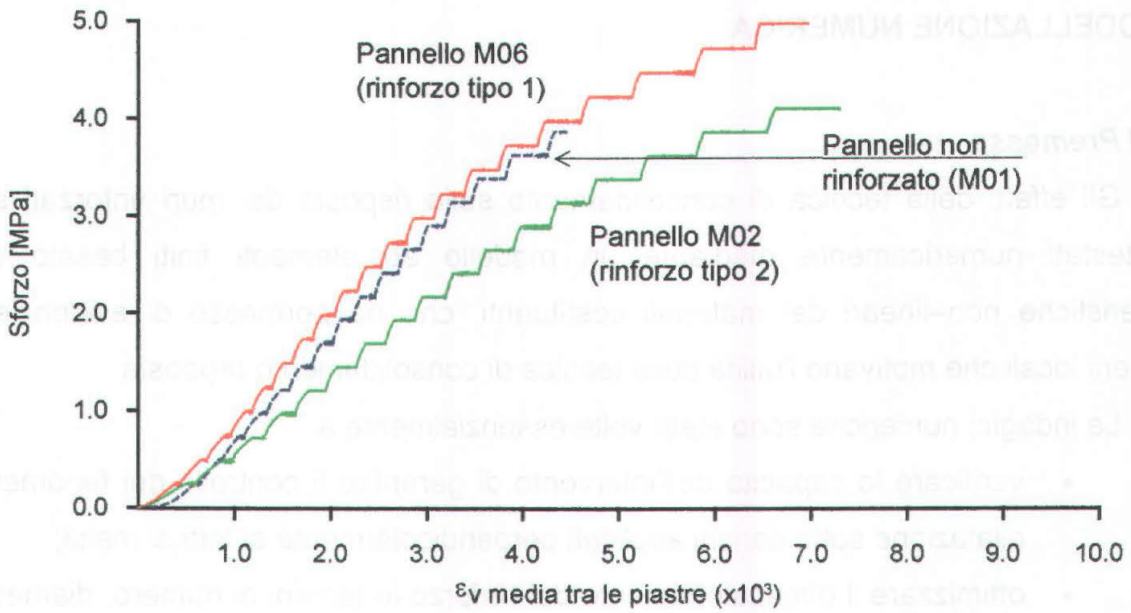


Fig. 138: Proves di creep: confronto delle curve sforzi-deformazioni per i diversi tipi di rinforzo.

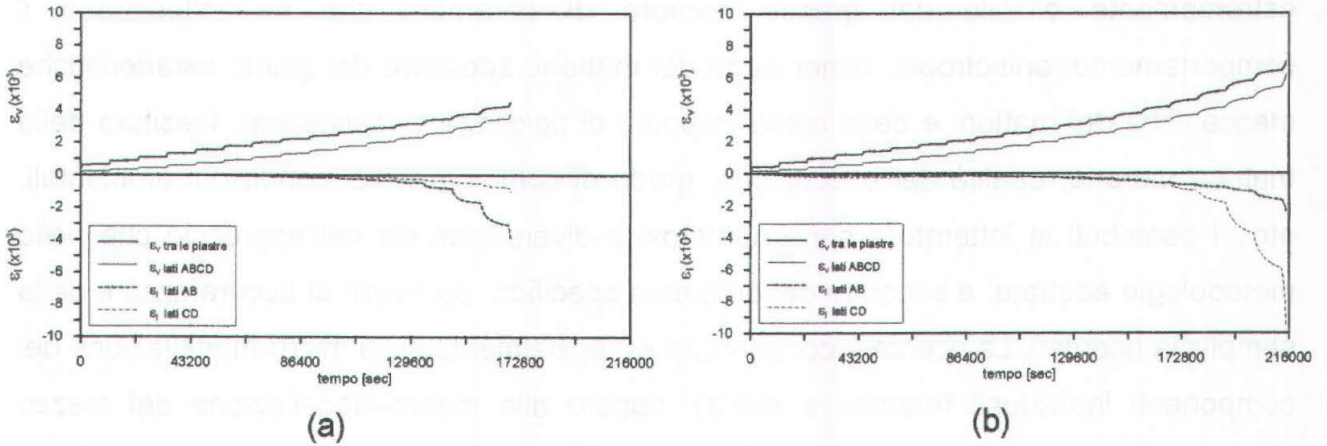


Fig. 139: Proves di creep: confronto delle dilatazioni nel tempo per un muro non rinforzato (a) (pannello M01), ed uno rinforzato (b) (pannello M06).

8. MODELLAZIONE NUMERICA

8.1 Premessa

Gli effetti della tecnica di consolidamento sulla risposta dei muri rinforzati sono stati testati numericamente mediante un modello ad elementi finiti basato sulle caratteristiche non-lineari dei materiali costituenti, che ha permesso di evidenziare i fenomeni locali che motivano l'utilità della tecnica di consolidamento proposta.

Le indagini numeriche sono state volte essenzialmente a:

- verificare le capacità dell'intervento di garantire il controllo dei fenomeni di dilatazione sotto carichi applicati perpendicolarmente ai letti di malta;
- ottimizzare il dimensionamento del rinforzo in termini di numero, diametro e spaziatura delle barre.

Dal punto di vista numerico, la modellazione del materiale muratura è resa estremamente difficile dal grande numero di parametri che ne influenzano il comportamento: anisotropia, dimensione dei mattoni, spessore dei giunti, caratteristiche meccaniche dei mattoni e della malta (rapporti di rigidità e resistenza), tessitura della matrice muraria, qualità dell'esecuzione, grado di conservazione, condizioni ambientali, etc.. I contributi in letteratura sono numerosi e diversificati sia nell'approccio che nelle metodologie adottate: a seconda del problema specifico, del livello di accuratezza e della semplicità ricercati. La ricerca è concentrata essenzialmente sulla micro-modellazione dei componenti individuali (mattoni e malta), oppure alla macro-modellazione del mezzo considerato omogeneo (Lourenco, 1996 e 1997; Rots 1991; Lourenco & Rots, 1993). Numerosi aspetti, legati a tali problematiche (comportamento anelastico, processo di softening nella fase post picco, legami di interfaccia, comportamento dei singoli costituenti, etc.) non sono ancora del tutto risolti (Shing, 1996).

Nello studio in questione, si indaga il fenomeno locale di formazione di fenditure verticali conseguenti a tensioni di trazione che si esplicano con direzione perpendicolare al carico. L'obiettivo è quello di cogliere soluzioni che indaghino il fenomeno da un punto di vista qualitativo, mediante una modellazione che permetta di individuare le zone di trazione e l'ordine di grandezza delle tensioni ad esse relative.

Si adotta quindi una micromodellazione definendo le leggi costitutive dei materiali sulla base delle misure sperimentali delle caratteristiche meccaniche richieste (resistenza e deformazione, modulo elastico, coefficiente di Poisson) ed assumendo ipotesi semplificative giustificate dall'accuratezza richiesta e dall'effettivo comportamento osservato sui muri testati.

Lo studio numerico è stato realizzato mediante il programma ad elementi finiti COSMOS/M 1.75 A (versione aggiornata 1996).

8.2 Geometria del modello e mesh adottata

Per semplicità di approccio e per analogia alle modellazioni già esistenti si è eseguita una modellazione bidimensionale del fenomeno, considerando il muro soggetto ad uno stato piano di tensione ($\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$). Sfruttando le simmetrie esibite rispetto agli assi di mezzeria di direzione x e z è stato possibile studiare solo la porzione di $\frac{1}{4}$ del muro (v. Fig. 141). Per modellare i giunti di malta e i mattoni sono stati utilizzati elementi tipo PLANE2D a 8 nodi. Essendo il meccanismo di rottura una caratteristica del comportamento locale malta-mattone è stato necessario impiegare una mesh piuttosto fitta, modellando in modo dettagliato sia la malta che i mattoni. I giunti verticali sono stati costruiti come tre superfici affiancate, in modo da poter simulare la modifica delle caratteristiche meccaniche (annullamento della rigidità) della superficie di mezzo per effetto della fessurazione, e poterne seguire l'evoluzione. I giunti orizzontali sono caratterizzati in altezza da un numero pari di elementi, in modo da poter collocare la barra sulla linea mediana. Per le barre in acciaio ad aderenza migliorata si sono utilizzati elementi TRUSS2D con numero di nodi dipendente dalla mesh del giunto in cui vengono inseriti. In tale maniera si ipotizza la perfetta aderenza tra acciaio e malta nel giunto, trascurando i meccanismi di rottura di scorrimento all'interfaccia tra i materiali, ed ipotizzando che la frattura interessi i giunti verticali di malta ed i mattoni, ma non quelli orizzontali. Tale ipotesi semplificative permettono di cogliere gli aspetti essenziali del problema, e sono giustificate dalla modalità di rottura dei modelli fisici.

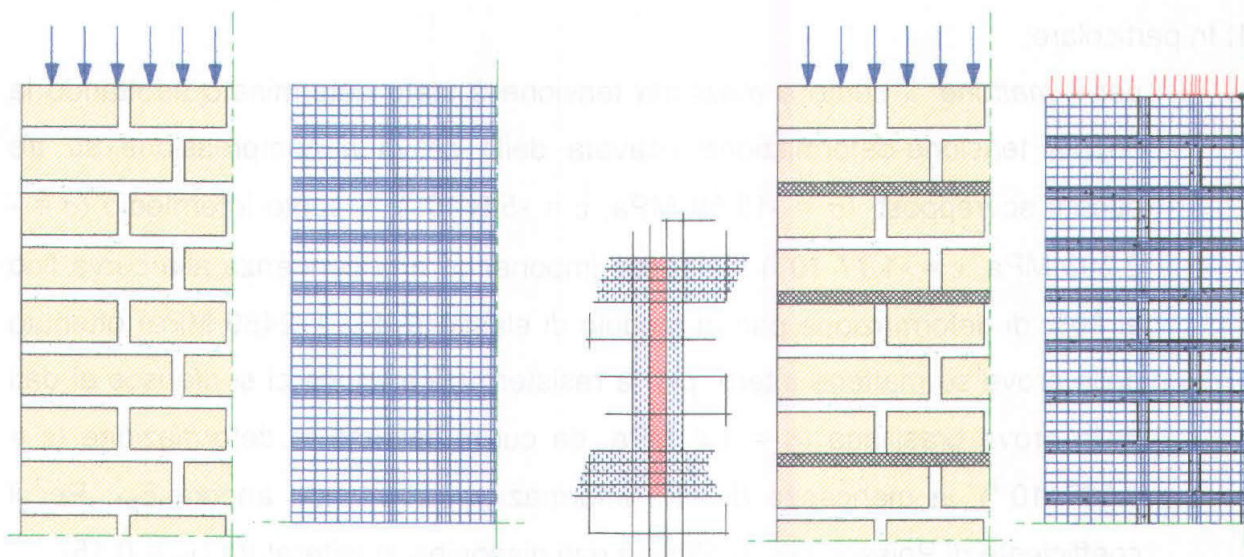


Fig. 140: Modellazione dei muretti rinforzati e non, con particolare dei giunti verticali.

8.3 Leggi costitutive e criteri di rottura

Il comportamento locale della muratura è governato dalle diverse caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti, entrambi caratterizzati da non linearità. Malta e mattone esibiscono un comportamento elasto-fragile, poichè seguono una legge costitutiva lineare pressoché fino a rottura. Affrontando la muratura come composto, si riesce ad aggirare il problema di una complessa non linearità, utilizzando la micro-modellazione dettagliata, ossia separando i due comportamenti elasto-fragili, di più facile trattazione.

Per la malta ed i mattoni si è quindi utilizzato un modello non lineare elastico, con definizione delle leggi costitutive inserite per punti, ricavati dalle prove sperimentali di caratterizzazione eseguite con diverse procedure sui singoli materiali, al fine di individuare i valori più rappresentativi della reale situazione dei materiali nell'organismo murario (Binda, Mirabella, Tiraboschi, 1996). Sono state, tuttavia, necessarie alcune correzioni: non avendo a disposizione modello *cut-off*, che renderebbe possibile la modellazione della fragilità degli elementi costituenti la muratura, si consente l'osservazione dell'evoluzione della fessurazione e delle continue riserve di resistenza chiamate in causa, imponendo un comportamento elastico con rigidità praticamente nulla ($E_j = 10^{-6}$ MPa) alla porzione centrale del giunto verticale pervenuto alla crisi.

Per valutare la bontà del modello numerico, si impone lo spostamento registrato nelle prove sperimentali (u_y ricavato dalle deformazioni corrispondenti) e si verifica che lo sforzo di compressione verticale (σ_y) e di trazione orizzontale (σ_x) conseguenti siano comparabili con quelli realmente misurati (valori medi riportati in Fig. 128).

Procedendo per tentativi successivi, si sono individuate le leggi indicate in Fig. 141. In particolare:

- per il *mattone*: il punto a massima tensione è stato determinato adottando la coppia tensione-deformazione ricavata dalla prova a compressione su tre cubetti sovrapposti ($\sigma = -12.59$ MPa, $\varepsilon = -5.9 \cdot 10^{-3}$); il punto intermedio ($\sigma = -2.393$ MPa, $\varepsilon = -1.77 \cdot 10^{-3}$) si deduce imponendo una pendenza alla curva fino al 30% di deformazione pari al modulo di elasticità ($E_{b1} = 2469$ MPa) ottenuto dalle prove su mattone intero; per la resistenza a trazione ci si riferisce ai dati della prova brasiliana ($\sigma = 1.4$ MPa, da cui si desume la deformazione ($\varepsilon = 0.567 \cdot 10^{-3}$), in mancanza di altre informazioni, sfruttando ancora E_{b1} . Per il coefficiente di Poisson ci si è riferiti a dati disponibili in letteratura ($\nu_b = 0.15$).

- per la *malta*: la malta entro i giunti subisce un elevato confinamento da parte dei mattoni, e pertanto esibisce un comportamento diverso da quello misurato sperimentalmente attraverso singoli provini⁷³. Per la modellazione si assume un comportamento elastico lineare con pendenza desunta dalle prove di modulo elastico su prismi ($E_{m1} = 666 \text{ MPa}$). Il primo punto ($\sigma = -2.0 \text{ MPa}$, $\varepsilon = -3.0 \cdot 10^{-3}$) si ottiene considerando lo sforzo normale delle prove medesime e calcolando la deformazione relativa alla pendenza assunta. Per la resistenza a trazione ci si riferisce ai dati della prova a flessione (mancando prove brasiliane) e si ottiene il valore desiderato operando una proporzione con i valori disponibili della prova brasiliana-flessione per provini simili in mattone ($\sigma = 0.28 \text{ MPa}$) da cui si desume la deformazione ($\varepsilon = 0.43 \cdot 10^{-3}$), in mancanza di altre informazioni, sfruttando ancora E_{m1} . Per il coefficiente di Poisson ci si è riferiti a dati disponibili in letteratura ($\nu_m = 0.21$).

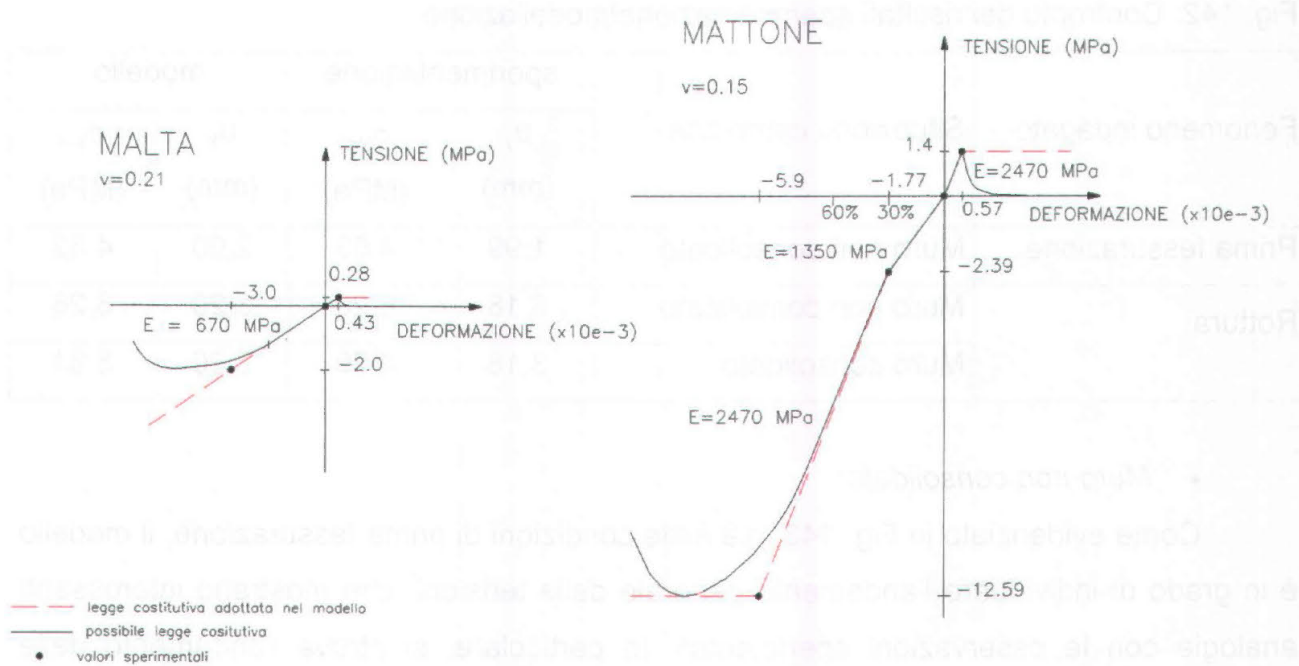


Fig. 141: Leggi costitutive dei materiali di base della muratura originaria.

Per le barre si è utilizzato il criterio di rottura di Huber-Von Mises, e si sono assunti i seguenti parametri descrittivi: modulo elastico $E_s = 210000 \text{ MPa}$, tensione di snervamento $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$ e modulo elastico tangente $E_{tan} = 100 \text{ MPa}$.

⁷³ Sotto compressione, mentre con cubetti si registra un valore di rottura caratterizzato da espulsione dei coni laterali, all'interno della muratura la malta si compatta, al più irrigidendo il suo contributo elastico.

8.4 Risultati della modellazione

8.4.1 Comportamento meccanico

Con riferimento ai risultati sperimentali riportati in Fig. 128 e Fig. 129, sono state effettuate alcune analisi di confronto, imponendo al modello numerico valori di spostamento verticale corrispondenti alle condizioni medie di prima fessurazione e rottura rilevate sulla serie dei modelli fisici testati in laboratorio. Nella condizione di prima fessurazione si assume che i giunti verticali siano fessurati e, pertanto, si individuano le zone di concentrazione delle tensioni negli elementi resistenti.

I valori medi ottenuti dalla modellazione sono riassunti in Fig. 142 (il pedice y individua la direzione verticale, mentre c si riferisce alla sollecitazione di compressione). Sono state effettuate due analisi per i muri non consolidati (condizioni di prima fessurazione e rottura), mentre per i muri consolidati si ritiene significativo il solo comportamento a rottura.

Fig. 142: Confronto dei risultati sperimentazione/modellazione.

Fenomeno indagato	Situazione campione	sperimentazione		modello	
		u_y (mm)	$\sigma_{y,c}$ (MPa)	u_y (mm)	$\sigma_{y,c}$ (MPa)
Prima fessurazione	Muro non consolidato	1.99	4.63	2.00	4.82
Rottura	Muro non consolidato	3.18	6.20	3.20	8.26
	Muro consolidato	3.18	4.79	3.20	8.31

- *Muro non consolidato:*

Come evidenziato in Fig. 143, già nelle condizioni di prima fessurazione, il modello è in grado di individuare l'andamento generale delle tensioni, che mostrano interessanti analogie con le osservazioni sperimentali. In particolare, si ritrova l'andamento delle tensioni caratteristico delle prove a compressione su *stack bonded prisms* (Andreus, 1996), in cui si osserva l'alternanza di tensioni di compressione nella malta dei giunti orizzontali e di trazione nei mattoni. Inoltre, pur non avendo ancora raggiunto valori di trazione che mettano in crisi i mattoni, si individua un andamento possibile per le fessurazioni successive, che ripercorrono le zone a maggiore concentrazione di tensioni. A tale proposito, va osservato che la porzione di mattone interposta tra due giunti verticali rotti è in compressione e la regione in trazione circonda tale zona compressa; tale andamento si ritrova anche nella sperimentazione, dove le lesioni hanno effettivamente un andamento curvo (v. Fig. 125.a).

Nella situazione di rottura l'accordo dei risultati modellazione/sperimentazione (in termini quantitativi) è minore che nel caso precedente: i valori di compressione ottenuti dal modello superano, infatti, del 30% quelli relativi alle prove sperimentali. Viste le forti semplificazioni assunte, il risultato si ritiene comunque accettabile; d'altra parte, nei campioni sperimentali la formazione di fessure riduce la rigidità in modo più rilevante che nel modello. Le tensioni di principali di compressione (σ_3) hanno un andamento prettamente verticale, concordemente alle condizioni di carico. Le tensioni principali di trazione (σ_1) esibiscono una direzione pressoché parallela all'orizzontale, in accordo con la formazione di fessure ad esse ortogonali. Anche in questo caso, si conferma la validità del modello nel cogliere gli aspetti qualitativi del problema: il quadro fessurativo è ben descritto nella sua geometria, pur registrando tensioni di trazione nei mattoni inferiori a quelle di rottura.

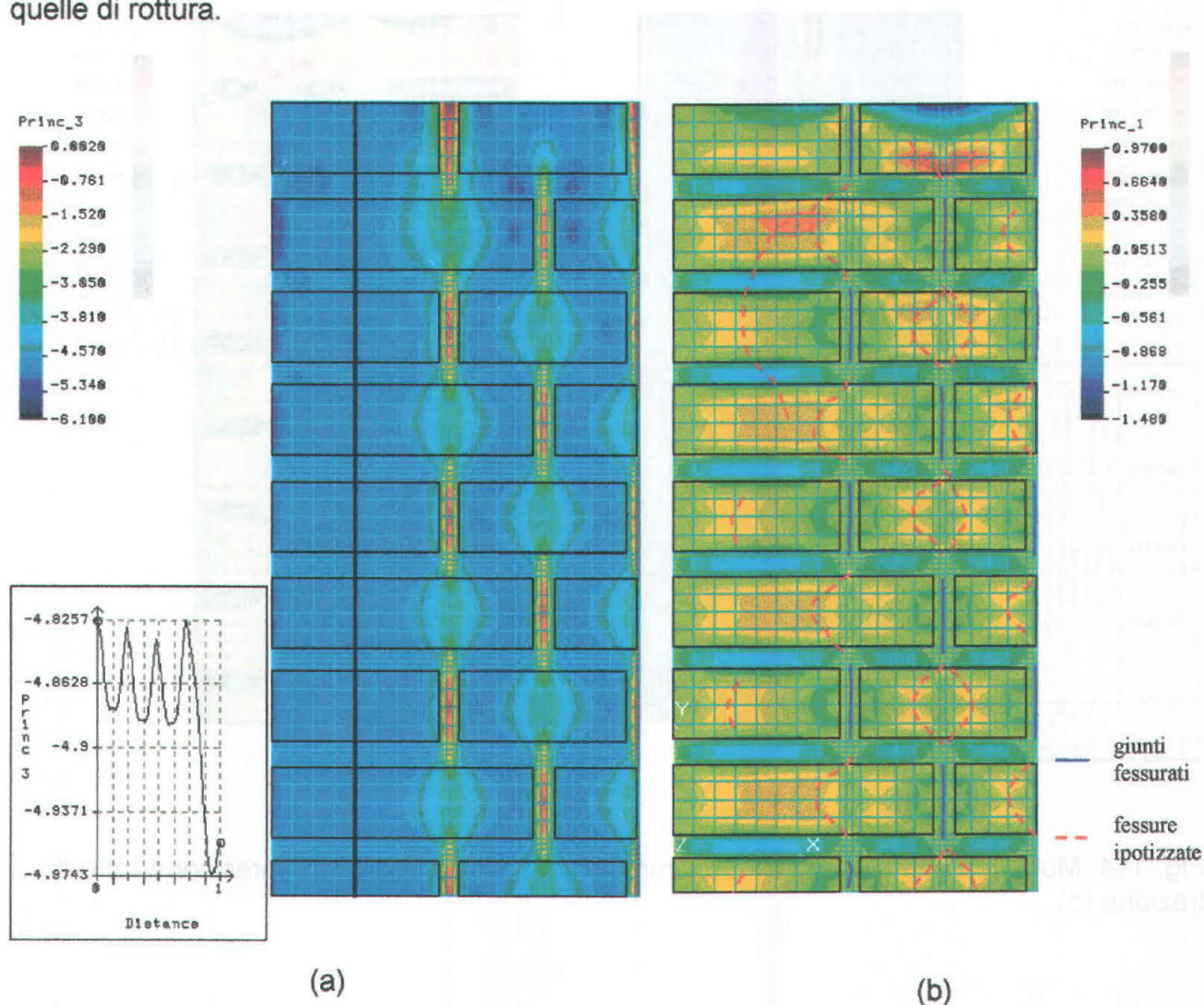


Fig. 143: Muro non consolidato ($u_v=2.00$ mm): tensioni principali di compressione (a) e di trazione (b), con indicazione del probabile andamento delle fessure.

- **Muro consolidato:**

Come evidenziato in Fig. 142, il modello fornisce un valore di resistenza a compressione pressoché pari a quello individuata per il muro non consolidato. Tuttavia, pur non essendo in grado di predire la capacità portante del muro⁷⁴, l'andamento delle tensioni di trazione rivela l'effetto dell'introduzione delle barre d'armatura. Come indicato in Fig. 144, si è misurata una riduzione mediamente del 40% rispetto al caso non consolidato, che conferma l'influenza positiva della presenza delle barre nel meccanismo locale d'interazione che si attiva nel giunto orizzontale di malta. La maggiore rigidità delle barre consente il trasferimento delle tensioni di trazione dai mattoni alle barre stesse, allontanando il pericolo di fessurazione negli elementi resistenti.

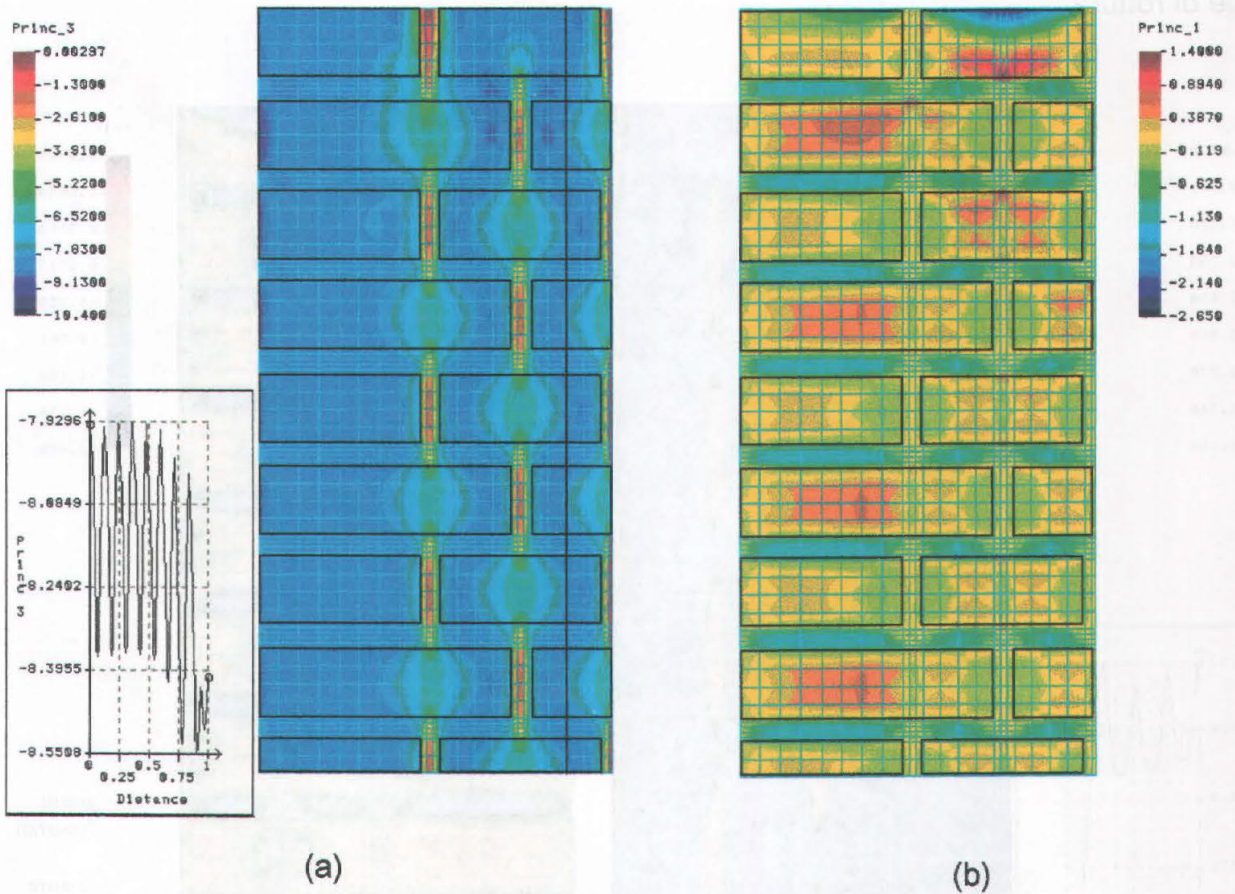


Fig. 144: Muro non consolidato ($u_y=3.20$ mm): tensioni principali di compressione (a) e di trazione (b).

⁷⁴ A differenza del modello fisico, in cui la fessurazione riduce le sezioni resistenti in gioco, il modello numerico, pur accumulando le trazioni in alcune regioni circoscritte, non cambia la sua geometria durante le fasi critiche.

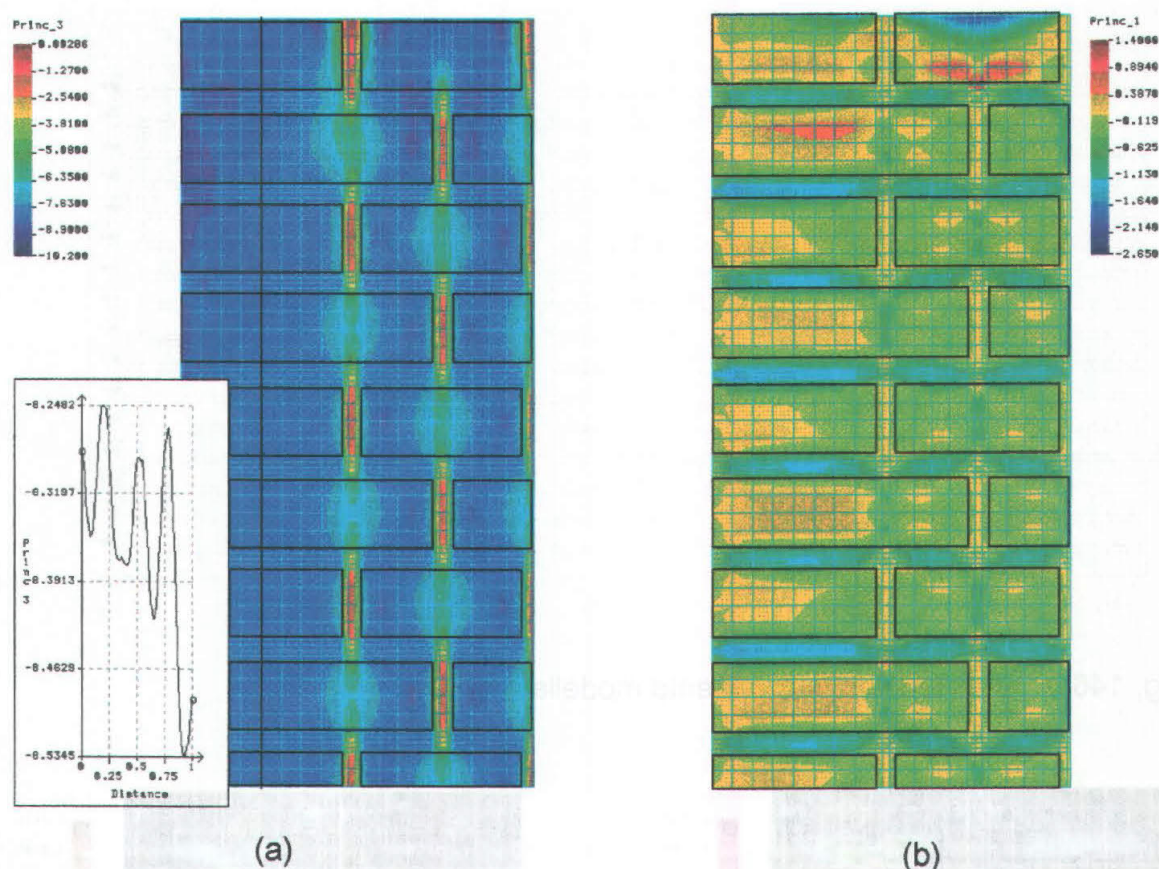


Fig. 145: Muro consolidato ($u_y=3.20$ mm): tensioni principali di compressione (a) e di trazione (b).

8.4.2 Ottimizzazione del rinforzo

Sono stati effettuati alcuni tentativi di ottimizzazione della distribuzione delle barre di rinforzo (diametro e spaziatura) a parità di quantità totale di acciaio inserita. Come indicato in Fig. 146, oltre al caso sperimentale, sono state considerate due situazioni estreme, una con concentrazione di $3\varnothing 8$ in soli due giunti di malta, e l'altra con diffusione di $1\varnothing 5$ in ciascun corso disponibile.

I risultati, in termini di distribuzione delle trazioni, sono riportati in Fig. 147. Rispetto al caso non consolidato, il modello con armatura concentrata ($3\varnothing 8$ in due corsi) comporta una riduzione delle trazioni del 20%, mentre quello con armatura diffusa ($1\varnothing 5$ ogni letto) si spinge fino al 50%. Il modello sperimentale, consolidato con $2\varnothing 6$ ogni tre giunti di malta, rappresenta quindi un compromesso accettabile tra la richiesta prestazionale (la riduzione è, in questo caso, del 40%) e le esigenze esecutive (riduzione del numero di scanalature e delle operazioni di ripristino dei giunti).

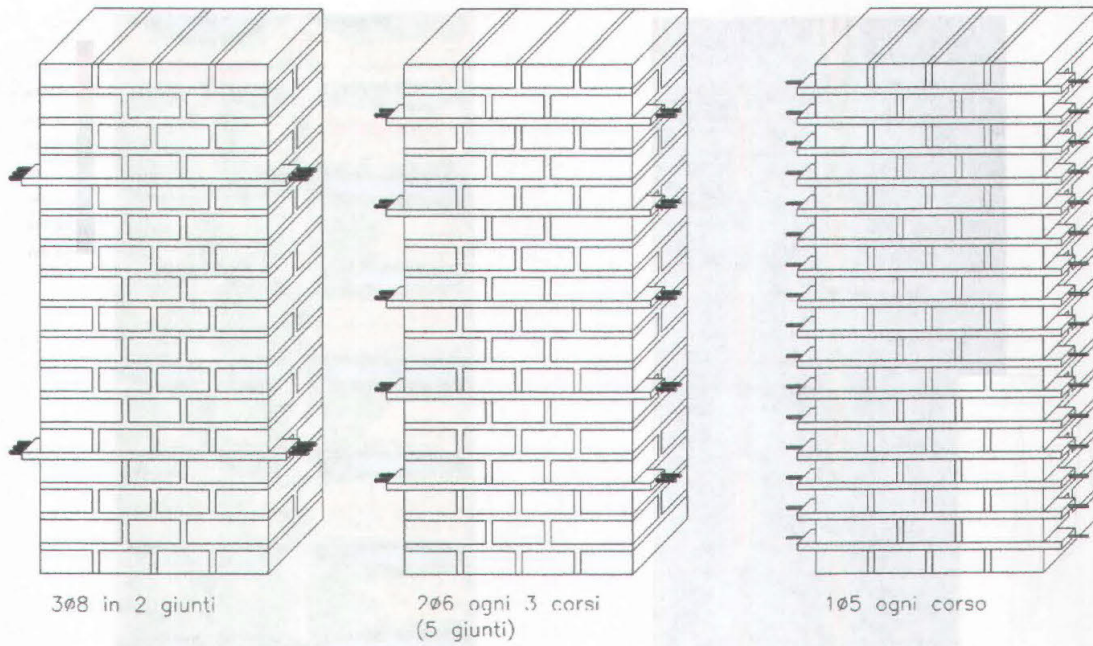


Fig. 146: Situazioni di consolidamento modellate.

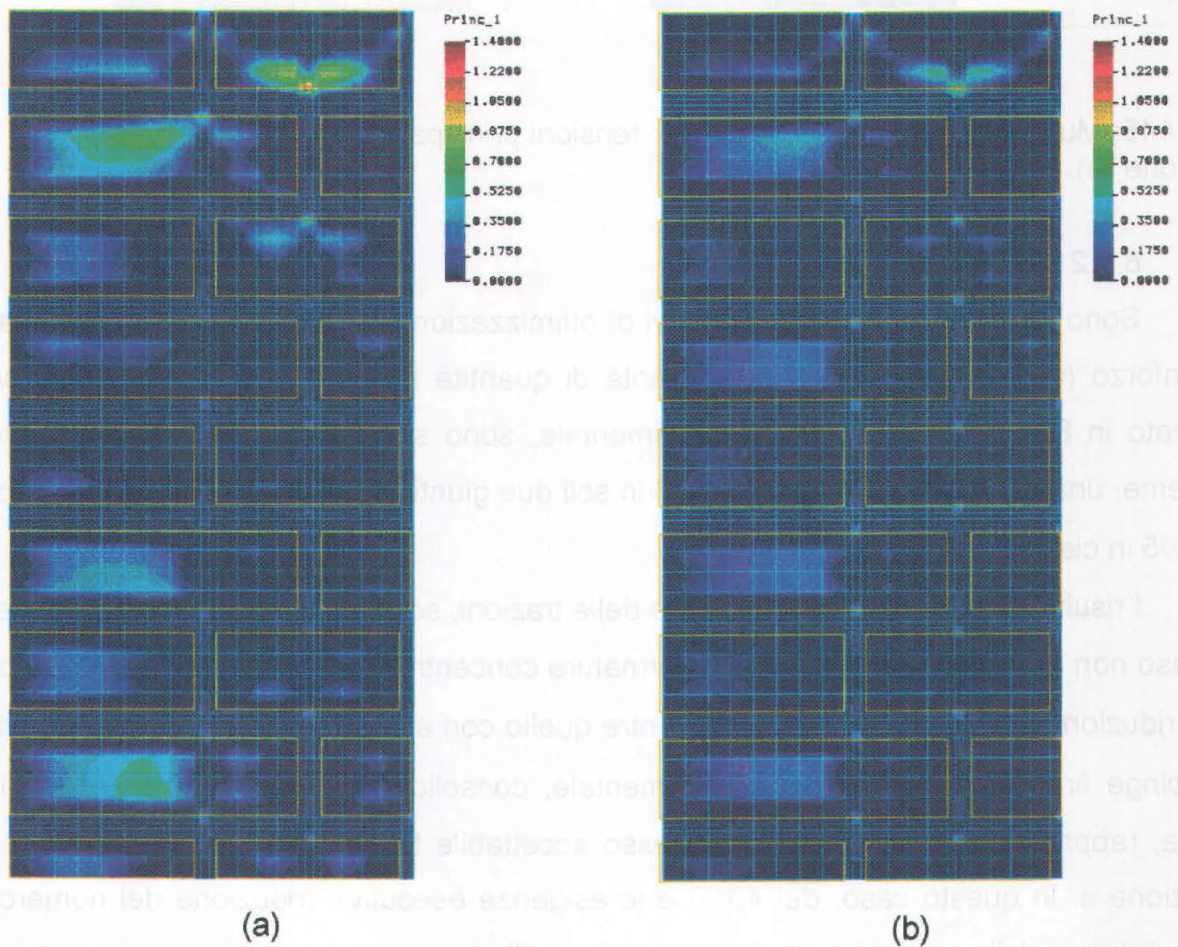
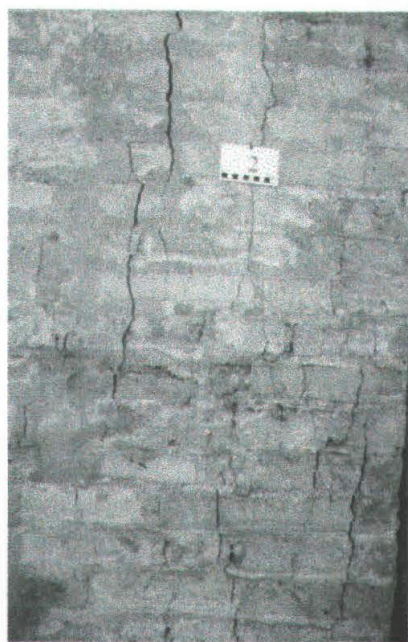


Fig. 147: Tensioni principali di trazione su muro consolidato ($u_y=3.20$ mm): rinforzo concentrato (a) e diffuso (b).

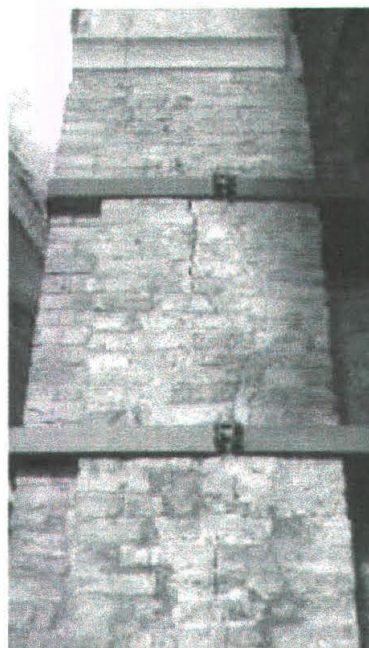
9. APPLICAZIONI IN SITO

La tecnica di rinforzo dei giunti di malta mediante barre d'acciaio è stata recentemente applicata su due casi di studio: il campanile della chiesa di S.Giustina in Padova, ed i pilastri della chiesa di S.Sofia, sempre in Padova.

Entrambe le costruzioni presentano una combinazione di fessure dovute a comuni dissesti e degrado dei materiali, ed all'effetto del notevole peso proprio, con lesioni tipicamente verticali, sottili e diffuse, localizzate in prevalenza nelle zone maggiormente caricate (Fig. 148). Oltre a misure di rinforzo strutturale tradizionali (irrigidimenti, tiranti) volte a migliorare il comportamento globale delle costruzioni, è stato necessario intervenire a livello locale con parziali sostruzioni ed iniezioni (Modena, 1997). L'intervento è stato completato dall'applicazione del repointing armato, che ha fornito ottimi risultati sia in termini di facilità d'esecuzione, che di risultato estetico. In particolare, presso la Chiesa di S.Sofia, dove è in atto una campagna di monitoraggio, è stato possibile rimuovere le cerchiature di contenimento.



(a)



(b)

Fig. 148: Degrado strutturale su murature in sito: campanile della Chiesa di s.Giustina (a) e pilastri della Chiesa di S.Sofia (b) in Padova.

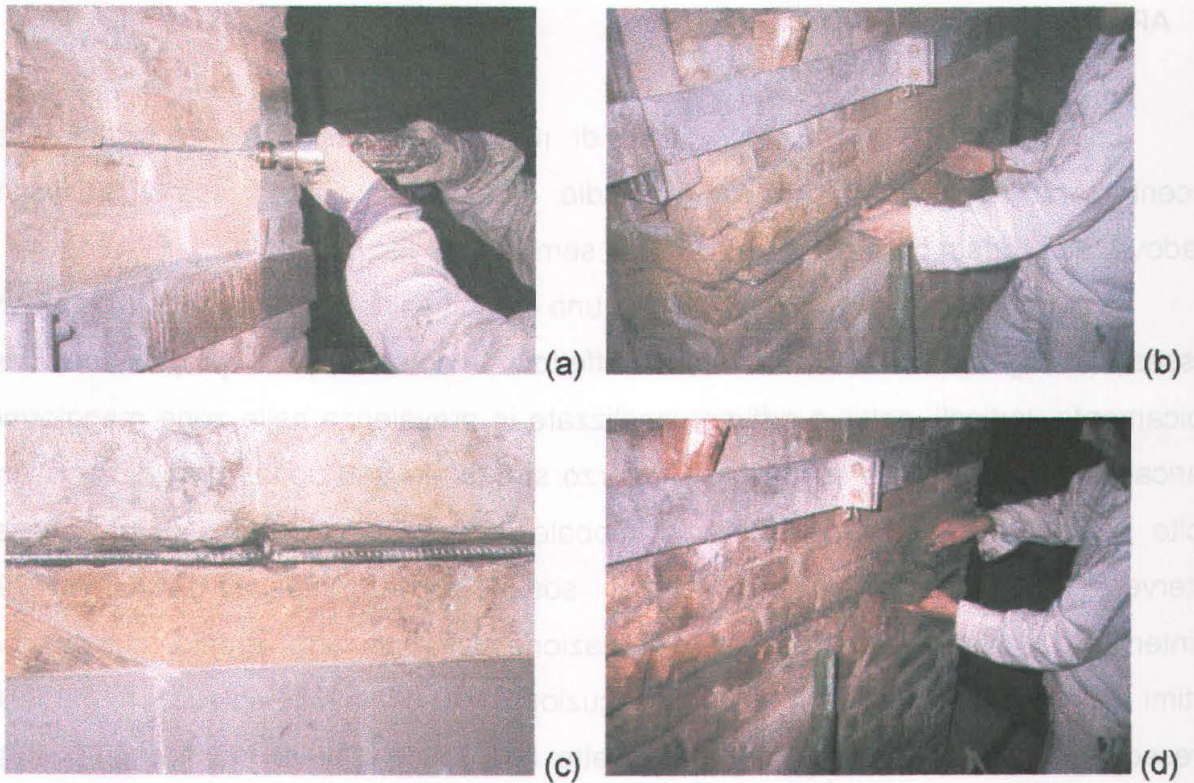


Fig. 149: Fasi di realizzazione dell'intervento di ristilatura armata sui pilastri della Chiesa di S.Sofia in Padova: taglio dei giunti (a); posizionamento della barra (b), e dei ganci trasversali (c); stilatura finale (d).

10. CONCLUSIONI

La presente ricerca ha riguardato le problematiche legate al consolidamento di murature storiche, sia di mattoni che di pietra. Sono stati considerati ed approfonditi numerosi aspetti, alcuni più generali, altri specifici per le tipologie murarie in esame.

Da un punto di vista generale, la ricerca ha messo in evidenza che l'uso di materiali e tecniche a base di calce idraulica consente una migliore adattabilità dell'intervento alle strutture esistenti:

- per quanto riguarda i materiali, la verifica comparata tra le proprietà dei cementi e delle calce impiegate nella ricerca ha confermato la maggiore compatibilità chimica, fisica e meccanica di quest'ultime, e l'affidabilità per una migliore durabilità;
- per ciò che concerne gli interventi sull'esistente, si è visto che è possibile individuare, tra le metodologie a base tradizionale, tecniche di consolidamento mirate, con opportune varianti e/o combinazioni, alla risoluzione di problemi strutturali specifici, capaci di non stravolgere l'identità originaria della costruzione.

Risultati significativi si sono ottenuti riguardo alle specifiche tipologie murarie:

Murature in pietra

Il problema del consolidamento di strutture murarie in pietra è stato affrontato per le problematiche attinenti alla tipologia a tre paramenti. Sono state individuate tre tecniche d'intervento (iniezioni, ristilatura e tiranti trasversali) e sono state proposte e studiate le loro possibili combinazioni. L'efficacia degli interventi è stata valutata mediante prove sperimentali distruttive e a minore grado d'invasività. Per la tecnica delle iniezioni, studi sperimentali specifici sono stati svolti sull'iniettabilità, in relazione all'influenza dell'impiego di additivi nelle miscele (fluidificante e ritentore d'acqua) ed alla disponibilità di supporti a diversa granulometria.

1) Comportamento meccanico e modellazione:

- *Iniezioni:*

- L'iniezione si configura come l'intervento di consolidamento di maggiore efficacia in muri a tre paramenti, in presenza di nucleo inconsistente o con buona percentuale di vuoti: nei muri testati si è riscontrato l'effettivo

- riempimento dei vuoti con massima diffusione, ed il rafforzamento del collegamento dei paramenti esterni con lo strato intermedio di riempimento.
- La tecnica ha fatto registrare gli incrementi di resistenza più elevati (superiori al 50% su muri portati a rottura), con variazioni del modulo elastico compatibili con i valori riscontrati in sito (variazioni massime del 100%) e significative riduzioni delle deformazioni trasversali (intorno al 30%).
 - Nei muri consolidati, la separazione progressiva dei paramenti, meccanismo responsabile della rottura, avviene per livelli di tensione molto più elevati rispetto ai muri non consolidati (variabili da 4 a 10 volte).
 - A parità di dosaggio (0.25% in peso sul legante), la presenza di additivi nelle miscele influisce sulla resistenza a compressione delle stesse (incrementi 70% per aggiunta di fluidificante), la quale influenza la resistenza a compressione di cilindri iniettati simulanti il nucleo di riempimento dei muri (incrementi superiori al 100%, sempre per le miscele fluidificate); tuttavia, le variazioni di resistenza riscontrate non influenzano le caratteristiche meccaniche dei muri.
 - La previsione della resistenza dei muri iniettati è possibile mediante l'impiego di modelli analitici semplificati, basati sulla somma del contributo dei paramenti esterni e del nucleo iniettato. I parametri in gioco sono ricavabili con semplici indagini e prove sperimentali: rapporti geometrici degli strati (mediante rilievo in sito), resistenza a compressione della miscela (da prove di laboratorio sul prodotto indurito) e capacità portante del paramento esterno (ricavabile in sito, ad es., mediante prove con i martinetti piatti doppi).
 - Il modello è valido per miscele di caratteristiche meccaniche confrontabili con quelle dei muri originali (comunque non superiori a 4 volte, per quanto verificato nella presente ricerca). In tale categoria rientrano sicuramente i prodotti a base di calce idraulica naturale, il cui impiego è auspicabile anche per problemi connessi alla durabilità; ad ogni modo, per quanto riportato in un punto precedente, l'impiego di malte ad alta resistenza meccanica non attiva resistenze maggiori nel muro.
 - L'apposizione di *tiranti* entro lo spessore murario si è dimostrata una tecnica efficace per la riduzione delle deformazioni trasversali sotto carico (decrementi del 50% circa rispetto al caso non consolidato).

- La *ristilatura* si configura come un intervento complementare in muri multistrato, di maggiore efficacia laddove la malta nei giunti sia fortemente degradata. La combinazione con l'apposizione di tiranti trasversali si propone come valida alternativa in muri a due paramenti accostati.
- *Interventi combinati*: la combinazione degli interventi si è dimostrata particolarmente efficace per i muri indagati: le migliori caratteristiche meccaniche si sono ottenute, infatti, per il muro consolidato con tutte e tre le tecniche.

2) Progetto ed esecuzione degli interventi:

- *Iniezioni ed iniettabilità*:
 - L'individuazione dei materiali adeguati alle caratteristiche del supporto da iniettare richiede un'accurata fase conoscitiva degli elementi in gioco. La ricerca ha consentito la messa a punto di procedure sperimentali finalizzate ad ottimizzare la scelta della miscela (rapporto a/l, eventuale additivazione, etc.). Il criterio si basa sulla selezione progressiva dei parametri considerati in virtù della richiesta del soddisfacimento dei requisiti di: (a) fluidità e stabilità (prerequisiti per l'iniettabilità, misurati ai coni standardizzati e mediante ispezioni visive), (b) iniettabilità del supporto (valutata in base a iniezioni entro cilindri di riempimento).
 - Nella fattispecie, la ricerca ha evidenziato l'inapplicabilità di additivi ritentori d'acqua per l'iniezione (nelle proporzioni indagate rispetto al legante, pari allo 0.25% in peso), mentre buoni risultati si sono ottenuti con l'aggiunta di fluidificante. Tuttavia, l'iniettabilità delle miscele indagate si è dimostrata sensibile alle diverse granulometrie del supporto indagate, evidenziando scarsissimo successo per diametri medi degli inerti minori di 1 cm.
 - Dal punto di vista esecutivo, per garantire il riempimento dei vuoti nell'interno murario è necessario adottare una distribuzione fitta delle cannule d'iniezione (rete di triangoli equilateri di lato non superiore a 25-30 cm).
 - E' comunque consigliata l'apposizione di cannule di controllo, a distanze non superiori a 30 cm da quelle iniettate, al fine di verificare l'effettiva diffusione della miscela.
- *Ristilatura*: la tecnica è attuabile con mezzi e manodopera comuni; il costipamento degli strati di malta entro i giunti scarniti rappresenta la fase che

richiede maggiore cura e controllo in fase di realizzazione. Inoltre, sono stati riscontrati tempi di realizzo superiori anche di 3-4 volte rispetto alla tecnica delle iniezioni.

- *Tirantini*: la tecnica è di semplice e rapida esecuzione; l'ancoraggio può essere attuato con la semplice piegatura delle barre entro giunti scarniti, qualora non si abbiano problemi per l'attraversamento completo dello spessore, oppure (ove consentito) mediante rimozione del concio eventualmente situato sulla traiettoria del tirante e successivo riposizionamento di elementi più piccoli con creazione di un nuovo giunto di malta corrispondente alla porzione ripiegata della barra.
- *Interventi combinati*: l'ottimizzazione dei tempi di esecuzione richiede la foratura per iniezione e tirantini a giunti scarniti, e la sigillatura di cannule e fessure (per le iniezioni) e l'ancoraggio dei tirantini contemporanei alla stilatura. In caso di muratura fortemente danneggiata, la foratura per il passaggio dei tiranti e/o la scarnitura dovranno essere eseguite a miscela consolidata.

4) Valutazione dell'efficacia:

- La metodologia sonica ha dimostrato la sua affidabilità per l'individuazione delle variazioni di consistenza apportate dagli interventi di consolidamento (soprattutto iniezioni, e ristilatura).
- Le prove con i martinetti piatti doppi hanno fornito misure di parametri meccanici confrontabili con quelli ottenuti dalle prove distruttive. Tuttavia, nelle murature in pietra, particolare attenzione va posta nella scelta della posizione dei martinetti, al fine di ottenere risultati effettivamente rappresentativi della muratura indagata.
- Ad ogni modo, la combinazione delle tecniche suddette, e di queste con le ispezioni (carotaggi ed endoscopie) rappresenta la soluzione ottimale per il controllo dell'efficacia degli interventi.

Possibili sviluppi della ricerca:

- *Miscele ed Iniettabilità*⁷⁵:
 - Approfondimento di ulteriori aspetti legati all'iniettabilità delle murature (finezza del legante, dosaggio e combinazione degli additivi);

⁷⁵ Sperimentazioni, in tal senso, sono già in atto in collaborazione con la Tassullo S.p.A. di Trento.

- Individuazione del raggio d'azione delle miscele (indicativo per la spaziatura dei fori in sito) mediante prove d'iniettabilità su cilindri lunghi (60 cm) delle miscele individuate nella ricerca;
- Studio delle variazioni nel tempo delle caratteristiche meccaniche di miscele e cilindri iniettati;
- Individuazione di nuove procedure di prova per la caratterizzazione delle miscele.
- Comportamento meccanico e modellazione di muri iniettati:
 - Valutazione dell'influenza, a parità di tipo di miscela e di supporto, della quantità di prodotto iniettato sulla resistenza meccanica dei muri e della diversa distribuzione dei fori;
 - Approfondimento dell'influenza della resistenza delle miscele sulla capacità portante delle murature (impiego di miscele appartenenti a diverse classi di resistenza per il consolidamento di muri dello stesso tipo), per l'affinamento del modello analitico proposto in questa sede.
- Ristilatura: influenza delle caratteristiche del materiale di riempimento dei giunti e della profondità di scarnitura sulla resistenza dell'elemento strutturale.
- Tiranti trasversali: indagare diversi sistemi di tirantature (materiali ed ancoraggi), modificando la distribuzione degli elementi metallici per unità di superficie.
- Applicazione in sito delle tecniche di consolidamento proposte.
- Caratterizzazione del comportamento a taglio di murature consolidate con le tecniche indicate.

Murature in mattoni

Nell'ambito delle problematiche legate alla fessurazione per compressione di murature storiche di mattoni, è stata messa a punto una tecnica di consolidamento basata sull'inserimento di barre metalliche nei giunti di malta orizzontali.

La tecnica è particolarmente versatile e si adatta a diverse tipologie murarie (monostrato, a più paramenti, sia portanti che con rivestimento esterno).

Fattibilità ed efficacia dell'intervento sono state valutate mediante studi sperimentali e numerici, effettuati su muri consolidati o solo rinforzati, che hanno portato ai seguenti risultati:

- 1) Comportamento meccanico:

- L'inserimento di limitate quantità di armatura (1‰ sulla sezione trasversale) consente di limitare le deformazioni orizzontali del muro e di frenare il processo fessurativo in atto.
 - Le barre agiscono a livello locale confinando la muratura, "caricandosi" delle trazioni altrimenti destinate ai mattoni. A parità di quantità di armatura la riduzione delle tensioni di trazione dei mattoni, per muri a due teste, è stata valutata pari al 20% per consolidamenti con 3Ø8 concentrati in due soli giunti (ogni nove corsi di malta), al 40% nel caso di 2Ø6 posizionati ogni tre corsi, e al 50% con 1Ø5 diffuso in ciascun giunto di malta.
 - La tecnica agisce prevalentemente sullo strato superficiale del muro, per cui non si hanno sostanziali incrementi di resistenza e di rigidità. La combinazione con altre tecniche di consolidamento (iniezioni, sostruzione), ove necessario, può completare la richiesta di ripristino delle condizioni di sicurezza globale della struttura.
 - In relazione al comportamento di muri rinforzati si è rilevata, in particolare per le condizioni di carico monotoniche, l'influenza del sistema di rinforzo (caratterizzato da diversi tipi di malta e modalità di ancoraggio della staffatura) sui risultati: il rinforzo Tipo 2 (malta premiscelata) ha fatto registrare deformazioni trasversali, concentrate particolarmente sui lati corti del campione, circa 3 volte superiori al sistema Tipo 1 (malta di calce e resina), a parità di carico massimo registrato.
 - Nei confronti del fenomeno di creep, i pannelli rinforzati hanno dimostrato una minore dilatazione (prevalentemente lungo i lati principali) ed un maggior carico limite (circa il 70% superiore) rispetto ai muri non rinforzati.
 - Anche per il fenomeno di creep, il muro consolidato con il sistema 2, ha dimostrato un peggiore comportamento in fase ultima: pur raggiungendo una deformazione massima paragonabile a quella del muro consolidato con il sistema 1, ha fatto registrare un carico massimo molto prossimo a quello del caso non rinforzato.
- 1) Progetto: il posizionamento di 2Ø6 ogni tre corsi di malta si è rivelato un buon compromesso tra richiesta della prestazione strutturale (riduzione delle trazioni nei mattoni), onere esecutivo e disturbo della muratura (in particolare per la realizzazione degli intagli).
 - 2) Esecuzione: la tecnica si rivela di facile e rapida applicazione, con impiego di materiali ed utensili comuni; particolare cura è richiesta nella fase di intaglio

(facilitata nel caso di malte deboli) che non deve intaccare gli elementi resistenti, e nella fase di compattazione del materiale di riempimento (se costituito da malta). Interventi eseguiti con resine presentano il vantaggio di poter essere iniettate nelle scanalature, ma è necessario accertarsi dell'efficacia del sistema di pompaggio.

- 3) Aspetti estetici: la tecnica è in grado di ripristinare l'integrità superficiale originaria del muro, potendosi mimetizzare completamente alla vista.

La tecnica è stata, infine, applicata a due casi reali, che hanno confermato i numerosi vantaggi sopra elencati, individuati nelle diverse fasi di studio.

Ulteriori sviluppi della ricerca sono tuttora in corso, in collaborazione con il Dipartimento d'Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano (prof. L. Binda) e prevedono:

- Il confronto di diverse modalità di iniezione per lesioni sottili diffuse;
- L'affinamento dei modelli analitici viscoelastici in relazione ai risultati sperimentali ottenuti.

BIBLIOGRAFIA

- Abbaneo S., Baronio G., Binda L., Tiraboschi C. (1993). Murature in pietra: classificazione ed indagini preliminari per la scelta e la progettazione delle miscele di iniezione. *Atti del Convegno Murature, Sicurezza, Recupero*, Trento.
- Abbaneo S., Schuller M., Binda L., Atkinson R., Berra M. (1996). Acoustic tomography application to the study of full-scale model of a masonry building. *7th North American Masonry Conference*, South Bend, Indiana, U.S.A.
- A.B.N.T. (1983). *Calda de cimento para injecao-determinacao do indice de fluidez*. N.B.R. 7682.
- Andreas U. (1996). Failure criteria for masonry panels under in plane loading. *Journal of Structural Engineering, ASCE* **122:1**, 37-46.
- Andreotti E., Vanenti R., Rossetto S. (1993). *Consolidamento delle murature in pietra: procedura di indagine atta a qualificare la tecnica di iniezione*. Tesi di Laurea. Rel. Prof. L. Binda. Politecnico di Milano.
- Anzani A., Binda L. e Melchiorri G. (1996). Il comportamento dipendente dal tempo di antiche murature: un'indagine sperimentale, *Convegno La meccanica della murature tra teoria e progetto*, Messina, Pitagora Editrice, 115-124.
- Anzani A., Binda L. e Mirabella G. (1993a). Time dependent behaviour of masonry: experimental results and numerical analysis, *3rd STREMA, Computational Mechanics Publications*, 415-422.
- Anzani A., Binda L. e Mirabella G. (1993b). A numerical interpretation of long-term behaviour of masonry materials under persistent loads, *Structural Studies of Historical Buildings IV 1 – Architectural Studies, Materials & Analysis*, C.A. Brebbia & B. Leftheris Ed., Computational Mechanics Publ., 606-613.
- Anzani A., Binda L. e Mirabella G. (1999). The role of heavy persistent actions into the behaviour of ancient masonry, *Structural Faults + Repair, 8th International Conference and Exhibition*, London (CD ROM).
- Apih V. (1992). Masonry friendly strengthening of the walls. *International Workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.
- ASTM C937 (1980). Standard Specification for Grout Fluidifier for Preplaced-Aggregate Concrete.

- ASTM C939 (1994). Standard Test Method for Flow of grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method).
- ASTM C940 (1989). Standard Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory.
- ASTM C943 (1996). Standard Practice for Making Test Cylinders and Prisms for Determining Strength and Density of Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory.
- Atkinson R.H & Shuller M.P. (1992). Development of injectable grouts for the repair of unreinforced masonry. *International Workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.
- Baronio G., Abbaneo S., Binda L. (1993). Le murature in pietra: malte per consolidamento. *Atti del convegno Le pietre da costruzione: il tufo calcareo e la pietra leccese*, Bari, 747-761.
- Baronio G., Binda L. (1983). Curabilità di strutture murarie in mattoni pieni. *Recuperare* 2:4.
- Baronio G., Binda L. and Modena C. (1992). Criteria and methods for the optional choice of grouts according to the characteristic of masonry. *International workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.
- Beolchini G.C., Grillo F., Ricciardulli G. (1997a). Prove cicliche a compressione diagonale su pannelli in muratura di pietrame rinforzati con diverse tecniche: confronto dei risultati. *Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS*, Taormina.
- Beolchini G.C., Grillo F., Ricciardulli G., Valente G. (1997b). 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*, Taormina.
- Berra M., Binda L., Anti L., Faticcioni A. (1992). Non destructive evaluation of the efficacy of masonry strengthening by grouting techniques. *Int. Workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano.
- 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.
- Binda L. (1993). Strengthening of masonry by injection technique. *6th North American Masonry Conf.*, Philadelphia, U.S.A.

Binda L. (1998). Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici: caratterizzazione meccanica delle murature in pietra della Lunigiana e verifica sperimentale dell'efficienza delle tecniche d'intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici in muratura. Classificazione e schedatura delle tipologie murarie. *Convenzione di studio tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano*.

Binda L., Anti L. e Valsasnini L. (1993). Indagine sperimentale sul comportamento meccanico dei materiali recuperati dalle rovine della torre civica. *Tema - Tempo Materia Architettura* 4, 27-41.

Binda L., Baronio G., Gambarotta L., Lagomarsino S., Modena C. (1999). Masonry building in seismic areas of central Italy: a multi-level approach to conservation. *8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, USA (CD-ROM).

Binda L., Baronio G., Penazzi D., Palma M., Tiraboschi C. (1999). 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 (CD-ROM).

Binda L., Fontana A., Mirabella G. (1994). Mechanical behaviour and stress distribution in multiple-leaf walls. *10th International Brick-Block Masonry Conference*, Calgary, Canada.

Binda L., Fontana A., Mirabella G. (1993). Modelling of the mechanical behaviour of multiple-leaf stone walls. *Computer Methods in Structural Masonry* 2, G.N. Pande, J. Middleton Ed., Books & Journals International, 229-241.

Binda L., Gambarotta L., Lagomarsino S., Modena C. (1999). Masonry constructions in seismic areas of central Italy: a multilevel approach to conservation. *8NAMC*, Austin, U.S.A.

Binda L., Gatti G., Mangano G., Poggi G. e Sacchi Mandriani G. (1992). The collapse of the civic tower of Pavia: a survey of the materials and structure. *Masonry International* 6:1, 11-20.

Binda L., Mirabella G. e Poggi C. (1995). Il campanile del duomo di Monza: valutazione delle condizioni statiche. *L'edilizia* 7/8, 44-53.

Binda L., Mirabella G. e Tiraboschi C. (1996). Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti. *Atti del convegno nazionale 'La meccanica delle murature tra teoria e progetto'*, Messina, 44-54.

Binda L., Modena C., Baronio G. (1993). Strengthening of masonries by injection technique. *Proc. of 6th NaMC* 1, Philadelphia, 1-14.

- Binda L., Modena C., Baronio G., Abbaneo A. (1995). Repair and investigation techniques for stone masonry walls. *Proc. of the 6th Int. Conf. On Structural Faults & Repair-95* 3, 201-210.
- Binda L., Modena C., Baronio G., Anzani A. (1998). Tecniche d'indagine e di consolidamento per le murature in pietra. *Consolidamento strutturale*, apr.-giugno '98.
- Binda L., Modena C., Baronio G., Gelmi A. (1994). Experimental qualification of injection admixtures used for repair and strengthening of stone masonry walls. *Proc. of the 10th Int. Brick/Block Masonry Conf. 2*, Calgary, Alberta, Canada.
- Binda L., Modena C., Valluzzi M.R., Zago R. (1999). Mechanical effects of bed joint steel reinforcement in historic brick masonry structures", *Structural Faults + Repair, 8th International Conference and Exhibition, London* (CD ROM).
- Binda L., Tiraboschi C. (1999). Flat-jack test as a slightly destructive technique for the diagnosis of brick and stone masonry structures. *Structural Faults + Repair, 8th International Conference and Exhibition, London* (CD ROM).
- Borea S., Lampugnani B. (1992). *Le murature in pietra: analisi tipologica e strutturale su sezioni di muri danneggiati dal sisma in Liguria e Friuli*. Tesi di Laurea, Rel. L. Binda, Politecnico di Milano.
- Borri A., Giofrè M., Vignoli A. (1999). Caratterizzazione meccanica delle murature nelle zone interessate dal sisma umbro-marchigiano del 1997. *9° Convegno Nazionale L'ingegneria sismica in Italia*, Torino.
- Caleca L., De Vecchi A. (1990). *Tecnologie di consolidamento delle strutture murarie*, Ed. Flaccovio.
- Carbonara G. (1996). *Restauro Architettonico* (vol. II, sez. E2), UTET, Torino.
- Carbone A., Dipalma R. (1995). *Conservazione della casa terranea di Montescaglioso: tipologia, struttura e tecniche di riparazione*. Tesi di Laurea, Rel. L. Binda. Politecnico di Milano.
- Chiostrini S., Vignoli A. (1992). In-situ determination of the strength properties of masonry walls through destructive shear and compression tests. *International Workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.
- Chiostrini S., Vignoli A. (1994). In-situ determination of the strength properties of masonry walls by destructive shear and compression tests. *Masonry international* 7:3.
- CNR, AA. VV. (1994). *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro, verso una politica di prevenzione*, LINT Ed., Trieste.

- Collepari M. (1989a). Classificazione delle possibili tipologie delle murature degli edifici storici in base all'uso dei materiali originali. *L'edilizia e l'industrializzazione* 9/89, 428-433.
- Collepari M. (1989b). Cause chimiche di degrado dei materiali originali nelle murature degli edifici storici. *L'edilizia e l'industrializzazione* 10/89, 493-501.
- Collepari M. (1989c). Il degrado chimico causato dal restauro delle murature degli edifici storici. *L'edilizia e l'industrializzazione* 11/89, 575-584.
- Collepari M. (1991). *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Hoepli, Milano.
- Collepari M., Coppola L. (1991). Il risanamento degli edifici storici: situazione attuale e prospettive nella ricerca. *L'Edilizia* 9/9137-548.
- Collepari M., Coppola L., Pistolesi C. (1993). Materiali e tecnologie per il restauro delle opere in calcestruzzo. *Atti Convegno di Studi Calcestruzzi antichi e moderni. Storia, cultura e tecnologia*, Bressanone (BZ).
- Coppola L. and Collepari M. (1993). Dissesto e restauro delle antiche murature a sacco: gradienti termici provocati da iniezioni di cemento. *Atti Convegno di Studi Calcestruzzi antichi e moderni. Storia, cultura e tecnologia*, Bressanone (BZ).
- Da Porto F. (2000). *Indagini sperimentali sull'efficacia di tecniche di consolidamento di murature storiche in pietra*. Tesi di Laurea. Rel. C. Modena. Università di Padova.
- Egermann R. (1993). Edifici in muratura di pietra; ricerca ed applicazioni all'Università di Karlsruhe (Germania). *Atti del Convegno Murature, sicurezza, recupero. Relazioni*, Trento, 70-95.
- Egermann R., Neuwald C. (1993). Analysis of the load bearing behaviour of multiple leaf masonry by the use of the finite element method. *Computer Methods in Structural Masonry* 2, G.N. Pande, J. Middleton Ed., Books & Journals International, 196-205.
- Egermann R., Neuwald C. (1994). Assessment of the load bearing capacity of historic multiple leaf masonry walls. *10th IB²MAC*, Calgary, Canada, 1603-1612.
- Ferragni D., Forti M., Malliet J. (1983). Injection grouting of mural paintings and mosaics. *Adhesives and consolidants*, London.
- Flügge W. (1967). *Viscoelasticity*, Blaisdell Pub. Co., Waltham.
- Gelmi A., Modena C., Rossi P.P., Zaninetti A. (1993). Mechanical characterization of stone masonry structures in old urban nuclei. *The 6th North American Masonry Conference*, Philadelphia, USA.
- Gil N. P. (1995). *Grouting as a repair and strengthening technique to historic masonry buildings*. Master Thesis. Leuven, Belgio.
- Gioda G. (1981). *Meccanica delle rocce*, Clup, Milano.

- Giuffré A. (1990). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*, Kappa Ed.
- Giuffré A. (1993). *Sicurezza e conservazione nei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza Ed., Bari.
- GNDT (1993). *Rischio sismico di edifici pubblici, parte I: aspetti metodologici*, Tipografia Moderna, Bologna.
- GNDT, 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.
- Hamid A.A., El-Sayed T., Salama A. (1999). *Seismic retrofit of historic multiwythe stone masonry walls*. 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, USA (CD-ROM).
- Helmut R.A. (1980). *Structure and rheology of fresh cement paste*. Proc. of the 7th Int. Conf. on the Chemistry of Cement, Paris.
- Hendry A. (1993). *Valutazione della resistenza della muratura in pietra nelle strutture esistenti*. Murature Sicurezza Recupero, Trento.
- Leafer D., Baronio G., Anzani A., Binda L. (1996). *Measurements of grout injection efficacy for stone masonry walls*. 7th North American Masonry Conference, South Bend, Indiana, U.S.A.
- Lee S. B., Suter G. T. (1999). *Mechanical properties of stone masonry*. 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, U.S.A.
- Lenczner D. (1986). *Creep and prestress losses in brick masonry*. *The Structural Engineer* **64b:3**, 57-62.
- Lenczner D. (1988). *Creep in brickwork walls at high and low stress/strength ratios*. *The 8th Brick and block masonry conference*, Dublin, 325-333.
- Lenczner D. and Harvey R. J. (1991). *Creep and loss of prestress in concrete block of masonry*. 9th Brick/block masonry conference, Berlin, 1068-1078.
- Lengrand C. (1982). *La structure des suspensions de ciments*. *Le beton hydraulique*, Presses de L'ENPC, Paris.
- Littlejohn G.S. (1982). *Design of cement based grouts*. Reprinted from Proc. of the Conf. in Geotechnical Engineering, ASCE, New Orleans.
- Lourenco B. P. (1997). *An anisotropic macro-model for masonry platens and shells: implementation and validation*. Delft University Press.
- Lourenco P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Ph.D. Thesis. Delft University Press.

- Lourenco P. B. and Rots J.G. (1993). *On the use of micro-models for the analysis of masonry shear walls*. Proc. 2nd International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, G. N. Pande and J. Middleton Ed., Swansea, UK.
- M. LL. PP. (1987). Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. D.M. 20/11/87.
- Mancuso P., Failla A. (1981). Iniezioni con malte cementizie e resine. *C.N.R. Progetto Finalizzato Geodinamica, Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura, Costruzioni in zona sismica*, Masson, 90-91.
- Marsaglia V. (1998). *La tecnica delle iniezioni consolidanti: proprietà leganti di miscela a base di calce-pozzolana-cemento*. Tesi di Laurea, Rel. G. Baronio, Politecnico di Milano.
- Mastrodicasa S. (1993). *Dissesti statici delle strutture edilizie*, Hoepli, Milano.
- Mazzolini S., Pineschi F. (1998). *Il terremoto Umbro – Marchigiano: indagine sui danni e prime valutazioni sull'efficacia delle tecniche di consolidamento negli edifici in muratura*. Tesi di Laurea, Rel. C. Modena, I.U.A.V.
- Miltiadou A. E. (1985). *Grouting as a method for the repair of masonry monuments*. Master thesis. Institute of Advanced Architectural Studies, University of York, York, England.
- Miltiadou A. E. (1990). *Contribution à l'étude des coulis hydrauliques pour la réparation et le renforcement des structures et des monuments historiques en maçonnerie*. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Mirabella G., Anzani A., Binda L. (1998). The behaviour of ancient masonry towers under long-term and cyclic actions, *Proc. Computer Methods in Structural Masonry 4*, G.N. Pande, J. Middleton and B. Kralj Ed., E&FN SPON, 263-243.
- Mirabella G., Binda L. and Anzani A. (1997). Experimental investigation into effects of persistent and cyclic loads on the masonry of ancient towers, *Proc. of Structural Faults & Repair, Edinburgh*, M.C. Forde Ed., 339-347.
- Modena C. (1989). Italian practice in evaluating, strengthening and retrofitting masonry buildings", *Proc. of an International Seminar on Evaluating, Strengthening, and Retrofitting Masonry Buildings*, University of Texas at Arlington, U.S.A.
- Modena C. (1997). Criteria for cautious repair of historic buildings, *Evaluation and Strengthening of Existing Masonry Structures*, L. Binda & C. Modena Ed., RILEM, 25-42.
- Modena C. (1999). *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., Bettio C. (1994). Experimental characterisation and modelling of injected and jacketed masonry walls. *Proc. Italian-French Symposium Strengthening and Repair of Structures in Seismic Area*, Nizza, France, 273-282.

Modena C., Binda L., Anzani A. (1997). Investigation for the design and control of the repair intervention on a historical stone masonry wall. *7th Int. Conf. on Structural Faults & Repair*, 233-242.

Modena C., Zavarise G., Valluzzi M.R. (1998). Modelling of stone masonry walls strengthened by RC jackets. *Computer Methods in Structural Masonry 4*, Florence sept. 1997, E&FN SPON, 285-292.

Odorizzi S. (1989). Considerazioni generali sui materiali per interventi conservativi e storico conservativi. *Consorzio Anaune produzione Cementi*, Tassullo, TN.

Odorizzi S. (1998). Malte ed intonaci nell'edilizia biologica. *Incontri di architettura bioecologica 98*.

Paillere A., Miltiadou A., Guinez R., Serrano J.J. (1992). Use of silica fume and superplasticizers in cement grouts for injection of fine cracks. *International Workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.

Paillere A., Rizoullierez Y. (1978). Réparation des structures en beton par injection des polymeres. *Bul. Liason Lab. des Ponts et Chaussées*, Ref. 2208.

Patella A. (1997). *Il campanile del Duomo di Monza: il degrado chimico-fisico, il comportamento dinamico, le prime prove sperimentali per l'intervento di consolidamento*. Tesi di Laurea, Rel. L. Binda, Politecnico di Milano.

Pisano F. (1999). *Validità di modelli fisici nello studio della tecnica di iniezione di murature storiche a tre paramenti*. Tesi di Laurea, Rel. L. Binda, Politecnico di Milano.

Pres. Cons. Min. (1939). Regio Decreto 16/11/1939. Norme per l'accettazione ed il collaudo dei materiali da costruzione.

Reuben H. K. (1990). *Chemical grouting*, Marcel Dekker Inc.

Riva G., Bettio C., Modena C. (1999). Valutazioni qualitative di caratteristiche meccaniche di murature in pietra esistenti mediante prove non distruttive. *Materiali e Strutture 1*, L'Erma, Bretschneider Ed., Roma.

- Romaniello G, Guardì G. (1993). *Conservazione delle murature dei "Sassi di Matera": i materiali, la struttura ed il consolidamento mediante iniezioni*. Tesi di laurea. Rel. Prof. L. Binda, Politecnico di Milano.
- Roncero J. (2000). Effect of superplasticizers on the behaviour of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes. Ph. D. Thesis, Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Rossi P.P. (1990). *Non destructive evaluation of the mechanical characteristics of masonry structures*, Quaderni dell'ISMES, n. 278.
- Rots J. G. (1991). Compute simulation of masonry fracture: continuum and discontinuum models. Delft University Press.
- Schuller M., Berra M., Atkinson R., Binda L. (1995). Acoustic tomography for evaluation of unreinforced masonry, *Evaluation and Strengthening of Existing Masonry Structures*, University of Padua, Italy.
- Shing P. B. (1996). Finite element analysis of masonry structures. *Atti del Convegno La meccanica delle murature tra teoria e progetto*, Messina, 1-16.
- Tassullo S.p.A. (1997). Comunicazione privata.
- Tomasi A., Odorizzi S., Scardi P., Gialanella S. (1987). Studio su materiali da costruzione per applicazioni in ristrutturazioni storico conservative. *Conoscenze e sviluppi teorici per la conservazione di sistemi tradizionali in muratura*, Bressanone (BZ).
- Tomazevic M. (1992). Laboratory and in situ tests of the efficacy of grouting and tying of stone masonry walls. *International workshop on the Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas*, Politecnico di Milano, Milano.
- Tomazevic M. (1999). Repair and strengthening of Masonry Buildings. *Earthquake-Resistant Design of masonry Buildings*.
- Tomazevic M., Apih V. (1993). The strengthening of stone-masonry walls by injecting the masonry-friendly grouts. *European Earthquake Engineering 1*.
- Tomazevic M., Lutman M. And Weiss P. (1996). Seismic upgrading of old brick masonry urban houses: tying of walls with steel ties. *Earthquake spectra*, 12:3, 599-622.
- 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. conf. on the conservation of monuments in the Mediterranean Basin 3*, Rodhes, Greece, 385-394.

- UNI (1996). Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di murature. Parte 1: Regole generali per gli edifici.
- UNI 6135 (1972) Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di trazione.
- UNI 6556 (1976). Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- UNI 9724-2 (1990). Materiali lapidei. Determinazione della massa volumica apparente e del coefficiente d'imbibizione.
- UNI EN 196/3 (1994). Metodi di prova dei cementi. Determinazione del tempo di presa e della stabilità.
- UNI EN 452/2 (1994). Calci da costruzione. Metodi di prova.
- Van Rickstal F. and Van Gemert D. (1995). Evaluation of cement grout and brick masonry for injection purposes. Evaluation and strengthening of existing masonry structures. L. Binda & C. Modena Ed., Padua, Italy.
- Vintzileou E., Tassios T.P. (1995). Three leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, May '95.
- Warnecke, P. (1997). Load bearing capacity of historical masonry. *11th IB²MAC*, Shanghai, China, 1063-1071.
- Wolde-Tinsae A.M., Colville J. and Stark C. (1988). Differential movement in composite masonry walls, *The 8th Brick and block masonry conference*, Dublin, 1089-1100.
- Wyatt K.J., Lenczner D. and Sallahuddin J. (1975). The analysis of creep data in brickwork, *Proc. British Ceramic Society*, 11-19.
- Zuccaro G., Della Bella M. e Papa F. (1999). Caratterizzazione tipologico strutturale a scala nazionale. *L'ingegneria sismica in Italia, 9° convegno nazionale*, Torino (CD-ROM).

APPENDICE I:***COMPATIBILITÀ TRA I MATERIALI:******VERIFICA COMPARATA DELLE PROPRIETÀ DELLE CALCI E DEI CEMENTI***

I.A Degrado dei materiali e definizione delle calci idrauliche.

I.B Proprietà di calci e cementi: confronti sperimentali.

I.A DEGRADO DEI MATERIALI E DEFINIZIONE DELLE CALCI IDRAULICHE

Il degrado delle costruzioni esistenti, com'è noto, coinvolge i materiali dal punto di vista chimico-fisico e meccanico. I diversi fenomeni di degrado hanno in comune una causa essenziale, che è data dalla presenza dell'acqua, sia essa di risalita o ricevuta direttamente dall'aria o dalle piogge (Collepari & Coppola, 1991).

Dal punto di vista *fisico*, l'acqua, per fenomeni di soluzione e/o evaporazione può essere causa di un impoverimento delle componenti delle malte esistenti (dilavamento dei leganti aerei) e/o essere responsabile di possibili coazioni interne (variazioni volumetriche, effetto gelo-disgelo, cristallizzazione dei sali idrosolubili ed eventuale formazione di efflorescenze superficiali).

Dal punto di vista *chimico*, la compresenza di costituenti reattivi (solfati, alcali) può attivare fenomeni espansivi e fessurativi legati alla formazione di ettringite e thaumasite, o connessi alla nota reazione alcali-aggregato (Collepari, 1991).

Tali fenomeni possono avvenire nella muratura esistente in virtù della tipologia dei materiali presenti, ossia del tipo di malta (legante ed inerte) e del tipo di elemento resistente (mattono o pietra), oppure, in situazioni non potenzialmente pericolose, a causa dell'apporto di materiali incompatibili in fase d'intervento.

Le possibili interazioni tra materiali di apporto, ad es. per un'iniezione di miscela consolidante o per la sostituzione delle malte degradate, sono messe bene in luce da Collepari (1989b, 1989c): la formazione di ettringite e thaumasite è preposta alla presenza di gesso (presente nelle malte esistenti o apportato dai leganti dei prodotti di consolidamento) e dall'interazione con particolari composti prodotti dall'idratazione dei leganti (alluminati idrati di calcio, o C3A, e silicati idrati di calcio, o C3S) (Fig. Al.1); la reazione alcali-aggregato avviene in presenza di elementi lapidei silicei e leganti ad elevato contenuto di alcali (Fig. Al.2).

Gli elementi reattivi caratterizzanti i fenomeni sopra descritti sono particolarmente contenuti nei cementi (v. Fig. Al.4 e Al.5); le calci idrauliche, infatti, sono costituite da composti più semplici (silicati monocalcici ed alluminati bicalcici), da cui il minor pericolo di attivazione di fenomeni di degrado. Inoltre, come di seguito descritto, le calci idrauliche possiedono ulteriori e numerosi vantaggi, che ne consentono l'impiego con maggiori garanzie di compatibilità (chimica, fisica e meccanica) e durabilità.

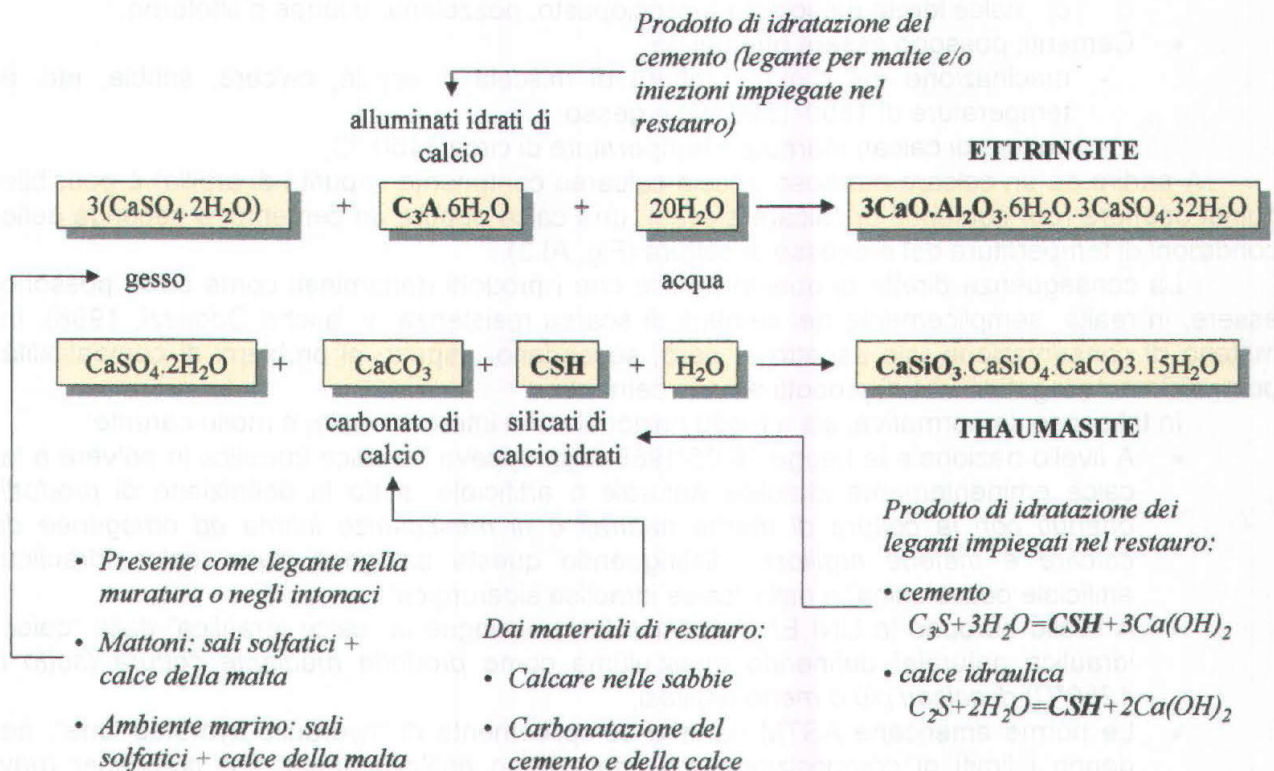


Fig. Al.1: Reattività ai solfati: formazione di ettringite e thaumasite.

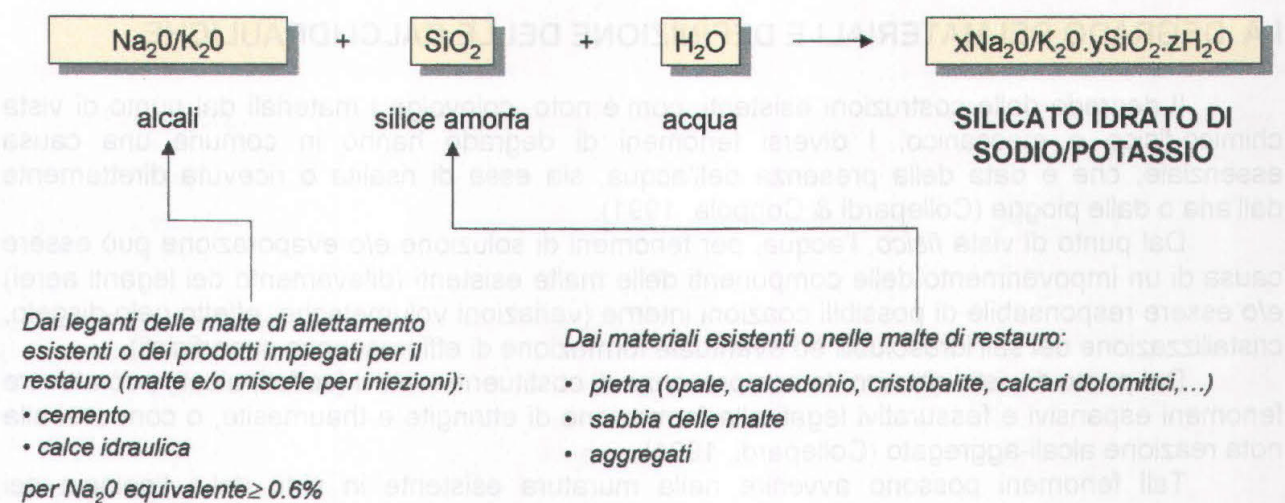


Fig. Al.2: Reazione alcali-aggregato.

Tuttavia, nonostante le considerazioni sopra riportate giustificherebbero l'uso predominante (se non esclusivo, in particolari situazioni) delle calce idrauliche rispetto ai cementi, la scelta del materiale più idoneo alle murature esistenti non è così facile. Il problema fondamentale si colloca, addirittura, in fase di definizione, poiché non esistono attualmente dei criteri sufficientemente validi che permettano di distinguere una calce da un cemento considerando tutti i possibili aspetti legati al restauro.

Di fatto, i leganti da costruzione possono essere distinti in:

- Calci idrauliche: possono essere naturali od artificiali:
 - calce idrauliche *naturali*: prodotti derivanti dalla cottura (calcinazione) di calcari marnosi a temperature di 900-1000 °C;
 - calce idrauliche *artificiali*: possono avere diversa provenienza:
 - a) cottura di miscele meccaniche di calcari puri ed argilla
 - b) "diluizione" del cemento Portland con filler (ed eventuale aggiunta di additivi aeranti per migliorare la lavorabilità) o con calce idrata
 - c) calce idrata mescolata a cocchiopesto, pozzolana, o loppe d'altoforno.
- Cementi: possono essere ottenuti da:
 - macinazione del clinker (cottura di miscela di argilla, calcare, sabbia, etc. a temperature di 1300-1500 °C) e gesso;
 - cottura di calcari marnosi a temperature di circa 1450 °C.

A partire da un calcare marnoso (roccia calcarea contenente impurità di argilla) è possibile quindi ottenere (per contenuti di calcare elevati), una calce oppure un cemento, a seconda delle condizioni di temperatura del processo di cottura (Fig. Al.3).

La conseguenza diretta di questo fatto è che i prodotti denominati come calci, possono essere, in realtà, semplicemente dei cementi di scarsa resistenza (v. anche Odorizzi, 1998). In materia di conservazione tale aspetto è, però, secondario, rispetto ai problemi di compatibilità potenzialmente legati all'uso di prodotti a base cementizia.

In tal senso, la normativa, sia a livello nazionale che internazionale, è molto carente:

- A livello nazionale la Legge 26/05/1965 raggruppava "la calce idraulica in polvere e la calce eminentemente idraulica naturale o artificiale" sotto la definizione di *prodotti ottenuti con la cottura di marne naturali o di mescolanze intime ed omogenee di calcare e materie argillose*, distinguendo questa categoria dalla "calce idraulica artificiale pozzolanica" e dalla "calce idraulica siderurgica";
- A livello europeo la UNI ENV 459/1 (1994) distingue la "calce idraulica" dalla "calce idraulica naturale" definendo quest'ultima come *prodotta mediante cottura (sotto i 1250°C) di calcari più o meno argillosi*;
- Le norme americane ASTM parlano semplicemente di "hydraulic hydrated lime", ne danno i limiti di composizione ma aggiungono esplicitamente: *the purchaser may*

increase the hydraulicity by adding pulverized Portland cement clinker or pozzolan either natural or artificial⁷⁶.

Il miglior approccio sembrerebbe quello della norma UNI, che limita la temperatura di cottura della materia prima ma, se si entra nel merito dei requisiti richiesti per la qualificazione delle calci, si scopre che il criterio adottato si basa essenzialmente sulla limitazione della resistenza meccanica (pur con la distinzione di diverse classi), e che non vi sono comunque requisiti attribuiti specificatamente alle calci naturali. Il confronto tra i requisiti afferenti alle tre normative considerate è riportato nelle Tab. Al.1, Al.2 e Al.3.

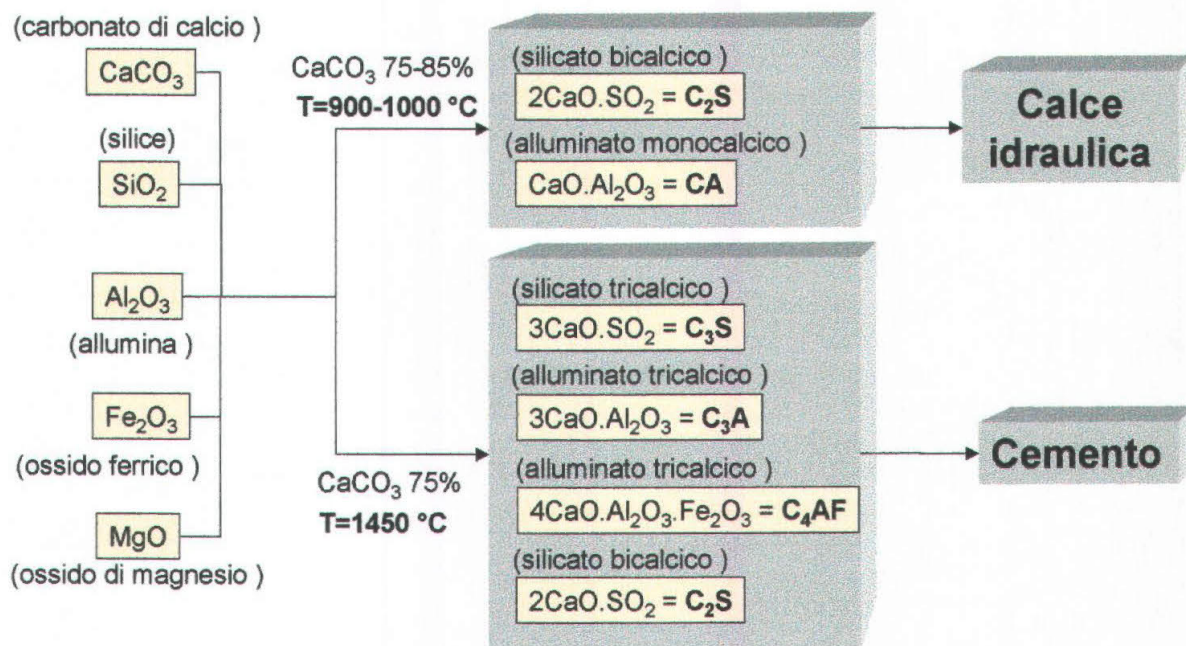


Fig. Al.3: Composti mineralogici delle calci e dei cementi e fattori determinanti la loro formazione.

Tab. Al.1: D.M. 31/08/1972: "Requisiti di accettazione e modalità di prova di leganti idraulici".

Tipo di calce	Resistenza a compressione (MPa)	Contenuto %	Stabilità di volume	Tempo di presa
	28 gg	MgO		
Calci idrauliche naturali o artificiali in polvere	1.5	≤4%	soddisfatta	≥ 1h e ≤48h
Calci eminentemente idrauliche naturali o artificiali in polvere, pozzolaniche o siderurgiche	3.0			

Tab. Al.2: UNI ENV 459/1 (1994): "Calci da costruzione. Definizioni, specifiche e criteri di conformità".

Tipo di calce	Resistenza a compressione (MPa)		Contenuto %		finezza		stabilità	Contenuto %		Tempo di presa
	7 gg	28 gg	SO ₃	CaO libero	0.09 mm	0.2 mm		H ₂ O libera	aria	
HL 2	-	2÷5	≤3%	≥8	≤15	≤5	≤20 mm	≤2	≤20	≥ 1h e ≤15h
HL 3.5	≥ 1.5	3.5÷10	≤3%	≥6				≤1	≤20	
HL 5	≥ 2	5÷15	≤3%	≥3				≤1	≤20	

⁷⁶ Il venditore può migliorare l'idraulicità aggiungendo cemento Portland in polvere o pozzolana naturale od artificiale.

Tab. A1.3: ASTM C141-96: "Standard specification for hydraulic hydrated lime for structural purposes".

Resistenza a compressione* (MPa)		Contenuto %				Finezza (passante)		Stabilità (espansione in autoclave)	Tempo di presa**
7 gg	28 gg	SiO ₂	CaO+MgO	Fe ₂ O ₃ +Al ₂ O ₃	CO ₂	0.6 mm	0.075 mm		
≥ 1.7	3.4	16-26	65-75	≤12	≤8	≤0.5%	≤10%	≤1%	≥ 2h e ≤24h

I.B PROPRIETÀ DI CALCI E CEMENTI: CONFRONTI SPERIMENTALI

Sono riportati in rassegna i risultati di prove sperimentali di vario tipo eseguite su calci idrauliche e cemento⁷⁷.

Le *analisi chimiche* (Fig. Al.4) denotano la prevalenza degli ossidi di alluminio e di ferro nei cementi, a cui corrispondono, nell'*analisi mineralogica* (Fig. Al.5), i composti C3S e C3A, assenti nelle calci. La maggiore perdita al fuoco rilevata nelle calci è correlabile alla maggior concentrazione di CaCO₃, indicativa della più probabile provenienza da rocce carbonatiche, invece che da argille. L'analisi mineralogica evidenzia anche la mancanza di gesso nelle calci che, come specificato in precedenza, costituisce un elemento reattivo per la formazione di prodotti espansivi.

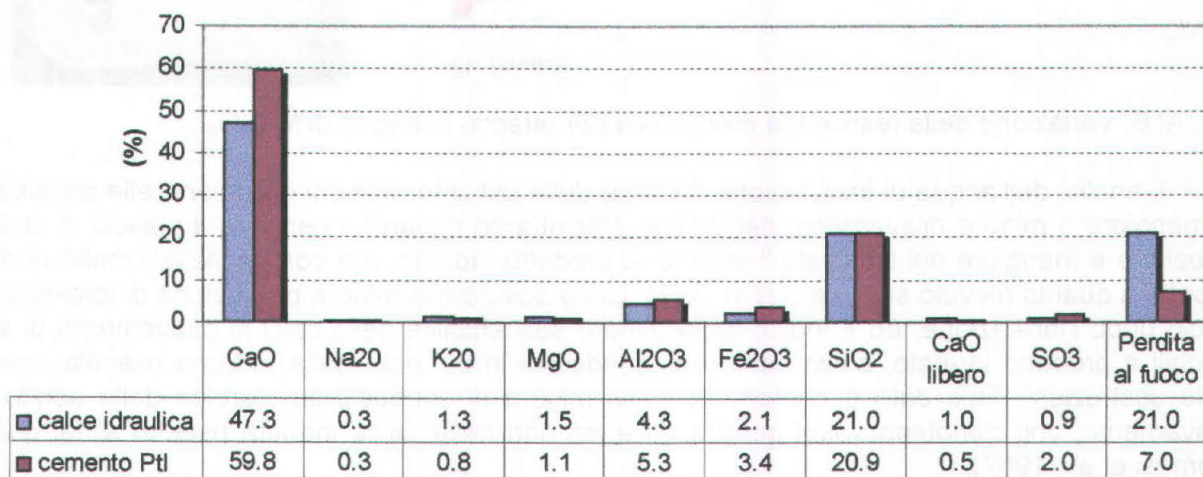


Fig. Al.4: Analisi chimica (Tomasi et al., 1987).

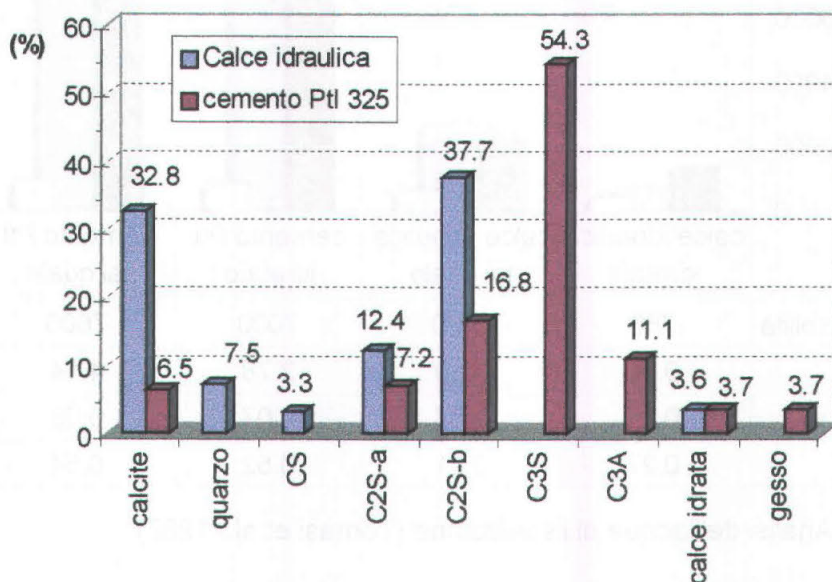


Fig. Al.5: Analisi mineralogica mediante diffrazione (Tassullo, 1997).

L'effetto della minor concentrazione, nelle calci, di silicati di calcio e dell'assenza di silicati ed alluminati tricalcici, si rileva anche dal punto di vista meccanico: campioni di cemento immersi in un bagno di solfato di magnesio hanno evidenziato lo sfaldamento tipico dei fenomeni espansivi. Tale effetto è causa del decadimento rilevante della resistenza a compressione nei

⁷⁷ Dove non ulteriormente specificato, le prove si riferiscono ai materiali a base di calce idraulica naturale (prodotto base non additivato per miscela) impiegati nella sperimentazione sulle murature in pietra della presente ricerca ed ad un cemento Portland 325.

cementi, che si mantiene invece stabile per i campioni confezionati con calce idraulica naturale (Fig. Al.6).

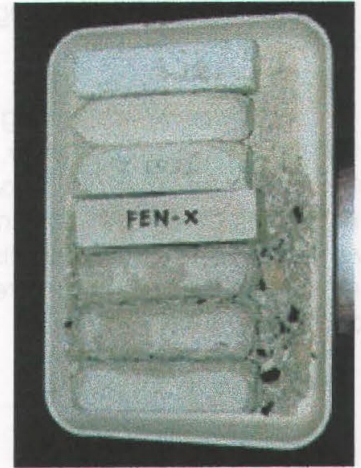
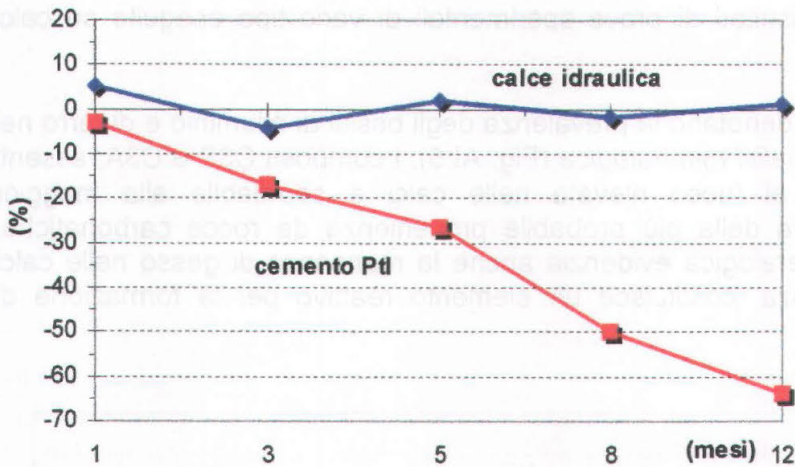


Fig. Al.6: Variazione della resistenza meccanica per attacco in bagno di $MgSO_4$.

L'analisi dell'acqua di lisciviazione fornisce delle utili informazioni in ragione alla possibilità di maggiore o minore *dilavamento* dei leganti. Per quanto riguarda i cementi, il rilascio di ioni in soluzione è maggiore nel tal quale⁷⁸ rispetto al prodotto indurito, ma con variazioni molto ridotte rispetto a quanto rilevato sulle calci (Fig. Al.7). Ciò è dovuto alla minore produzione di idrossido di calcio dopo l'idratazione, ed è indice della minore suscettibilità delle calci al dilavamento di sali solubili a prodotto idratato, ossia nelle reali condizioni in cui una malta, od una miscela, opera nelle costruzioni. Tale dato è confermato dalla misura di conducibilità elettrica della acque di dilavamento, che denotano valori quattro volte inferiori nella calce indurita rispetto al tal quale (Tomasi et al., 1987).

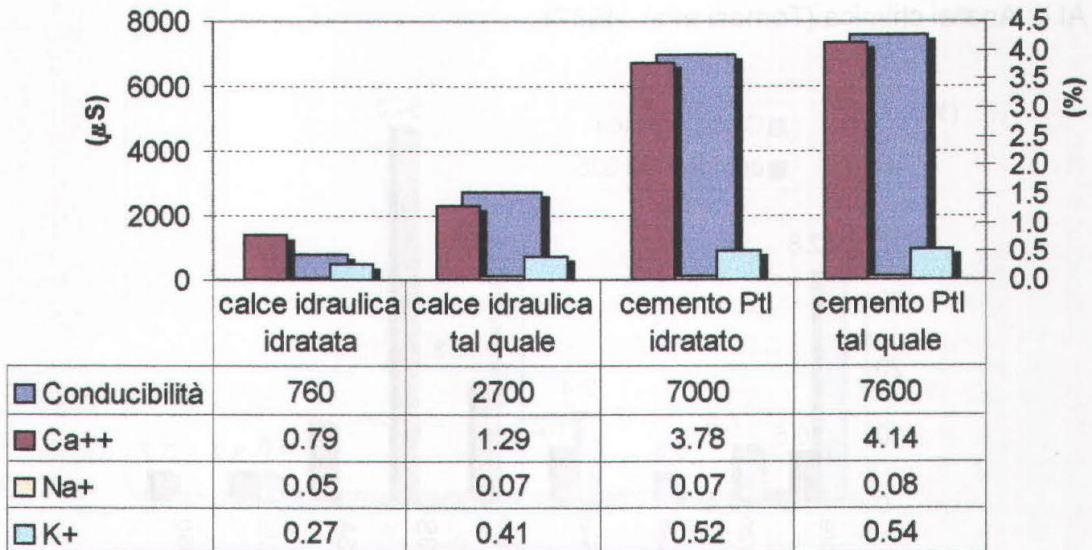


Fig. Al.7: Analisi dell'acqua di lisciviazione (Tomasi et al., 1987).

In relazione alle *proprietà fisiche* influenzate dall'impiego dei due prodotti si rileva il minor grado di compattazione delle calci (minore peso specifico, maggiore porosità) e la maggiore permeabilità al vapore (Fig. Al.8). Inoltre, l'assorbimento e la perdita d'acqua sono più rapidi per le calci rispetto ai cementi (Fig. Al.9). Ciò denota la migliore traspirabilità dei prodotti a base di calce, con minore pericolo di condensazione (effetti di gelo-disgelo) e di presenza di acqua come reagente e/o veicolo di reazione (Tomasi et al., 1987). Di conseguenza, si riduce il pericolo di concentrazione di sali (eventuali coazioni nella fase di ricristallizzazione) e di efflorescenze superficiali.

⁷⁸ Polvere ottenuta dal processo di cottura del materiale originario.

Il confronto tra le curve granulometriche di una calce naturale (FenxA) con un cemento Portland 325 denota la maggiore *finezza* della calce e la maggiore concentrazione in volume delle particelle di minore diametro (Fig. Al.10). La dimensione media dei granuli è pari a $4.89 \mu\text{m}$ per la calce e $11.57 \mu\text{m}$ per il cemento. Tali osservazioni sono indicative della maggiore capacità di una calce (impiegata ad esempio per una miscela da iniezione) di permeare cavità e vuoti più piccoli rispetto a quanto possibile per un cemento.

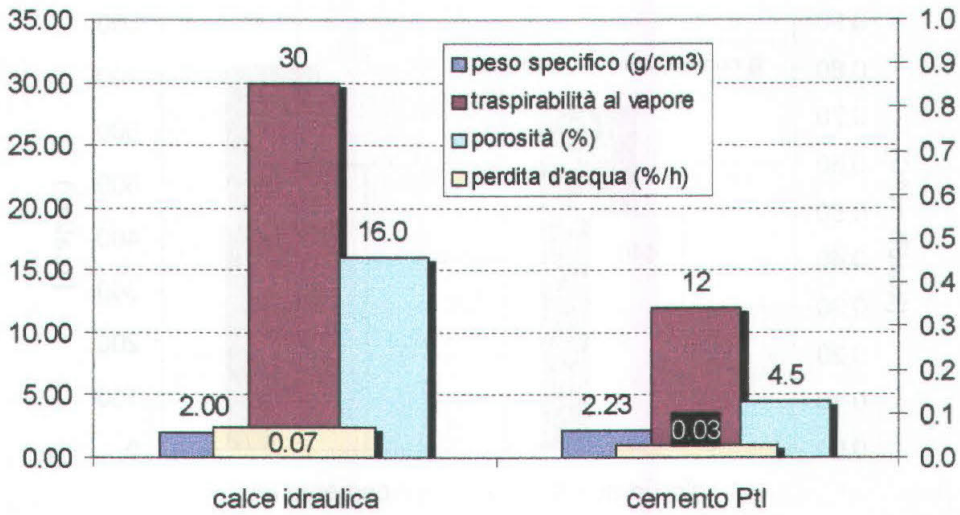


Fig. Al.8: Proprietà fisiche di calci e cementi (Tassullo, 1997).

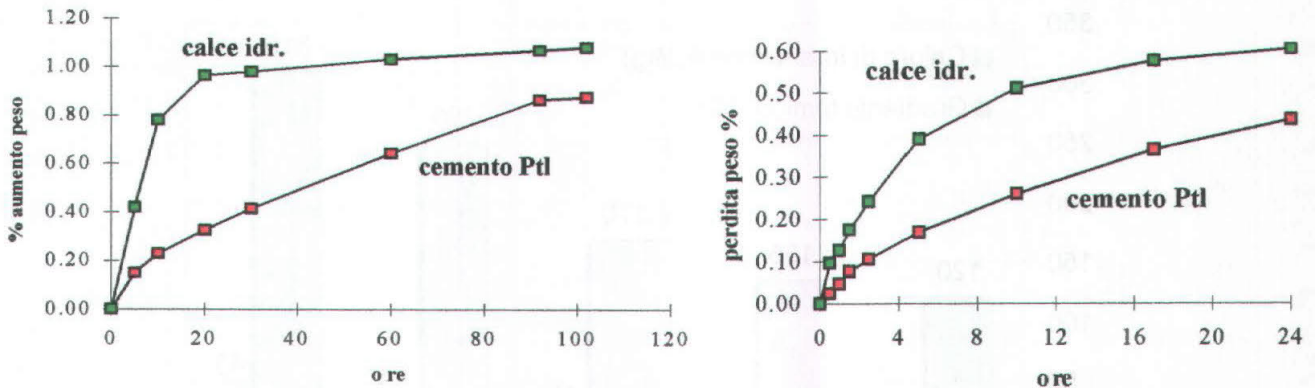


Fig. Al.9: Caratteristiche idrometriche a confronto (Tassullo, 1997).

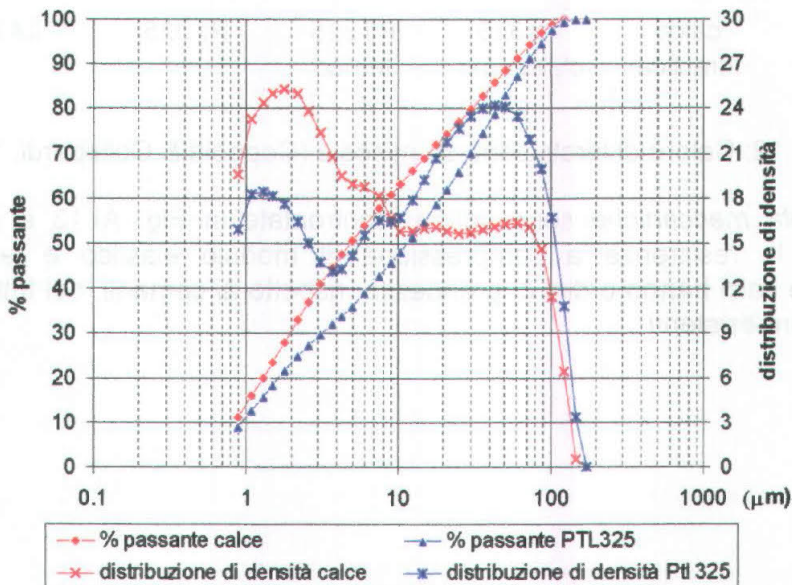


Fig. Al.10: Analisi granulometrica di una calce naturale e un cemento Portland.

Dal punto di vista delle *caratteristiche termiche*, le calce presentano una minore conduttività, un minore sviluppo di calore d'idratazione ed una maggiore inerzia termica rispetto ai cementi (Fig. Al.11 e Al.12). Quest'ultime caratteristiche si ripercuotono sull'efficacia dell'iniezione, in quanto viene limitata la possibilità di coazioni interne in fase d'indurimento per effetto della contrazione termica e, allo stesso tempo, viene garantita una migliore aderenza al supporto (Coppola & Collepari, 1993).

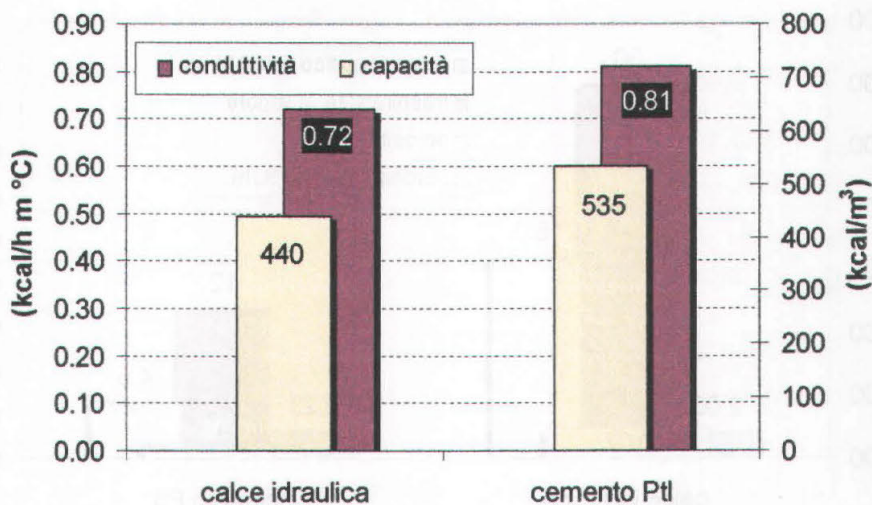


Fig. Al.11: Conduttività e capacità termica (Tassullo, 1997).

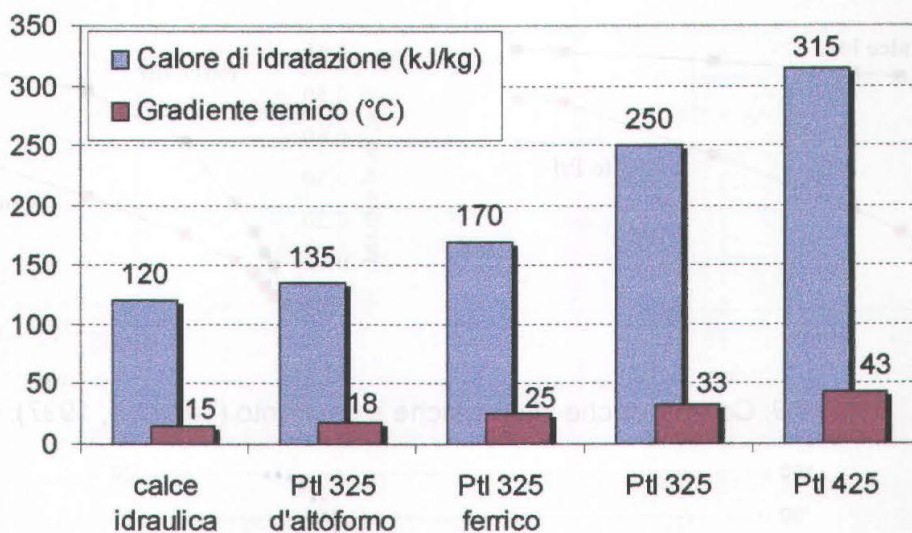


Fig. Al.12: Calore di idratazione su miscele (Coppola & Collepari, 1993).

Le *proprietà meccaniche* sono, infine, confrontate in Fig. Al.13 e Al.14, sempre per miscele indurite: le resistenze a compressione, il modulo elastico e le caratteristiche di deformabilità delle calce hanno ordini di grandezza, rispetto ai cementi, del tutto confrontabili con quelli delle murature esistenti.

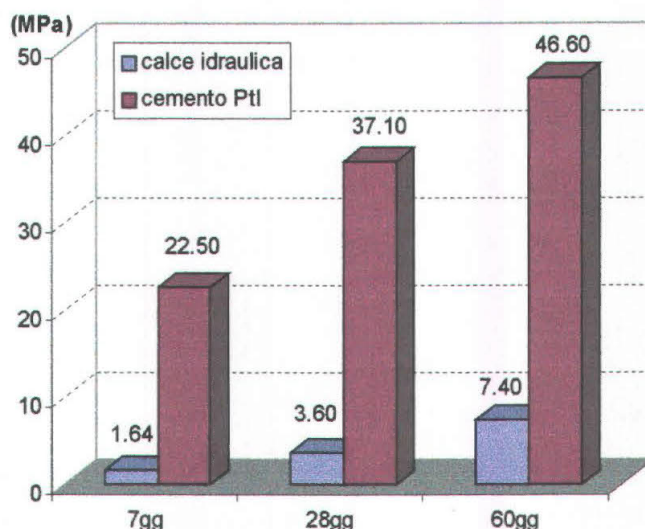


Fig. Al.13: Resistenza a compressione (Tassullo, 1997).

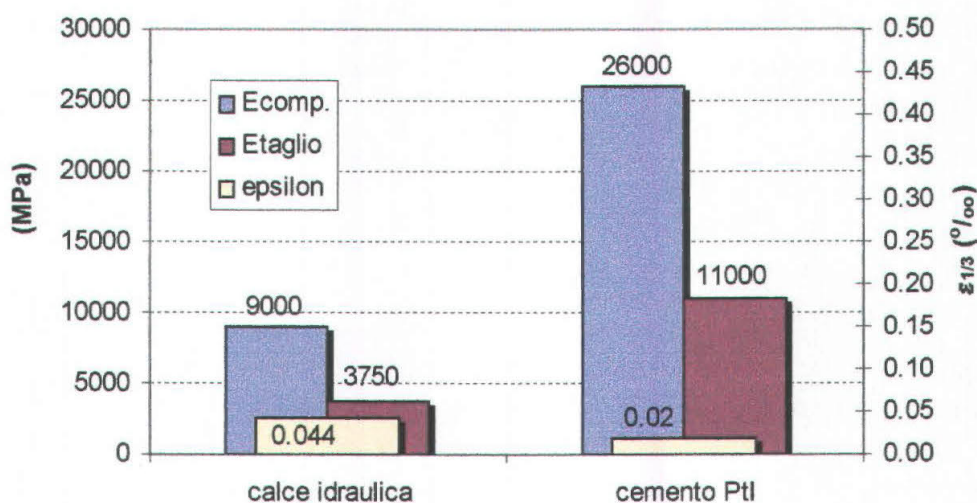


Fig. Al.14: Caratteristiche elastiche e deformabilità (Tassullo, 1997).

In definitiva, l'uso delle calce nel restauro è auspicabile rispetto ai materiali a base cementizia, per la migliore compatibilità chimico-fisica (minore reattività ai solfati, minore dilavamento, migliore traspirabilità, minore pericolo di concentrazione di sali) e meccanica (resistenze e rigidezze più adeguate al restauro, migliore aggrappo al supporto).

Tutto ciò si traduce nel minore impatto tra vecchio e nuovo e in migliori garanzie di durabilità per la costruzione oggetto d'intervento.

APPENDICE II:***NORMATIVA SULLE TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO E SULLA
CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI***

- II.A Evoluzione della normativa italiana per il progetto, esecuzione e controllo degli interventi di consolidamento: iniezioni e intonaci armati.

- II.B Normativa nazionale ed internazionale per la qualificazione di materiali e prodotti per l'iniezione: calci e cementi.

II.A EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ITALIANA PER IL PROGETTO, ESECUZIONE E CONTROLLO DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO: INIEZIONI E INTONACI ARMATI.

In tema di riparazioni per costruzioni in muratura la normativa nazionale risulta relativamente recente: a partire dagli eventi sismici che hanno colpito l'Italia nel 1976 con il terremoto del Friuli, sono state emanate una serie di norme, legate all'emergenza, che sono rimaste a tutt'oggi prive di un valido riferimento a procedure sperimentali ben collaudate e tali da garantire l'efficacia soddisfacente delle tecniche di consolidamento proposte.

Prima di allora, il Decreto Ministeriale del 3 Marzo 1975: *"Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"* rappresentava il primo decreto sismico disponibile sul territorio nazionale. Esso si limitava, comunque a citare le possibili tecniche di intervento (i punti fondamentali sono riportati di seguito), senza il minimo ulteriore approfondimento.

In termini cronologici, le norme e le raccomandazioni in materia di ricostruzione in zone sismiche sono state emanate antecedentemente alla normativa specifica sulle murature, introdotta solo nel 1987, ai fini della progettazioni di nuovi edifici. Tale normativa giungeva finalmente a coprire, anche se in maniera insufficiente per quanto riguarda gli interventi su vecchi edifici, una grave lacuna legislativa e tecnica nel campo delle costruzioni.

Questo sviluppo anomalo della normativa, che ha visto la presenza di normative sismiche contenenti, quindi, già tutte le prescrizioni necessarie alla verifica delle strutture (determinazione delle sollecitazioni, indicazione degli interventi necessari al consolidamento, specifiche dei valori di resistenza richiesti, etc.), prima dell'introduzione di un regolamento specifico sulle costruzioni in muratura, è probabilmente la causa delle lacune che essa presenta.

A titolo di esempio è utile rimarcare che a tutt'oggi non viene suggerito un criterio specifico in base al quale valutare la necessità di un intervento di rinforzo; inoltre, una volta optato per l'intervento, non vengono fornite indicazioni che consentano di scegliere la tecnica più adeguata al caso di studio o criteri per la misura del consolidamento. Infine, non esistono solide basi sperimentali (né ne viene proposta o suggerita la necessità), che garantiscano l'efficacia delle tecniche proposte.

La genericità e la mancanza di chiarezza della normativa non può che contribuire fortemente, quindi, al rischio di interventi indiscriminati che, se da una parte possono alterare notevolmente le caratteristiche originali degli edifici, dall'altra possono rivelarsi insufficienti o inadeguati o addirittura deleteri per garantire la sicurezza richiesta.

Il quadro completo delle norme disponibili sul territorio nazionale sugli edifici in muratura, in relazione alle tecniche di intervento, è riportato di seguito in ordine cronologico; in esso vengono inserite le indicazioni generali per mettere in luce l'impostazione della norma, rimandando la descrizione specifica delle tecniche di consolidamento ai paragrafi specifici più avanti.

- **D.M. 3 Marzo 1975:** *"Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*. Tale decreto, nella sezione C.9, relativa alla riparazione degli edifici in muratura, accenna ai seguenti possibili interventi:
 - per le murature: *"Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità, quali strapiombi o estese lesioni possono essere riparate mediante opportuna ripresa con murature di mattoni e malta cementizia, getti di conglomerato cementizio, ed anche con l'eventuale inserimento di elementi metallici o in cemento armato. I legamenti, oltre che con catene di acciaio, potranno effettuarsi anche con cavi posti in leggera pre-tensione e comunque non superiore al 50% della tensione ammissibile d'esercizio. In entrambi i casi dovrà essere posta all'atto esecutivo la massima cura e diligenza per conseguire una idonea ripartizione sulla murature delle pressioni di contatto delle strutture di ancoraggio"*;
 - per i dissesti: *"Qualora i fabbricati manifestino segni di dissesto palesemente dovuti a cedimenti differenziali delle fondazioni, ovvero le murature siano danneggiate e scarsamente consistenti nella zona di basamento del fabbricato, si provvederà a*

risarcire le lesioni e, ove possibile, ad iniettarle. Inoltre si potranno eseguire, al di sotto della quota del piano marciapiede, pareti sottili cementizie armate in modo da costituire strutture scatolari di contenimento, eventualmente rinforzate da cavi. Tali pareti, di preferenza, verranno eseguite da ambo i lati delle murature e collegate tra loro”.

Altre altrettanto generiche indicazioni sono fornite per: fondazioni, archi e volte, cordoli, solai, sbalzi, scale e coperture.

- Dopo il sisma del Friuli del 1976, venne emesso dalla Segreteria Generale Straordinaria della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia la **Legge Regionale 20 Giugno 1977**, n.30: *“Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici”* che, nel Documento Tecnico n. 2, datato Novembre 1977, si occupa delle *“Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura”*. In questo documento si forniscono le indicazioni base per la comprensione del comportamento sismico degli edifici (funzionamento scatolare, importanza degli orizzontamenti nella ripartizione delle forze orizzontali, importanza del collegamento con le pareti verticali e tra le pareti stesse, distribuzione adeguata delle pareti di taglio in entrambe le direzioni delle componenti di accelerazione considerata, controllo della distribuzione delle rigidzze) e i possibili sistemi di intervento per il consolidamento, specificando le modalità degli stessi ed alcune note sulla valutazione delle caratteristiche meccaniche delle murature consolidate ottenute su base sperimentale, con particolare riferimento alle iniezioni e alle pareti armate.

I possibili sistemi di intervento vengono citati come:

- consolidamento: in questa normativa compare, per la prima volta, la definizione di consolidamento come operazione che “consiste nel rigenerare la resistenza specifica delle strutture danneggiate e nel loro rafforzamento fino a raggiungere i necessari livelli di capacità portante”;
- sostituzione di elementi strutturali, attuata con demolizione e rifacimento delle parti strutturali per le quali il consolidamento non porterebbe alcun miglioramento;
- ristrutturazione, effettuata mediante inserimento di nuovi elementi strutturali ad integrazione delle strutture esistenti. Tale intervento, a differenza dei primi due, che sono tipici di situazioni già strutturalmente corrette dal punto di vista morfologico, si rende necessaria quando la distribuzione degli elementi resistenti non è tale da garantire il funzionamento scatolare dell'insieme delle strutture.

Per quanto riguarda le *modalità di intervento*, le proposte riguardano fondazioni, murature, solai, tiranti e coperture in legno. Per ciò che concerne le murature vengono proposte:

- a) iniezioni di malta cementizia;
- b) lastre di cemento armato.

Per ciascuna di esse vengono date alcune indicazioni esecutive, insieme ad alcuni valori numerici per il dimensionamento dell'intervento e, nella sezione delle caratteristiche meccaniche, alcune osservazioni sulla resistenza basate sulla sperimentazione fino ad allora disponibile, relativa agli studi effettuati dallo ZMRK di Lubiana, in Slovenia.

- **D.M.LL.PP. 2 Luglio 1981**: *“Normativa per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”* nella quale si tratta degli interventi negli edifici esistenti in termini di:
 - definizione di *intervento di riparazione* come esecuzione di un complesso di opere finalizzate a ripristinare l'integrità di ogni parte dell'edificio, e di *adeguamento antisismico* come complesso di opere che rendano l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche (*adottando l'aumento di resistenza e/o la riduzione degli effetti dell'azione sismica*), tale che costituisca con l'intervento di riparazione un'unica ed organica operazione tecnica;
 - operazioni progettuali che il progetto d'intervento comporta;
 - provvedimenti tecnici di intervento per l'adeguamento antisismico dividendoli in:
 - a) provvedimenti intesi a ridurre gli effetti sismici;
 - b) provvedimenti atti ad aumentare la resistenza strutturale.

Il punto 3.4 concerne dei provvedimenti tecnici di intervento da applicare agli edifici di muratura; nella sezione dedicata alle pareti, vengono nominati e sinteticamente descritti le tecniche possibili per il consolidamento; esse sono:

- a) risarciture localizzate;
- b) iniezioni di miscele leganti;
- c) applicazioni di lastre in cemento armato o di reti metalliche elettrosaldate;
- d) inserimento di pilastri in cemento armato o metallici in breccia nella muratura;
- e) tirature orizzontali e verticali.

Per ognuno di questi provvedimenti la circolare fornisce una generale descrizione sulle modalità e materiali utilizzabili, riprese più in dettaglio nella Circolare di applicazione citata di seguito. A tali prescrizioni si farà cenno più avanti, quando si andrà a trattare in dettaglio alcune di queste tecniche.

- **Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745:** *"Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma"*. La circolare contiene le norme di applicazione relative al Decreto di cui sopra; in appendice, inoltre, viene riportata quale esempio per edifici in muratura la: *"Verifica di un edificio caratterizzato da un comportamento al collasso del tipo taglio"*, che propone l'espressione di Turnsek per la stima della resistenza tangenziale di riferimento ed applica il metodo POR alla struttura a pareti portanti.

Il decreto e la circolare sopra menzionate si basano sui risultati del *"Progetto Finalizzato Geodinamica"* del C.N.R. avviato in seguito al sisma del Friuli, i cui risultati sono stati pubblicati nel 1981 sotto il titolo di *"Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura"*.

- **L'Ordinanza n° 230 del 5 Giugno 1984:** *"Disciplina dei criteri e delle modalità in ordine alla riattazione degli edifici e delle opere danneggiate dai terremoti del 7 ed 11 maggio 1984"* (terremoto in Abruzzo e Umbria) specifica, nell'allegato A, le norme tecniche per la realizzazione degli interventi, definendo l'intervento di *riattazione* di un edificio con struttura portante verticale in muratura un complesso di opere che tenda a riparare i danni provocati dalle azioni sismiche garantendo contestualmente una maggiore sicurezza nei confronti di futuri eventi sismici. Definisce, inoltre, alcuni criteri per escludere classi di edifici dalla necessità di intervento; tali criteri si riferiscono a valori limite della resistenza convenzionale alle azioni orizzontali, dei fuori piombo, della superficie dei crolli parziali rispetto alla superficie totale delle murature portanti, della superficie interessata dalle lesioni passanti e di schiacciamento, etc.. Rispetto alla precedente norma vengono fornite alcune specifiche aggiuntive relative alle tecniche di consolidamento. Gli interventi tecnici per la riattazione sono citati per: risarcitura delle lesioni, incatenamenti, architravi, orizzontamenti, coperture, oggetti verticali e scale.
- **D.M.LL.PP. 20 Novembre 1987:** *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*; il Titolo II della norma si occupa specificatamente del consolidamento rispecchiando, tuttavia, quanto contenuto nel precedente decreto e limitandosi, pertanto, ancora ad una descrizione generale ed operativa del problema.
- **Circolare M.LL.PP. 4 Gennaio 1989, n° 30787:** *"Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*; è la circolare relativa al precedente decreto.
- **D.M.LL.PP. 16 Gennaio 1996:** *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*⁷⁹: questa norma conferma sostanzialmente i principi generali espressi dalle norme precedenti. Al punto C.9, senza tra l'altro entrare in dettaglio, vengono trattati gli interventi negli edifici esistenti in ordine agli argomenti sotto indicati:

⁷⁹ È da ricordare che tale norma rappresenta l'aggiornamento del precedente decreto sismico del 24 Gennaio 1986. Per ciò che riguarda gli interventi di consolidamento, le prescrizioni sono sostanzialmente le stesse, a parte qualche correzione relativa agli indici impiegati nella verifica sismica e poche considerazioni aggiuntive.

- la definizione di interventi di **adeguamento** (*esecuzione di un complesso di opere per rendere l'edificio antisismico, come nel Decreto 2 Luglio 1981*) e di **miglioramento** (*come esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale*);
- i casi in cui è fatto obbligo di procedere all'adeguamento ed al miglioramento⁸⁰;
- le modalità di redazione dei progetti e scelte progettuali;
- i provvedimenti tecnici di intervento dividendoli, come nel primo decreto, in:
 - a) provvedimenti intesi a ridurre gli effetti sismici;
 - b) provvedimenti atti ad aumentare la resistenza strutturale;
- il collaudo degli interventi.

Il punto C.9.5 tratta specificatamente gli edifici in muratura senza però entrare nel merito di come determinare la resistenza delle pareti portanti e come intervenire per aumentarla.

- **Circolare M.LL.PP. n. 65/AA.G. del 10 Aprile 1997: "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"**. Come per i precedenti decreti, le istruzioni applicative entrano più nel dettaglio. Le norme in questione prendono in esame, con l'allegato 3, gli edifici in muratura; per ciò che riguarda l'aumento di resistenza delle pareti murarie vengono elencati i seguenti provvedimenti:

- a) iniezioni di miscele leganti;
- b) applicazioni di lastre in cemento armato o di reti metalliche elettrosaldate;
- c) inserimento di pilastri in cemento armato o metallici in breccia nella muratura;
- d) tirature orizzontali e verticali.

Anche in questo caso, per ciascun provvedimento, la circolare fornisce una descrizione sulle modalità e materiali utilizzabili, ripresi in seguito, per le tecniche considerate, in questo studio.

L'introduzione del concetto di miglioramento rappresenta una importante evoluzione della norma, poiché avalla una logica più coerente con il quello di conservazione dell'esistente; in termini più concreti, esso consente di operare sui manufatti da riparare con interventi meno invasivi (ma non per questo meno efficaci) di quelli previsti dall'adeguamento antisismico.

D'altra parte, così come espresso dal decreto, il concetto di miglioramento sottintende che l'edificio abbia già nella sua concezione progettuale, nella scelta dei materiali e nella validità degli aspetti costruttivi e di esecuzione, una struttura in grado di sopportare le azioni sismiche in modo soddisfacente.

Tale approccio, soprattutto se si fa riferimento agli edifici storici e, quindi, a materiali e tecniche oramai in disuso, ha carattere fortemente qualitativo e non può che aumentare le incertezze e le perplessità intorno al tema delle riparazioni.

È invece necessario poter impostare il problema in termini quantitativi ossia, dal punto di vista ingegneristico, poter effettuare una valutazione della sicurezza della costruzione prima e dopo gli interventi, utilizzando metodi di calcolo semplificati, capaci di cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento della struttura.

⁸⁰ Diversamente, l'intervento di miglioramento è prescritto per edifici di carattere monumentale "in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale". Nel precedente decreto sismico non era presente alcuna osservazione a riguardo.

II.A.1 INIEZIONI

Per la conoscenza dei criteri di applicazione utilizzati in passato può essere utile far riferimento alle regole ed alle indicazioni fornite dalle normative tecniche più indietro considerate, le quali rappresentano di fatto l'unico mezzo guida a disposizione dei progettisti per far fronte al problema delle riparazioni degli edifici in muratura.

Si riportano interamente i punti coinvolti per la particolare tecnica considerata, allo scopo di evidenziare i limiti e le innovazioni che hanno coinvolto nel tempo la normativa nazionale sulle riparazioni; il testo è tratto dalle sole pubblicazioni che dedicano un più ampio spazio alla descrizione della tecnica in oggetto.

Tale excursus storico della normativa è utile per comprendere i metodi e le tecnologie con cui gli addetti del settore si sono trovati ad operare nel passato e, quindi, riportando tale condizione ai giorni nostri, la situazione corrente degli edifici consolidati che, nell'eventualità di nuovi dissesti, i tecnici di oggi o di domani potranno trovarsi a riaffrontare.

Legge Regionale Friuli Venezia Giulia, DT 2 del Novembre 1977:

1.2.2.1 Iniezioni di malta cementizia:

L'obiettivo dell'iniezione è quello di far penetrare la miscela legante, lentamente e sotto bassa pressione, in tutte le fessure, cavità e vuoti del muro danneggiato.

In tal modo, a presa avvenuta, gli elementi lapidei risultano tra di loro efficacemente collegati migliorando sensibilmente le caratteristiche meccaniche della muratura.

La miscela, costituita essenzialmente da malta fluida di cemento ed additivi, è iniettata nel muro attraverso tubi inseriti nella muratura.

Dal tubo di entrata la miscela fluisce radialmente in tutte le direzioni.

La miscela dev'essere spinta fino agli estremi contorni del corpo fessurato già nella prima fase dell'operazione di iniezione. Ciò si può ottenere usando miscele con viscosità molto ridotta, oppure composte da aeranti e da cementi che riducono il contenuto d'acqua, oppure usando riempitivi inerti fini.

L'iniezione dei muri nella pratica di ripristino è attuata attraverso brevi condotti tubolari lunghi circa 15 cm e di 3/4" di diametro, inserite in aperture di circa 40 mm di diametro, precedentemente preparate per mezzo di trapanazione; le aperture sono praticate ad una distanza variabile da 40 a 200 cm l'una dall'altra, e tale distanza dipenderà dalla frequenza delle fessure e dalle porosità del muro.

Nel caso di muri sottili, è preferibile rimuovere l'intonaco, mettere a giorno i punti di giunzione dei blocchi, e porre in opera tubi di iniezione di 15 cm di lunghezza senza praticare particolari aperture, ma inserendoli semplicemente nei punti in cui si trovano fessurazioni o cavità.

Le perforazioni dovranno avere una profondità di almeno 10 cm oltre la profondità di penetrazione dei condotti tubolari. Lo schema di perforazione dev'essere abbastanza fitto per garantire la sovrapposizione delle aree di iniezione.

In pratica ciò si controlla lasciando fuoriuscire la miscela legante dalle aperture immediatamente adiacenti.

Prima di effettuare l'iniezione i punti di giunzione e le fessure del muro devono essere sigillate con malta di cemento.

Nella prima fase di iniezione si inietta solo acqua pura, al fine di inumidire opportunamente le cavità, i canali di diffusione e le fessurazioni per facilitare l'iniezione di miscela più densa.

L'iniezione di muri di pietra si esegue di solito con miscela la cui composizione solidi-acqua è 0.8/1.0 oppure 1.0/1.0 e con una pressione fino a 3 atmosfere.

L'iniezione di muri di mattoni, normalmente riguardante le sole fessurazioni, è effettuata con una miscela la cui composizione solidi-acqua è circa 1.0/2.0.

Quando l'apertura di iniezione non accetta più miscela, la pressione viene elevata da 3 a 4 atmosfere per agevolare il drenaggio dell'acqua.

La quantità di cemento per iniettare 1m³ di muro di pietra varia da 80 a 120 kg.

2.1 Caratteristiche meccaniche delle murature consolidate con iniezioni di malta cementizia:

• Murature in laterizio:

Vanno distinti due casi:

- iniezioni riguardanti le lesioni e le parti di muro circostanti;
- iniezioni che riguardano l'intero elemento murario.

Nella Fig. All.1 è riportato un diagramma relativo ad elementi di muro iniettati solamente nell'area della fessurazione.

Il diagramma mostra un esempio di come vari la "resistenza caratteristica" τ_k (resistenza al taglio in assenza di carichi verticali) al variare della resistenza a compressione delle malte; mostra anche che l'incremento di τ_k ottenuto con le iniezioni è maggiore nel caso di muri costruiti con malte di cattiva qualità.

Nel caso di iniezioni riguardanti l'intero elemento murario si ottengono aumenti di τ_k maggiori che nel caso di cui sopra. Ad esempio: con malte di resistenza a compressione pari a 33 kg/cm^2 τ_k aumenta con l'iniezione da 1.30 a 2.20 kg/cm^2 .

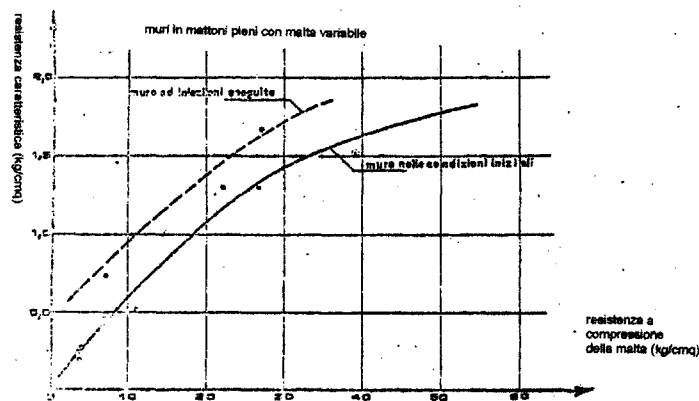


Fig. All.1

• Murature in pietrame:

In questo caso le iniezioni di regola vengono estese all'intero elemento murario.

Prove di laboratorio hanno dimostrato che in murature di pietrame iniettate con malta cementizia, secondo le composizioni e le tecniche già in uso, sono stati raggiunti valori di τ_k fino a 0.80 kg/cm^2 e ciò indipendentemente dal valore iniziale di τ_k .

Tuttavia si consiglia di adottare nelle verifiche della sicurezza alle azioni sismiche valori di τ_k minori e cioè pari a 0.70 kg/cm^2 .

Decreto 2 Luglio 1981:

3.4.2.2 Iniezioni di miscele leganti:

Le iniezioni possono essere eseguite con miscele cementizie, semplici o additivate, oppure a base di resine organiche.

Le miscele a base di resine saranno scelte adottando, in generale, prodotti a basso valore di modulo elastico quando l'ampiezza media delle lesioni è piccola e a più elevato valore di detto modulo per riempimenti di zone estese.

Circolare 30 Luglio 1981:

3.3.2 Iniezioni di miscele leganti:

L'adozione di iniezioni di miscele leganti mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare.

A tale tecnica, pertanto, non può essere affidato il compito di realizzare efficaci ammorsature dei muri e quindi di migliorare, se applicata da sola, il primitivo schema strutturale.

a) Miscela a base di legante cementizio:

La miscela di legante deve possedere le seguenti proprietà:

- buona fluidità
- buona stabilità
- tempo di presa opportuno
- adeguata resistenza
- minimo ritiro.

Tali proprietà sono agevolmente conseguibili con le sospensioni cementizie in acqua, semplici o con sabbie molto fini a granuli arrotondati (di fiume o di spiaggia), caratterizzate da valori del rapporto acqua-cemento in genere variabili da 0.6 a 1.2 e migliorate con l'aggiunta di additivi fluidificanti ed espansivi antiritiro. Il cemento deve essere di granulometria molto fine.

La scelta della pressione di immissione va fatta con grande attenzione, perché le dilatazioni trasversali prodotte dal fluido in pressione, a causa delle eventuali discontinuità della muratura nei piani paralleli ai paramenti, potrebbero modificare negativamente la configurazione di equilibrio raggiunta dalla costruzione.

In ogni caso le iniezioni devono essere fatte a bassa pressione, eventualmente ricorrendo a fasi successive con pressioni via via crescenti, e vanno condotte iniziando dal basso e procedendo per simmetria.

È assolutamente sconsigliabile usare questa tecnica di ripristino nelle murature incoerenti e caotiche senza procedere alla preventiva loro incamiciatura.

La tecnica operativa può essere articolata nelle seguenti fasi di lavoro:

- a) scelta dei punti in cui praticare i fori, effettuata in funzione della diffusione delle fessure e della porosità del muro; in genere sono sufficienti 2-3 fori per m²;
- b) asportazione dell'intonaco lesionato e stuccatura con malta cementizia delle lesioni per evitare risorgenze di miscela;
- c) esecuzione dei fori con perforazioni di diametro fino a 40 mm, eseguite con trapani o sonde rotative;
- d) posizionamento nei fori degli ugelli di immissione e successiva sigillatura con malta di cemento;
- e) immissione preliminare di acqua e leggera pressione, allo scopo di effettuare il lavaggio delle sezioni filtranti e di saturare la massa muraria;
- f) iniezione della miscela, in genere iniziata in zone perimetrali più basse.

Nel caso di dissesti localizzati in zone limitate può risultare conveniente risanare dapprima a bassa pressione queste zone e poi operare a pressione più elevata, nelle zone rimanenti.

b) Miscele a base di resine organiche:

Stante la forte dipendenza, per il buon esito dell'operazione, dal dosaggio dei componenti base e dalle condizioni di esecuzione, si consiglia l'uso delle iniezioni di miscele a base di resine organiche (possibilmente epossidiche) ai soli casi in cui risulti dimostrata la convenienza economica e si possa fare ricorso ad operatori specializzati.

La tecnica operativa resta, comunque, non dissimile da quelle già illustrate per le iniezioni cementizie alla quale si rimanda.

Circolare 10 Aprile 1997:

La circolare riprende, nell'allegato 3 al punto 3. Iniezioni di miscele e leganti la tecnica delle iniezioni esattamente nei modi e nei termini espressi dalla circolare del 1981.

Come accennato in precedenza, le norme forniscono indicazioni generali sull'applicazione, comunque utili per l'esecuzione, ma rimangono molto carenti per ciò che riguarda i criteri di valutazione di efficacia della tecnica.

II.A.2 INTONACI ARMATI

Si riportano di seguito i paragrafi delle normative sulle riparazioni descriventi la tecnica di consolidamento con paretine, per ciò che concerne la presenza di tirantature trasversali.

Legge Regionale Friuli Venezia Giulia, DT 2 del Novembre 1977:

1.2.2.2 Lastre di cemento armato:

Si tratta di realizzare in aderenza alle murature che debbono essere consolidate da uno o da ambo le parti di essa, lastre di cemento armato efficacemente collegate alla vecchia struttura.

La realizzazione delle lastre armate può effettuarsi con uno dei seguenti sistemi costruttivi:

- a) *getto di conglomerato cementizio, con spessore non inferiore a 5 cm, armato con tondi $\varnothing 8$ verticali ed orizzontali ad interasse di 20 cm;*
- b) *intonaco con malta cementizia, di spessore minimo di 3 cm armato con reti metalliche elettrosaldate costituite da tondini $\varnothing 4$ - $\varnothing 6$ con maglia 10x10 cm;*
- c) *applicazione a spruzzo di malta cementizia, ad elevato dosaggio di cemento (gunite) fino a realizzare uno spessore minimo di 3 cm, previa applicazione alla muratura di rete metallica con maglia 10x10 cm.*

Qualunque sia il sistema costruttivo adottato è opportuno additivare gli impasti con prodotti antiritiro.

Di norma l'applicazione delle lastre si effettua per murature di laterizio, su entrambe le facce. Nel caso che si debba necessariamente intervenire su un solo lato si consiglia la realizzazione secondo il sistema a).

Per il collegamento delle lastre fra di loro e con la muratura preesistente si dovrà prevedere l'impiego di almeno 6 staffe $\varnothing 6$ per m^2 .

Qualunque sia la tecnica esecutiva prescelta fra quella in precedenza illustrate, l'esecuzione delle lastre armate deve essere preceduta da alcune operazioni preparatorie:

- *asportare il vecchio intonaco;*
- *lavare e saturare con acqua la muratura;*
- *riempire le fessure macroscopiche con malta cementizia.*

L'efficacia del consolidamento, inoltre, è sempre subordinata non solo alla correttezza delle modalità esecutive ma anche alla cura con cui le lastre, e quindi le murature incamiciate, vengono collegate alle altre strutture portanti.

In particolare, perciò, si avrà cura di risvoltare per 50-100 cm le lastre nelle murature verticali ad esse ortogonali, collegandole altresì a solai e fondazioni.

2.2 Caratteristiche meccaniche delle murature consolidate con lastre di calcestruzzo armato sulle due facce:

I dati disponibili attualmente (forniti dallo ZMRK di Lubiana e riportati nel quaderno n. 3 del CRAD, Udine 1977), riguardano un muro in laterizio di spessore pari a 0.25 m realizzato con malta di calce e sabbia, al quale sono state applicate due lastre di 3 cm di spessore, armate con rete $\varnothing 6$ e interasse di 15 cm. Il collegamento delle lastre è stato effettuato con 4 staffe $\varnothing 6$ per m^2 .

Dopo il consolidamento la resistenza caratteristica τ_k è salita dal valore di 0.75 kg/cm^2 al valore di 1.75 kg/cm^2 .

Nella più parte dei casi, la rottura è avvenuta previo distacco delle lastre dal paramento murario, denunciando l'insufficienza dei collegamenti tra le lastre.

Decreto 2 Luglio 1981:

3.4.2.3 Applicazione di lastre e reti metalliche elettrosaldate:

Alle murature che presentano lesioni isolate oppure in corrispondenza di aperture o d'angolo possono applicarsi, preferibilmente su entrambe le facce delle pareti, lastre in cemento armato, collegate fra loro da armature trasversali di cucitura.

In alternativa possono usarsi reti elettrosaldate posizionate su ambedue le facce di parete, cucite fra loro con tondini di acciaio, e ricoperte di intonaco cementizio.

Le reti vanno risvoltate in corrispondenza degli spigoli verticali e fissate con chiodi alla muratura.

In corrispondenza dei collegamenti agli elementi in calcestruzzo esistente dovranno essere utilizzate preferibilmente malte confezionate antiritiro.

Circolare 30 Luglio 1981:

3.3.3 Applicazione di lastre e reti metalliche elettrosaldate:

L'intervento mira a conservare, adeguandola alle nuove esigenze, la funzione resistente degli elementi murari, fornendo ad essi un'adeguata resistenza a trazione e dotandoli di un grado più o meno elevato di duttilità, sia nel comportamento a piastra che in quello a parete di taglio.

Quando l'intervento è esteso, con particolari accorgimenti, in corrispondenza degli innesti murari, si realizza anche una modificazione migliorativa dello schema strutturale.

Il consolidamento si esegue con l'apposizione, su una od entrambe le facce del muro, di armature di acciaio o di lastre cementizie, di adeguato spessore.

Le armature sono costituite da barre verticali ed orizzontali o da reti; ferri trasversali passanti nel muro assicurano i collegamenti.

In relazione al tipo ed allo stato di consistenza della muratura, a questo intervento può essere associata l'iniezione in pressione, nel corpo murario di miscele leganti.

L'estensione dell'intervento può comprendere l'intero edificio oppure soltanto alcuni elementi, scelti in base alla natura ed allo stato delle murature, all'entità dei dissesti, etc. Su ciascun elemento murario, poi, l'intervento può ancora essere dosato, operando rispettivamente per "fasce" verticali ed orizzontali, limitandosi al solo rinforzo del perimetro dei vani porta o finestra o adottando un sistema misto di rinforzo.

La tecnologia dell'intervento è articolata nelle seguenti operazioni:

- 1) eliminazione dei solai, quando irrecuperabili o riparazione degli stessi, se da conservare;*
- 2) preparazione delle murature, previa adeguata puntellatura: asportazione dell'intonaco, riempimento delle cavità esistenti con particolare riguardo a quelle in prossimità delle ammorsature dei muri, rifacimento a cuci-scuci, spazzolatura, lavaggio con acqua ad aria in pressione;*
- 3) intervento sulle fondazioni, per realizzare l'ancoraggio delle barre verticali di muratura e l'eventuale adeguamento della base di appoggio ai nuovi carichi;*
- 4) esecuzione delle perforazioni nella muratura per l'alloggiamento delle barre trasversali di collegamento;*
- 5) applicazione delle barre o delle reti di armatura su una o entrambe le facce del muro, con adeguata sovrapposizione e con risvolto nei vani porta o finestra;*
- 6) messa in opera di distanziatori dell'armatura dal muro, per consentire il completo avvolgimento delle barre da parte dell'intonaco, di spessore adeguato e comunque non inferiore a 2 cm;*
- 7) alloggiamento, nei fori, dei ferri trasversali con adeguato risvolto di fissaggio alle armature;*
- 8) esecuzione dell'intonaco di cemento per lo spessore prefissato (dopo abbondante lavaggio della superficie);*
- 9) rifacimento, o completamento, dei solai;*
- 10) esecuzione delle eventuali iniezioni nei muri, effettuate con pressioni che, per la presenza dell'intonaco armato avente funzione di contenimento, possono anche essere elevate, fino a 2-3 kg/cm².*

Circolare 10 Aprile 1997:

La circolare riprende, nell'allegato 3 al punto 4. *Applicazione di lastre e reti metalliche elettrosaldate* la tecnica delle pareti armate grossomodo negli stessi termini espressi dalla circolare del 1981.

Alcune modifiche sostanziali sono di seguito riportate:

- si afferma che è *opportuno* che questo tipo di intervento venga esteso anche agli innesti murari (la precedente circolare rimaneva sul vago in proposito);
- si elimina la possibilità di effettuare il confinamento trasversale *con armature di acciaio o lastre cementizie*, sostituendo tale affermazione con le sole *lastre cementizie opportunamente armate e di adeguato spessore*;
- viene eliminata la frase per cui l'intervento possa essere esteso all'intero edificio oppure soltanto ad alcuni elementi; l'uniformità dell'intervento, soprattutto in questo caso, che è legato a notevoli incrementi di rigidità delle pareti, è un parametro determinante nel comportamento dell'edificio consolidato;
- vengono eliminate le fasi 1) e 10) della precedente circolare, relativi alla eliminazione e al rifacimento dei solai, e viene aggiunta, tra le fasi 7) ed 8) precedenti, ossia tra l'operazione di alloggiamento dei tondini nei fori trasversali e l'esecuzione dell'intonaco, una nuova specifica, relativa all'*inserimento dei collegamenti delle lastre cementizie agli elementi resistenti di contorno (solai - cordoli - pareti trasversali - fondazioni)*.

II.B NORMATIVA NAZIONALE ED INTERNAZIONALE PER LA QUALIFICAZIONE DI MATERIALI E PRODOTTI PER L'INIEZIONE: CALCI E CEMENTI.

Analizzando il panorama normativo in materia di caratterizzazione dei materiali e dei prodotti per iniezione, si rileva la carenza sostanziale di indicazioni per la qualificazione delle miscele e, in generale, delle calci.

La caratterizzazione del legante (calce o cemento) viene fatta sul tal quale, su paste o malte (fresche o indurite), a seconda delle proprietà da misurare (chimiche, mineralogiche, fisiche e meccaniche), adoperando una grande varietà di metodi e strumentazioni. In seguito è riportata una comparazione schematica delle prove normate per calci idrauliche e cementi, sia a livello nazionale che internazionale, che aiuta a districarsi tra le numerose possibili alternative. Sono inoltre indicati, ove disponibili in letteratura, ulteriori metodi alternativi o complementari, proposti da diversi autori.

Tale lavoro di sistematizzazione si è reso necessario per mettere a confronto le diverse procedure (metodi ed apparecchiature), individuarne i punti in comune, e scegliere di conseguenza quelle più idonee ai materiali impiegati durante la sperimentazione della presente ricerca, in particolare per quella relativa alle murature in pietra. È stato necessario spaziare oltre i comuni leganti da costruzione, ed indagare anche altri tipi di materiale (elementi lapidei, calcestruzzi, isolanti), in quanto molte proprietà ritenute di necessaria qualificazione, non possiedono riferimenti per i materiali oggetto di studio.

Per quanto riguarda le calci, il riferimento legislativo nazionale per la loro classificazione è il D.M. 31/08/00, ma le procedure di caratterizzazione, chimica, fisica e meccanica, sono rimandate alle normative relative ai cementi (D.M. 03/06/68). Un analogo sviluppo si è mantenuto a livello europeo, dove la UNI EN 459/2 contiene continui rimandi alla UNI EN 196/1, concernente i cementi. Le differenze sostanziali tra le due norme, riguardano:

- per le prove chimiche: la determinazione della calce libera (punto 4.7 della 459/2)
- per le prove fisiche: il contenuto d'acqua per la pasta normalizzata (funzione della classe di resistenza delle calci)
- per le prove meccaniche: la stagionatura (all'aria, con condizioni igrometriche controllate)

La classificazione delle calci è fornita dalla UNI ENV 459/1 in base al contenuto di $\text{CaO}+\text{MgO}$, o, nel caso di calci idrauliche, secondo la loro resistenza a compressione (valutata a 28gg su malta normalizzata, in MPa), che porta alla definizione delle seguenti classi:

- Calce calcica 90 (CL 90),
- Calce calcica 80 (CL 80);
- Calce calcica 70 (CL 70);
- Calce dolomitica 85 (DL 85);
- Calce dolomitica 80 (DL 80);
- Calce idraulica 2 (HL 2);
- Calce idraulica 3,5 (HL 3,5);
- Calce idraulica 5 (HL 5).

Le norme ASTM prevedono una classificazione simile alla UNI EN 459/1 (calce dolomitica, calce magnesiaca etc.), ponendo come unico discriminante il contenuto di MgO (high-calcium: MgO compreso tra 0+5% in massa; magnesian: MgO compreso tra 5+35%; dolomitic: MgO oltre 35%).

La normativa sui cementi ha subito continui aggiornamenti dal 1965 (Legge 26/05/65 N. 595) fino al 1993, data dell'ultimo D.M. (13/09/93), che segna il passaggio all'adozione della UNI ENV 197/1 per la classificazione e della UNI EN 196/1 per le procedure di prova.

La UNI ENV197/1 suddivide i cementi comuni in cinque tipi principali, in base alla composizione (cioè la percentuale in massa di: clinker, loppa, microsilice, pozzolana, cenere volante, scisto calcinato, calcare e costituenti secondari):

- I cemento Portland;
- II cemento Portland composito;
- III cemento d'altoforno;
- IV cemento composito.

e definisce tre classi di resistenza (32,5-42,5-52,5 MPa, valutate a 28gg su malta normalizzata secondo la 196/1)

Per ciascuna classe vengono definiti i requisiti chimici, fisici e meccanici, con rimandi alle diverse parti della UNI EN 196:

- parte 1: per la *resistenza meccanica* di provini di *malta*;
- parte 2: per l'*analisi chimica* di un cemento, su *sostanza secca*;
- parte 3: per il *tempo di presa* e la *stabilità*, su *pasta cementizia* di consistenza normalizzata⁸¹;
- parte 5: per la prova di *pozzolanicità* dei cementi pozzolanici (*in soluzione*);
- parte 6: metodi per la determinazione della *finezza*: metodo della staccatura sul cemento tal quale, e metodo della permeabilità all'aria di Blaine (superficie specifica di un letto di cemento);
- parte 7: metodi di prelievo e campionatura;
- parte 21: metodo per la determinazione del contenuto di *cloruri*, *anidride carbonica* e *alcali*, determinati su un *campione secco* di cemento.

Le norme ASTM prevedono procedure di prova sui cementi e relative strumentazioni sostanzialmente simili. Esse classificano i cementi in cinque tipi fondamentali in base alla resistenza ai solfati (ASTM C150). Sono inoltre previsti cementi speciali alla pozzolana (contrassegnati con la lettera P), o d' altoforno (S), o contenenti un particolare additivo aerante (A).

Per quanto riguarda le **miscele** per iniezioni, nominate solo in relazione a *leganti cementizi*, il panorama è alquanto confuso: le indicazioni si riferiscono a composizioni standard di boiacche (acqua e cemento) o malte fluide (presenza di sabbia), con leganti a diversa finezza, spesso in presenza di additivi (fluidificanti). In particolare, le norme americane affrontano i problemi legati alla fluidità e stabilità delle miscele, oltre che alla loro caratterizzazione meccanica, mentre le norme UNI si concentrano sulla determinazione delle proprietà chimiche e fisiche di leganti microfini ($D_{max} < 35 \mu m$) oppure di prodotti additivanti, il cui effetto viene testato su leganti non microfini. Per quanto riguarda i requisiti fisico-meccanici sulle miscele additivate, le due classi di norme (ASTM e UNI) si mostrano complementari, pur con differenze nelle procedure e metodi.

In relazione agli **additivi**, definizioni e requisiti, e metodi di prova sono regolate dalle UNI EN 934/2 e dalla UNI 480 nei suoi vari numeri, rispettivamente. L'effetto dell'additivo è misurato in relazione alle variazioni delle proprietà essenzialmente fisiche (ma anche chimiche) di *calcestruzzi* o *malte* (non miscele, quindi). Tali proprietà permettono la loro classificazione in:

- additivi fluidificanti/riduttori di acqua;
- additivi superfluidificanti/riduttori di acqua ad alta efficacia;
- additivi ritentori dell' acqua;
- additivi aeranti;
- additivi acceleranti di presa;
- additivi acceleranti di indurimento;
- additivi ritardanti di presa;
- additivi impermeabilizzanti.

La quantità di additivo deve essere minore del 5% della massa del contenuto di cemento del calcestruzzo ed ha lo scopo di modificare le proprietà dell'impasto fresco e/o indurito.

Le modalità di prova si effettuano con modalità comparative. Più precisamente, nel caso di *calcestruzzo*, vengono confrontate le proprietà di un impasto di riferimento additivato con un impasto confezionato senza additivo, aventi lo stesso rapporto aggregato-cemento e pari consistenza (secondo la UNI EN 480/1, salvo specifica di mantenere lo stesso rapporto a/c). Nel caso di una *malta*, la malta di confronto (non additivata) è confezionata in conformità a UNI EN 196/1 ($a/c=0.5$), mentre la malta di prova deve avere pari consistenza di quella di confronto, eccetto quando si provano additivi impermeabilizzanti con uguale rapporto a/c.

Vengono date precise prescrizioni per il cemento con cui si confeziona la malta o il calcestruzzo di prova, ma la malta viene testata solo nel caso di additivi aventi effetti sulla presa (acceleranti o

⁸¹ 500±1g di cemento e una quantità di acqua che permetta di raggiungere una distanza di 6±1mm tra il fondo dello stampo e la sonda dell'apparecchiatura di Vicat

ritardanti).

La norma UNI 10765 definisce e stabilisce i requisiti specifici per gli additivi multifunzionali usati nel *calcestruzzo*, i quali modificano due o più proprietà del calcestruzzo fresco e/o indurito. Si distingue la funzione principale da quella secondaria, addizionale rispetto alla prima.

Le classi di additivi multifunzionali sono le seguenti:

- additivo riduttore di acqua/fluidificante-ritardante;
- additivo riduttore di acqua/fluidificante-accelerante di indurimento;
- additivo ad alta riduzione di acqua/superfluidificante-ritardante;
- additivo ad alta riduzione di acqua/superfluidificante-accelerante di indurimento.

I requisiti sono testati sulle miscele di riferimento a parità di consistenza; solamente per gli additivi ad alta riduzione di acqua/superfluidificanti-ritardanti e gli additivi ad alta riduzione di acqua/superfluidificanti-acceleranti di indurimento è prevista anche la modalità di prova a parità di rapporto acqua/cemento.

La norma UNI 7101 definisce gli additivi per *impasti cementizi* come quei prodotti aggiunti, in quantità non superiori al 2% rispetto alla massa di legante, ai normali costituenti delle paste, delle malte e dei calcestruzzi allo scopo di modificarne alcune proprietà. Essa classifica solamente gli additivi aventi come azione principale una tra le seguenti:

- fluidificante (UNI 7102);
- aerante (UNI 7103);
- ritardante (UNI 7104);
- accelerante (UNI 7105);
- fluidificante-aerante;
- fluidificante-ritardante (UNI 7107);
- fluidificante-accelerante (UNI 7108);
- antigelo (UNI 7109);
- superfluidificante (UNI 8145).

Su ciascuna classe vengono eseguite prove sul prodotto *tal quale*, su *pasta normale* con additivo e senza, su *malta normale* con additivo e senza, su *calcestruzzo*, nelle condizioni di impiego in cantiere, con additivo e senza.

Le prove su *prodotto tal quale* vengono eseguite con modalità specifiche previste per gli additivi e contenute in UNI 7110, UNI 7111, UNI 7112, UNI 7114, UNI 7115, UNI 7116, UNI 7117 UNI 7119; per ciascun tipo di additivo vengono scelte le prove idonee e significative.

Le prove su *pasta normale* devono essere conformi a D.M.3-6-68 (che stabilisce quantità di acqua necessaria per la consistenza normalizzata, tempi di inizio e fine presa, stabilità di volume) e, relativamente ad ogni funzione, sono stabiliti i valori, espressi come percentuale rispetto alle proprietà dell'impasto non additivato, delle proprietà significative (ad es.: per un fluidificante vengono specificati i valori di accettabilità per la riduzione di acqua, per un accelerante i valori di accettabilità per il tempo di presa).

Le prove su *malta normale* sono eseguite in conformità a D.M. 3-6-68 (resistenza meccanica), a UNI 6687 (ritiro), UNI 7044 (consistenza mediante tavola a scosse), UNI 7121 (contenuto di aria).

Le prove su *calcestruzzo* sono conformi a UNI 8020 (consistenza) UNI 6127 e UNI 6132 (resistenza meccanica), UNI 7122 (essudamento), UNI 6395 (contenuto di aria), UNI 7087 (resistenza al gelo), UNI 7123 (tempi di inizio e fine presa).

Infine, sono previste metodi di prova per determinare: la solubilità in acqua e in acqua satura di calce (UNI 7110), le sostanze zuccherine riducenti (UNI 7112), il potere schiumogeno di aeranti e fluidificanti aeranti (UNI 7114), la densità di additivi liquidi o in soluzione (UNI 7115), l'alcalinità totale (UNI 7116), la tensione superficiale di soluzioni contenenti additivi (UNI 7117), la concentrazione idrogenionica (UNI 7118).

Per le paste cementizie contenenti additivi antigelo è prevista una prova specifica per la determinazione del tempo di inizio e fine presa (UNI 7120).

Si riportano di seguito gli schemi comparativi tra le norme ed i riferimenti individuati in letteratura. La suddivisione principale raggruppa leganti, paste e malte (sezione II.B.1), per distinguerle dalle miscele per iniezioni (pur essendo le norme, come prima specificato, riferite essenzialmente a malte e calcestruzzi) (sezione II.B.2). Sono indicati in blu i rimandi a norme relative ai cementi. La sezione II.B.3 rappresenta una scrematatura delle sezioni precedenti, e

raggruppa le norme individuate come utili per la qualificazione e caratterizzazione delle calce idrauliche. Per completezza rispetto ai materiali impiegati nella sperimentazione sui muri in pietra, viene indicata anche la casistica di norme attinente ai materiali lapidei.

Alla fine dello schema comparativo è riportata, infine, l'intestazione completa delle norme contenute nelle suddette sezioni.

II.B.1 LEGANTI, PASTE E MALTE

PROVE CHIMICHE

- Prove eseguite su legante *tal quale*⁸²:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
SiO ₂ ; Fe ₂ O ₃ ; Al ₂ O ₃ ; CaO; MgO; CaO+MgO; SO ₃ ; perdita al fuoco; residuo insolubile; solfuri; Mn		EN 196-2	C114	
alcali (Na ₂ O; K ₂ O); CO ₂ ; cloruri		EN 196-21		
resistenza ai solfati, resistenza al dilavamento		10595*		
dilavamento (conducibilità, Ca ⁺⁺ , Na ⁺ , K ⁺)				(Tomasì et al., 1987)
pozzolanicità		EN 196-5		
analisi chimica per determinazione dei composti mineralogici (C ₃ S; C ₃ A; C ₄ AF)		10595		
silice solubile		EN 196-2		

* requisiti riportati nelle UNI 9156 (resistenza ai solfati) e UNI 9606 (dilavamento)

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
CaO+MgO; MgO; SO ₃		EN 459-2 → 196-2	C25	
CO ₂		EN 459-2 → 196-21		
calce libera (CaO e Ca(OH) ₂)		EN 459-2	C25 X6	
valore pH			C25	
dilavamento (Ca ⁺⁺ , Na ⁺ , K ⁺) e conducibilità				(Tomasì et al., 1987)
analisi spettrometrica ai raggi X*			C1271	

* fornisce la concentrazione dei singoli elementi

Procedure di prova proposte per altri materiali attinenti ad alcune proprietà chimiche:

PROPRIETÀ	MATERIALE	D.M.	UNI	ASTM	Altro
dilavamento (conducibilità, Ca ⁺⁺ , Na ⁺ , K ⁺)	materiale lapideo macinato				Normal 13/83
silice solubile	malta?				(Andreotti et al., 1993)

- Prove eseguite su *malta indurita*:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
calce dilavata in acqua distillata		10397		
contenuto di SO ₃ solubile in acqua			C265	
malta stagionata e ridotta in polvere				

Procedure di prova proposte per altri materiali attinenti ad alcune proprietà chimiche:

PROPRIETÀ	MATERIALE	D.M.	UNI	ASTM	Altro
residuo insolubile*	legante tal quale		EN 196-2		

* per verifica della natura dell'aggregato (silicea o calcarea).

⁸² polvere ottenuta dal processo di cottura del materiale originario.

PROVE MINERALOGICHE

- Prove eseguite sul tal quale e su malta indurita ridotta in polvere:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
diffrazione				(Tomasi et al., 1987)

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
diffrazione				(Tomasi et al., 1987)

- Prove eseguite su malta indurita:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
microdiffrazione				(Tomasi et al., 1987)

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
microdiffrazione				(Tomasi et al., 1987)

Procedure di prova proposte per altri materiali attinenti ad alcune proprietà mineralogiche:

PROPRIETÀ	MATERIALE	D.M.	UNI	ASTM	Altro
analisi ottica su sezioni sottili	materiali lapidei (malta indurita consolidata con resina)		9724-1 e 9724-4		

PROVE FISICHE

- Prove eseguite sul legante *tal quale*:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
finezza		196-6*°	C184* C430* C786* C204° C115*	
densità			C188 ^x	

* metodo dei setacci; ° metodo di Blaine; * metodo del turbidimetro; ^x metodo della fiasca di Le Chatelier

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
finezza		EN 459-2 → 196-6	C110°	
massa volumica apparente		EN 459-2	C110*	
acqua libera		EN 459-2		
peso specifico			C110 ^x	

° metodo di Blaine; * eseguita su materiale sciolto ed impaccato; ^x metodo della fiasca di Le Chatelier

- Prove eseguite su pasta⁸³:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
tempo di presa		EN 196-3*	C191* C266°	
stabilità di volume ^x		EN 196-3		
espansione in autoclave	03/06/68		C151	
falsa presa			C451	

⁸³ Per pasta si intende miscela fresca di legante e acqua (boiacca).

consistenza normale			C187*	
calore di idratazione			C186	
essudamento			C243	

* ago di Vicat; ° ago di Gillimor; X pinza di Le Chatelier

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
stabilità di volume (per calce viva, grassello, calce dolomitica ed idrata dolomitica)		EN 459-2		
stabilità di volume (per tutti gli altri casi)		EN 459-2 → 196-3		
indeformabilità	31/08/72			
tempo di presa		EN 459-2 → 196-3		
espansione in autoclave	31/08/72 → 03/06/68		C110	
resa ⁺		EN 459-2		
reattività [°]		EN 459-2	C110*	
consistenza e lavorabilità			C110°	
velocità di sedimentazione			C110	

* "slaking rate" è qui confrontato con "reattività"

° eseguita su grassello; consistenza misurata con ago di Vicat

⁺ in fase di spegnimento

[°] misura della variazione di temperatura nella fase di spegnimento

• Prove eseguite su malta fresca:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
contenuto d'aria		7121*	C185 C780 A5 ⁺	
consistenza ^X		7044	C780 A1	
variazione della consistenza			C780 A2	
contenuto d'acqua			C780 A4	
tempi di inizio e fine presa		7927		
tempo di presa			C807°	
falsa presa			C359	
essudamento		8998**	C243	
fluidità			C939 [^]	

* eseguita su malta normale proporzionata secondo rapporti di massa (EN 196-1)

^X N.B.: le norme UNI misurano la consistenza mediante una prova di spandimento, mentre le norme ASTM individuano la consistenza in relazione alla prova di penetrazione con ago di Vicat (il termine "consistenza" è citato in tali norme); le norme ASTM riportano la prova di spandimento nella C109/C 109M e le specifiche della tavola a scosse si trovano nella ASTM C230.

° ago di Vicat modificato

⁺ Le norme C780 riguardano la caratterizzazione di malte destinate a murature prefabbricate (rinforzate e non)

[^] presenza di fluidificante

** malte espansive

N.B. non sono previste prove di ritenzione d'acqua per i cementi.

Prove specifiche per malte cementizie espansive:

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
massa volumica		8995		
espansione libera in fase plastica		8996		
consistenza mediante canaletta*		8997		
acqua d'impasto essudata		8998		

* per malte superfluide secondo UNI 8993

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
ritenzione d'acqua [□]		EN 459-2*	C110	
contenuto d'aria		EN 459-2*		
consistenza ^X			C780 A1	
variazione della consistenza			C780 A2	
spandimento e penetrazione [°]		EN 459-2*	°	

contenuto d'acqua			C780 A4	
tempi di inizio e fine presa		7927		
residuo nello spegnimento			C110	
fluidità			C939 [^]	

[□]N.B: le norme UNI misurano la ritenzione d'acqua come quantità fisica, mentre le norme ASTM la legano alla variazione di consistenza della malta

* eseguita su malta normale proporzionata secondo rapporti di volume e di consistenza normalizzata (EN 459-2)

^x ago di Vicat modificato

[°] specifiche della tavola a scosse per lo spandimento si trovano nella C230

⁺ N.B: le norme UNI non specificano le prove di spandimento e penetrazione come misura della consistenza.

⁻ eseguita su malta bastarda (presenza di calce e di aggregato fine) con spandimento normalizzato

[^] presenza di fluidificante

● Prove eseguite su *malta indurita*:

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
ritiro		6687*	C596 [°]	
espansione per esposizione ai solfati			C452 ⁺	
variazione di lunghezza per esposizione ai solfati			C1012 ⁻	
reattività agli alcali			C1260 [^]	

* eseguita su malta normale proporzionata secondo rapporti di massa (EN 196-1)

[°] eseguita su malta con spandimento normalizzato

⁺ eseguita su malta bastarda (cemento Ptl e gesso, non su miscele cementizie)

⁻ malta confezionata secondo C109/C109M a base di cemento (eventualmente anche mescolato con pozzolana o loppa) o miscele di cemento

[^] metodo della barra di malta

Procedure di prova proposte per altri materiali attinenti ad alcune proprietà fisiche:

PROPRIETÀ	MATERIALE	D.M.	UNI	ASTM	Altro
conduttività termica	isolanti		7745		
trasmissione del vapore acqueo	isolanti termici e materiali da costruzione		9233		
porosità	terreni e rocce			D4404	ISRM parte 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6
densità	terreni e rocce				ISRM parte 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5
contenuto d'acqua	terreni e rocce				ISRM parte 1.1
dilatazione igrometrica	terreni e rocce				ISRM parte 2.1, 2.2, 2.3
variazione di massa igrometrica	terreni e rocce				ISRM parte 2.4
massa volumica apparente e coefficiente di imbibizione	materiali lapidei		9724-2**		
massa volumica reale e porosità totale e accessibile	materiali lapidei		9724-7		
suzione	materiali lapidei				Normal 11/82 ^{°°}
massa volumica	calcestruzzo		6394-2		
assorbimento d'acqua	calcestruzzo		9525 [°] 9526 ^x		
peso specifico ed assorbimento d'acqua	aggregati di grana grossa			C127	

[°] metodo per immersione sottovuoto; ^x metodo per capillarità

**assorbimento per immersione totale; ^{°°}assorbimento per capillarità

PROVE MECCANICHE• **Prove eseguite su malta indurita:**

CEMENTI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
resistenza a compressione		EN 196-1*	C349 ⁺ C109/C109M [°]	
resistenza a flessione		EN 196-1*	C348	
resistenza a trazione				Regio Decr. 1939

* eseguita con malta normale (EN 196-1), su provini prismatici

° eseguita con malta standardizzata, su provini cubici

+ eseguita con malta standardizzata secondo la C109, su provini prismatici

CALCI	D.M.	UNI	ASTM	Altro
resistenza a flessione e a compressione*		EN 459-2 → 196-1		

* eseguita su malta normale (EN 459-2)

Procedure di prova proposte per altri materiali attinenti ad alcune proprietà meccaniche:

PROPRIETÀ	MATERIALE	D.M.	UNI	ASTM	Altro
modulo elastico	calcestruzzo		6556	C469	
coefficiente di Poisson	calcestruzzo			C469	

II.B.2 MISCELE PER INIEZIONI

MISCELE CON LEGANTI NON MICROFINI

• **Prove fisiche:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
fluidità			C939°	
espansione e essudamento			C940*	
capacità di ritenzione dell'acqua			C941 [^]	
tempo di presa			C953 [^]	
stabilità				(Van Rickstal et. al., 1995)

° Metodo del Cono (Flow Cone); eseguita sia su boiacche (assenza di aggregato) che su malte con aggregato fine.

In alternativa al flow cone è possibile impiegare il Cono di Marsh.

* eseguita sia su boiacche che su malte con aggregato fine

[^] usata per qualificare i fluidificanti

[^] eseguita su miscela conforme alla C938

• **Prove meccaniche:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
resistenza a compressione			C942*	

* eseguita su provini cubici (procedura secondo C109) confezionati secondo la C937

LEGANTI MICROFINI

• **Requisiti chimici:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
contenuto SO ₃ , contenuto cloruri		10764 → EN 196-2		
pozzolanicità		10764 → EN 196-5		
resistenza ai solfati, resistenza al dilavamento		10764 → 10595		

• **Requisiti fisici:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
tempo di inizio presa, stabilità di volume		10764 → EN 196-3		

EFFETTO DEGLI ADDITIVI⁸⁴

• **Requisiti chimico-fisici del prodotto additivante:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
requisiti chimico-fisici ⁺ degli additivi ^x		EN 934-2		
solubilità in acqua distillata e satura di calce		7110		
sostanze zuccherine riducenti		7112		
potere schiumogeno di aeranti e fluidificanti-aeranti		7114		
densità*		7115		
alcalinità totale		7116		
tensione superficiale		7117		

⁸⁴ Non sono considerate miscele con leganti microfini

valore pH		7118		
spettrometria all'infrarosso ^o		EN 480-6		
tenore di cloruri solubili in acqua		EN 480-10		

^{*} omogeneità, colore, componente effettivo (EN 480-6), massa volumica apparente (ISO 758), tenore di sostanza secca (EN 480-8), valore pH (ISO 4316), effetto sul tempo di presa con dosaggio massimo raccomandato (EN 480-2), contenuto cloruro totale (ISO 1158), cloruro solubile (EN 480-10), contenuto di alcali (EN 480-12), effetto sulla corrosione

^x fluidificante/riduttore d'acqua, superfluidificante/riduttore d'acqua ad alta efficacia, ritentore d'acqua, aerante, accelerante di presa, accelerante di indurimento, ritardante di presa, impermeabilizzante, additivo multifunzionale

^{*} di additivi liquidi o in soluzione

^o eseguita su sostanza secca convenzionale secondo EN 480-8

• **Requisiti fisici e meccanici sulle miscele additivate:**

	D.M.	UNI	ASTM	Altro
definizione di miscela standard ^o /requisiti ^o			C938	
contenuto d'aria			C110*	
requisiti di idoneità [^] di additivi fluidificanti [^]			C937	
tempo di presa su paste di cemento a presa rapida ⁺			C1102	
definizioni di additivi ^x e requisiti generali		EN 934-2		
requisiti di idoneità: - riduzione d'acqua, contenuto d'aria, resistenza a compressione, incremento della consistenza, mantenimento della consistenza, essudamento, bolle d'aria su indurito - tempo di presa		EN 934-2 ** ***		
assorbimento capillare		EN 480-5 ^{xx}		
definizione di additivi multifunzionali ⁺⁺		10765		
requisiti di idoneità di additivi multifunzionali: - riduzione d'acqua, contenuto d'aria, resistenza a compressione, incremento della consistenza, mantenimento della consistenza, essudamento, - tempo di presa		10765		
tempo di inizio e fine presa di pasta additivata con antigelo		71120		

^o la miscela è costituita da cemento (specifiche C150), pozzolana (specifiche C618), aggregato fine (granulometria secondo C637), fluidificante (con o senza ulteriori aggiunte) e acqua.

^{oo} indica i metodi di prova per stabilire i requisiti su miscela fresca: fluidità (C939), espansione ed essudamento (C940), ritenzione d'acqua (C941), peso specifico; e su miscela indurita: resistenza a compressione su malta (C942), resistenza a compressione su cilindri (C943), peso specifico su malta, peso specifico su cilindri.

N.B. I valori specifici dei requisiti vengono forniti solo in relazione all'uso di fluidificanti (C937)

^{*} eseguita su *malta* bastarda (presenza di calce e di aggregato fine) con spandimento normalizzato

[^] proprietà considerate: riduzione d'acqua, espansione, essudamento, ritenzione d'acqua, presa, resistenza a compressione; eseguita su miscela conforme alla C938

^{^^} riduzione d'acqua (C941), espansione, essudamento, incremento di ritenzione d'acqua (C941), tempo di inizio e fine presa (C953), resistenza a compressione (C942)

⁺ metodo dell'ago di Gillimor

^x fluidificante/riduttore d'acqua, superfluidificante/riduttore d'acqua ad alta efficacia, ritentore d'acqua, aerante, accelerante di presa, accelerante di indurimento, ritardante di presa, impermeabilizzante, additivo multifunzionale

^{**} prove eseguite su diversi impasti di calcestruzzo confezionato secondo UNI EN 480-1.

^{***} prova eseguita in conformità alla EN 480-2, su malta cementizia confezionata secondo UNI EN 480-1

⁺⁺ riduttore d'acqua/fluidificante – ritardante, riduttore d'acqua/fluidificante – accelerante d'indurimento, superfluidificante – ritardante, superfluidificante – accelerante d'indurimento

^{xx} eseguita su malta confezionata secondo EN 480-1 su provini conformi alla EN 196-1

II.B.3 RIFERIMENTI NORMATIVI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI BASE PER MURATURE IN PIETRA
LEGANTE

Prove chimiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma</i>
contenuto di: SiO ₂ ; Fe ₂ O ₃ ; Al ₂ O ₃	UNI EN 196-2 ASTM C114	tal quale (cemento)
contenuto di: CaO+MgO; MgO; SO ₃	UNI EN 459-2 → EN 196-2	tal quale (cemento)
calce libera (CaO e Ca(OH) ₂)	EN 459-2 C25 X6	tal quale
alcali (Na ₂ O; K ₂ O)	UNI EN 196-21 ASTM C114	tal quale (cemento)
pozzolanicità	UNI EN 196-5	tal quale (cemento)
dilavamento (conducibilità, Ca ⁺⁺ , Na ⁺ , K ⁺)	(Tomasi et al., 1987) Normal 13/83	tal quale, legante indurito e polverizzato materiale lapideo macinato
perdita al fuoco	UNI EN 196-2 ASTM C114	tal quale
contenuto di CO ₂	UNI EN 459-2 → EN 196-21	tal quale (cemento)
silice solubile	UNI EN 196-2 (Andreotti et al., 1993)	tal quale (cemento) malta?

Prove mineralogiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma</i>
diffrazione	(Tomasi et al., 1987)	tal quale, malta indurita ridotta in polvere
microdiffrazione	(Tomasi et al., 1987)	malta indurita

Prove fisiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma</i>
finezza	UNI EN 459-2* → EN 196-6 ASTM C110°	tal quale
massa volumica apparente	UNI EN 459-2 ASTM C110	tal quale
tempo di presa	UNI EN 196-3 [^] ASTM C191 [^]	pasta (cemento)
stabilità di volume /indeformabilità	UNI EN 196-3 [~]	pasta (cemento)
essudamento	ASTM C243	pasta (cemento)
calore di idratazione	ASTM C186	pasta (cemento)
stabilità di volume	UNI EN 459-2	pasta
indeformabilità	D.M. 31/08/72	pasta
tempo di presa	UNI EN 459-2 → EN 196-3	pasta
conduttività termica	UNI 7745	isolanti
coefficiente di dilatazione termica	(Tassullo, 1997)	
capacità termica	(Tassullo, 1997)	
trasmissione del vapore acqueo	UNI 9233	isolanti termici e materiali da costruzione
perdita d'acqua	(Tassullo, 1997)	

 * metodo dei setacci; ° metodo di Blaine; [^] ago di Vicat; [~] pinza di Le Chatelier

Prove meccaniche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma</i>
resistenza a flessione e a compressione	UNI EN 459-2 → EN 196-1	malta indurita
resistenza meccanica a compressione	ASTM C349 / C109	malta cementizia indurita (provini prismatici / provini cubici)

modulo elastico	UNI 6556 ASTM C469	calcestruzzo
coefficiente di Poisson	ASTM C469	calcestruzzo
modulo elastico a taglio	(Tassullo, 1997)	

eseguita su malta normale (EN 459-2)

MALTA

Prove fisiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma⁸⁵</i>
tempi di inizio e fine presa	ASTM C110	malta fresca
massa volumica apparente e coefficiente di imbibizione	UNI 9724-2	materiali lapidei (assorbimento per immersione totale)
massa volumica reale e porosità totale e accessibile	UNI 9724-7	materiali lapidei
suzione	Normal 11/82	materiali lapidei (assorbimento per capillarità)
peso specifico ed assorbimento d'acqua	ASTM C127	materiali lapidei (per immersione totale, su materiale sciolto)
porosità	ASTM D4404 ISRM (parti 1.2 ÷ 1.6)	terreni e rocce (picnometro a mercurio)

Prove meccaniche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale di riferimento nella norma</i>
resistenza a flessione e a compressione	UNI EN 459-2 → EN 196-1	malta indurita
resistenza meccanica a compressione	ASTM C349 / C109	malta cementizia indurita (provini prismatici / provini cubici)
modulo elastico a compressione	UNI 6556 ASTM C469	calcestruzzo calcestruzzo
coefficiente di Poisson	ASTM C469	calcestruzzo

eseguita su malta normale (EN 459-2)

PIETRA

Prove chimiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale/procedura di riferimento</i>
reattività alcali-silice	ASTM C289	metodo chimico
reattività agli alcali	ASTM C586	eseguita su rocce carbonatiche (metodo del cilindro di roccia immerso in una soluzione di NaOH); la reattività con gli alcali presenti in una malta è trattata nella C1260 (metodo della barra di malta). Un metodo chimico di determinazione della reattività potenziale alcali-silice nel calcestruzzo è fornito dalla C289

Prove mineralogiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale/procedura di riferimento</i>
analisi petrografica	UNI 9724-1* ASTM C295	diffrazione; analisi ottica di sezioni sottili (→UNI 9724-4)

Prove fisiche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale/procedura di riferimento</i>
analisi granulometrica	(Romaniello et al., 1993)	per vagliatura meccanica ($D > 75 \mu\text{m}$) o per aerometro ($D < 75 \mu\text{m}$)
massa volumica apparente e coefficiente di imbibizione	UNI 9724-2	assorbimento per immersione totale
massa volumica reale e porosità totale e accessibile	UNI 9724-7	materiali lapidei
suazione	Normal 11/82	materiali lapidei (assorbimento per capillarità)
peso specifico ed assorbimento d'acqua	ASTM C127	(per immersione totale, su materiale sciolto)
permeabilità	(Van Rckstal, 1995)	materiale frantumato
porosità	ASTM D4404 ISRM (parti 1.2 ÷ 1.6)	terreni e rocce (picnometro a mercurio)

Prove meccaniche.

<i>proprietà</i>	<i>norma di riferimento</i>	<i>materiale/procedura di riferimento</i>
resistenza a compressione	UNI 9724-3	
resistenza a flessione	UNI 9724-5	
modulo elastico a compressione	UNI 9724-8	
resistenza a trazione diretta ed indiretta (prova brasiliana)	UNI 6135	prove su calcestruzzi

II.B.4 DOCUMENTI NAZIONALI E NORME UNI

CALCI

- D.M. 31 Agosto 1972 Norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova degli agglomerati cementizi e delle calce idrauliche
- UNI ENV459-1 (1994) Calci da costruzione. Definizioni, specifiche e criteri di conformità.
- UNI EN459-2 (1994) Calci da costruzione. Metodi di prova.
- UNI 10319 (1994) Calci aeree. Terminologia.

CEMENTI

- Regio Decreto 16 novembre 1939. Norme per l'accettazione ed il collaudo dei materiali da costruzione
- Legge 26 Maggio 1965 n.595. Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici.
- D.M. 3 Giugno 1968. Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi.
- D.M. 20 Novembre 1984. Modificazioni al decreto ministeriale 3 Giugno 1968 recante norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi.
- D.M. 13 Settembre 1993. Abrogazione di alcune disposizioni contenute nel decreto ministeriale 3 Giugno 1968 concernente nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi.
- UNI EN 196-1 (1994) Metodi di prova dei cementi. Determinazione delle resistenze meccaniche.
- UNI EN 196-3 (1994) Metodi di prova dei cementi. Determinazione del tempo di presa e della stabilità.
- UNI EN 196-5 (1994) Metodi di prova dei cementi. Prova di pozzolanicità dei cementi pozzolanici.
- UNI EN 196-6 (1991) Metodi di prova dei cementi. Determinazione della finezza.
- UNI EN196-7 (1991) Metodi di prova dei cementi. Metodi di prelievo e campionatura del cemento.
- UNI EN 196-21 (1991) Metodi di prova dei cementi. Determinazione del contenuto di cloruri, anidride carbonica e alcali nel cemento.
- UNI ENV 197-1 (1992) Cemento . composizione, specificazioni e criteri di conformità. Cementi comuni.
- UNI ENV 197-2 (1996) Cemento. Valutazione della conformità.
- UNI 10397 (1994) Cementi. Determinazione della calce solubilizzata nei cementi per dilavamento con acqua distillata.
- UNI 10595 (1995) Cementi resistenti ai solfati e al dilavamento. Determinazione della classe di resistenza. Metodo chimico di prova,
- UNI 9606 (1997) Cementi resistenti al dilavamento della calce, Classificazione e composizione.
- UNI 9156 (1997) Cementi resistenti ai solfati. Classificazione e composizione.

LEGANTI IDRAULICI MICROFINI

- UNI 10764 (1999) Leganti idraulici microfini. Definizioni e requisiti.

MALTE A BASE DI CEMENTO E DI CALCE/CEMENTO

- pr EN 1015-17 Metodi di prova per malte per opere edilizie. Parte 17: Determinazione del contenuto di cloruro solubile nelle malte fresche ed indurite.

MALTE CEMENTIZIE

- UNI 6687(1973) Malta normale. Determinazione del ritiro idraulico. Prova di laboratorio.
- UNI 7121 (1972) Malta normale. Determinazione del contenuto di aria.
- UNI 7044 (1972) Determinazione della consistenza delle malte cementizie mediante l'impiego della tavola a scosse.
- NI 7927 (1978) Determinazione della resistenza alla penetrazione e dei tempi di inizio e fine presa.

MALTE ESPANSIVE

- UNI 8993 (1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Definizioni e classificazione.
- UNI 8994 (1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Controllo dell'idoneità.
- UNI 8995 (1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Determinazione della massa volumica della malta fresca.
- UNI 8996 (1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Determinazione dell'espansione libera in fase plastica.
- UNI 8997 (1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Malte superfluide. Determinazione della consistenza mediante cabaletta.
- UNI 8998(1987)+FA-1(1989) Malte cementizie premiscelate per ancoraggi. Determinazione della quantità d'acqua d' impasto essudata.

ADDITIVI PER CALCESTRUZZO, MALTA E MALTA PER INIEZIONI

- UNI EN 480-1(1997) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Calcestruzzo e malta di riferimento per le prove.*

- UNI EN 480-2 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Determinazione del tempo di presa.
- UNI EN 480-4 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Determinazione della quantità di acqua essudata dal calcestruzzo.
- UNI EN 480-5 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Determinazione dell'assorbimento capillare.
- UNI EN 480-6 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Analisi all'infrarosso.
- UNI EN 480-8 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Determinazione del tenore di sostanza secca convenzionale.
- UNI EN 480-10 (1996) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Metodo di prova. Determinazione del tenore di cloruri solubili in acqua.
- UNI EN934-2 (1997) Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezioni. Additivi per calcestruzzo. Definizioni e requisiti.⁸⁶
- UNI 10765 (1999) Additivi multifunzionali per calcestruzzo. Definizioni, requisiti e criteri di conformità.

ADDITIVI PER IMPASTI CEMENTIZI

- UNI 7101 (1980) Additivi per impasti cementizi. Definizioni e classificazione.
- UNI 7102 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi fluidificanti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7103 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi aeranti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7104 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi ritardanti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7105 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi acceleranti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7107 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi fluidificanti-ritardanti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7108 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi fluidificanti-acceleranti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7109 (1972) Additivi per impasti cementizi. Additivi antigelo. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 8145 (1980) Additivi per impasti cementizi. Additivi superfluidificanti. Idoneità e relativi metodi di controllo.
- UNI 7110 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione della solubilità in acqua distillata e in acqua satura di calce.
- UNI 7112 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione delle sostanze zuccherine riducenti.
- UNI 7114 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione del potere schiumogeno degli additivi aeranti e fluidificanti aeranti.
- UNI 7115 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione della densità degli additivi liquidi o in soluzione.
- UNI 7116 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione dell'alcalinità totale.
- UNI 7117 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione della tensione superficiale di soluzioni contenenti additivi.
- UNI 7118 (1972) Additivi per impasti cementizi. Determinazione della concentrazione idrogenionica (pH) di soluzioni contenenti additivi.
- UNI 7120 (1989) Additivi per impasti cementizi. Determinazione dei tempi di inizio e fine presa delle paste contenenti additivi antigelo.

PROPRIETÀ FISICHE E MECCANICHE

- UNI 6394-2 (1983) Massa volumica del calcestruzzo. Determinazione su calcestruzzo indurito.
- UNI 9525 (1989) Calcestruzzo. Determinazione dell'assorbimento di acqua per immersione sotto vuoto.
- UNI 9526 (1989) Calcestruzzo. Determinazione dell'assorbimento di acqua per capillarità.
- UNI 6556(1976) Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- UNI 6135 (1972) Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di trazione.

ALTRI MATERIALI

- UNI 7745 (1977) Materiali isolanti. Determinazione della conduttività termica con il metodo della piastra calda con anello di guardia.
- UNI 9233 (1988) Determinazione delle proprietà di trasmissione del vapore acqueo di materiali da costruzione ed isolanti termici.

MATERIALI LAPIDEI

- UNI 9724-1(1990) Materiali lapidei. Descrizione petrografica.
- UNI 9724-2(1990) Materiali lapidei. Determinazione della massa volumica apparente e del coefficiente d'imbibizione.

⁸⁶ Sostituisce UNI 7101, UNI 7102, UNI 7103, UNI 7104, UNI 7105, UNI 8145

- UNI 9724-3(1990) Materiali lapidei. Determinazione della resistenza a compressione semplice.
- UNI 9724-4(1990) Materiali lapidei. Confezionamento sezioni sottili e lucide.
- UNI 9724-5(1990) Materiali lapidei. Determinazione della resistenza a flessione
- UNI 9724-7(1992) Materiali lapidei. Determinazione della massa volumica reale e della porosità totale ed accessibile
- UNI 9724-8(1992) Materiali lapidei. Determinazione del modulo elastico semplice(monoassiale).

II.B.5 NORMATIVA A.S.T.M. (American Society for Testing and Materials)

CALCI

- A.S.T.M. C25-96a Standard Test Method for Chemical Analysis of Limestone, Quicklime, and Hydrated Lime.
- A.S.T.M. C 51-95 Standard Terminology Relating to Lime and Limestone (as used by Industry)
- A.S.T.M. C 110-96a Standard Test Methods for Physical Testing of Quicklime, Hydrated lime , and Limstone.
- A.S.T.M. C 141-96 standard Specification for Hydraulic Hydrated Lime for structural Purposes.
- A.S.T.M. C 207-91(Reapproved1992) Standard Specification for Hydrated Lime for Masonry Purposes.
- A.S.T.M. C 911-96 Standard specification for Quicklime, Hydrated Lime, and Limestone for Chemical Uses.
- A.S.T.M. C 25 X6 Test method for Free Calcium Oxide in High-Calcium Hydrated Lime.
- A.S.T.M. C 1271-94a Standard Test Method for X-ray Spectrometric Analysis of Lime and Limestone.

CEMENTI

- A.S.T.M. C 91-97 Standard Specification for Masonry Cement.
- A.S.T.M. C 109/ C 109M-95 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50mm Cube Specimens).
- A.S.T.M. C114-97 Standard Test Method for Chemical Analysis of Hydraulic Cement.
- A.S.T.M. C 115-96a Standard Test Method for Fineness of Portland Cement By the Turbidimeter.
- A.S.T.M. C 127-88(Reapproved 1993)* Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate.
- A.S.T.M. C 150-97 Standard Specification for Portland Cement.
- A.S.T.M. C 151-93a Standard Test Method for Autoclave Expansion of Portland Cement.
- A.S.T.M. C 184-94* Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by the 150- μ m (No. 100) and 75- μ m (No. 200) Sieves.
- A.S.T.M. C185-95 Standard Test Method for Air Content of Hydraulic Cement Mortar.
- A.S.T.M. C 186-97 Standard Test Method for Heat oh Hydration of Hydraulic Cement.
- A.S.T.M. C187-86(Reapproved 1991) Standard Test Method for Normal Consistency of Hidraulic Cement.
- A.S.T.M. C 188-95 Standard Test Method for density of Hydraulic Cement.
- A.S.T.M. C 191-92 Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle.
- A.S.T.M. C 204-96a Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by Air Permeability Apparatus.
- A.S.T.M. C 243-95 Standard Test Method for Bleeding of Cement Pastes and Mortars.
- A.S.T.M. C 265-91 Standard Test Method for Calcium Sulfatein Hydrated Portland Cement Mortar.
- A.S.T.M. C 266-89(Reapproved1995) Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic-Cement Paste by Gillimore Needles.
- A.S.T.M. C 289-94 Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates(Chemical Method)
- A.S.T.M. C295-90 Standard Guide for Petrografic Examination of Aggregates for Concrete.
- A.S.T.M. C 348-95 Standard Test Method for Flexural Strength of Hydraulic-Cement Mortars.
- A.S.T.M. C349-95 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic-Cement Mortars (Using Portions of Prisms Broken in Flexure).
- A.S.T.M. C 359-89 Standard Test Method for Early Stiffening of Portland cement (Mortar Method)
- A.S.T.M. C 430-96 Standard Test Method for Fineness of hydraulic Cement by the 45- μ m (No. 325) Sieve.
- A.S.T.M. C 451-95 Standard Test Method for early Stiffening of Hydraulic Cement (Paste Method).
- A.S.T.M. C452-95 Standard Test Method for Potential Expansion of Portland-Cement Mortars Exposed to Sulfate.
- A.S.T.M. C469-94 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.

- A.S.T.M. C 490-96 Standard Practice for Use of Apparatus for the determination of Length Change of Hardened Cement Paste, mortar and Concrete.
- A.S.T.M. C 586-92 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method).
- A.S.T.M. C 596-96 Standard Test Method for Drying Shrinkage of Mortar Containing Hydraulic Cement.
- A.S.T.M. C 780-80 Standard Test Method for Preconstruction and Construction Evaluation of Mortars for Plain and Reinforced Unit Masonry.
- A.S.T.M. C 786-96 Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement and Raw Materials by the 300 μm (No. 200) Sieves by wet Method.
- A.S.T.M. C807-89(Reapproved 995)* Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic Cement Mortar By Modified Vicat Needle.
- A.S.T.M. C 856-95 Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete.
- A.S.T.M. C 937-80 (Reapproved 1991) Standard Specification for Grout Fluidifier for Preplaced-Aggregate Concrete.
- A.S.T.M. 938-80 (Reapproved 1991) Standard Practice for Proportioning Grout Mixtures for Preplaced-Aggregate Concrete.
- A.S.T.M. C939-94a Standard Test Method for Flow of grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method).
- A.S.T.M. C 940-89 Standard Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory.
- A.S.T.M. C 941-96 Standard Test Method for Water Retentivity of Grout Mixtures for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory.
- A.S.T.M. C 942-86 Standard Test Method for Compressive Strength of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- A.S.T.M. C 943-96 Standard Practice for Making Test Cylinders and Prisms for Determining Strength and Density of Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory.
- A.S.T.M.C 1012-95a Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution.
- A.S.T.M. C 1102-94 Standard Test Method for Time of Setting of Portland-Cement Pastes Containing Quick-Setting Accelerating Admixtures for Shotcrete by the Use of Gillimore Needles.
- A.S.T.M. C 1260-94 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates(Mortar-Bar Method).
- A.S.T.M. C 1329-96 Standard Specification for Mortar Cement.

TERRENI E ROCCE

- A.S.T.M. D 4320-93 Standard Test Method for Laboratory Preparation of Chemically Grouted Soil Specimens for Obtaining Design Strength Parameters.
- A.S.T.M. D 4404-84(Reapproved1992) Standard Test Method for determination of pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry.
- A.S.T.M. D 4630-86 Standard Test Method for Determining Transmissivity and Storativity of Low-Permeability Rocks by in Situ Measurements Using the Constant head Injection Test.
- A.S.T.M. D3385-94 Standard Test Method for Infiltration Rate of Soils in Field Using Double-Ring Infiltrometer.

II.B.6 ALTRI ISTITUTI DI NORMAZIONE

ROCCE ED ELEMENTI LAPIDEI

- I.S.R.M. Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-Durability Index properties. Document No.2, 1997.
- Normal 7/81. Assorbimento d'acqua per immersione totale e capacità d'imbibizione.
- Normal 11/82. Assorbimento d'acqua per capillarità. Coefficiente di assorbimento capillare.
- Normal 13/83. Dosaggio dei sali solubili.

MISCELE DA INIEZIONE

- A.B.N.T. (1983). *Calda de cimento para injecao-determinacao do indice de fluidez*. N.B.R. 7682.

APPENDICE III:

***VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO:
INDAGINI IN SITO SU MURATURE INIETTATE***

III.A Cinta muraria di Cittadella (Padova)

III.A CINTA MURARIA DI CITTADELLA (PADOVA)

III.A.1 DESCRIZIONE DEL SITO D'INDAGINE E CONDIZIONI DI PROVA

Il centro storico di Cittadella (Pd) rappresenta una delle poche città circondate da cinta muraria ancora completa. Risalenti a circa il 1220, le mura si sviluppano per quasi 1500 m, abbracciando una zona di circa 450 m di diametro. Esse si elevano per circa 14 m e comprendono 4 torri principali (direzionate secondo i punti cardinali) e 28 elementi tra torri minori e torresini (Fig. AIII.1).



Fig. AIII.1: Vista aerea della città murata e di una torre minore.

Presso un settore delle mura (Fig. AIII.2), interessato da alcuni interventi per far fronte ad alcuni problemi strutturali (fuori piombo eccessivo, fessurazioni estese) sono state eseguite iniezioni consolidanti con una delle miscele a base di calce idraulica naturale testate nel corso della ricerca sperimentale sulle murature in pietra (FenxB, di produzione Tassullo).

L'efficacia dell'intervento è stata indagata su una porzione di circa 5x3 m mediante diverse metodologie:

- prove soniche in trasparenza e una tomografia sonica verticale, effettuate prima e dopo il consolidamento;
- ispezione di carotaggi ed endoscopie, effettuate a miscela indurita in due punti del sito oggetto di studio.

Inoltre, l'intervento d'iniezione è stato seguito durante tutta la fase esecutiva, al fine di raccogliere informazioni sui percorsi effettivi delle miscele, per una integrazione completa dei risultati delle prove soniche.

Nella zona d'indagine, la mura è costituita da corsi alterni di ciottoli del Brenta, a volte intramezzati da mattoni di coltello, e corsi di mattoni disposti di testa. I ciottoli hanno dimensioni variabili e compongono filari di altezza compresa tra i 12 e i 21 cm circa, i mattoni hanno invece dimensioni di 25x12x6 cm, ma ne sono presenti anche alcuni di dimensioni superiori; i giunti sono quindi irregolari, di 2-3 cm di spessore, e la malta ha inerti di grosse dimensioni e consistenza friabile (v. Fig. AIII.3). Attraverso un rilievo geometrico dei paramenti interno ed esterno e l'ispezione di una nicchia ricavata all'interno delle mura (Fig. AIII.3), spesse 220 cm, è stato possibile verificare la corrispondenza dei corsi di ciottoli e mattoni sui due paramenti.

La presenza di un dislivello di circa 290 cm tra l'esterno e l'interno delle mura ha reso necessaria la realizzazione di uno scavo, al fine di rendere accessibile il lato interno della cinta per la realizzazione delle prove soniche in trasparenza e tomografiche.

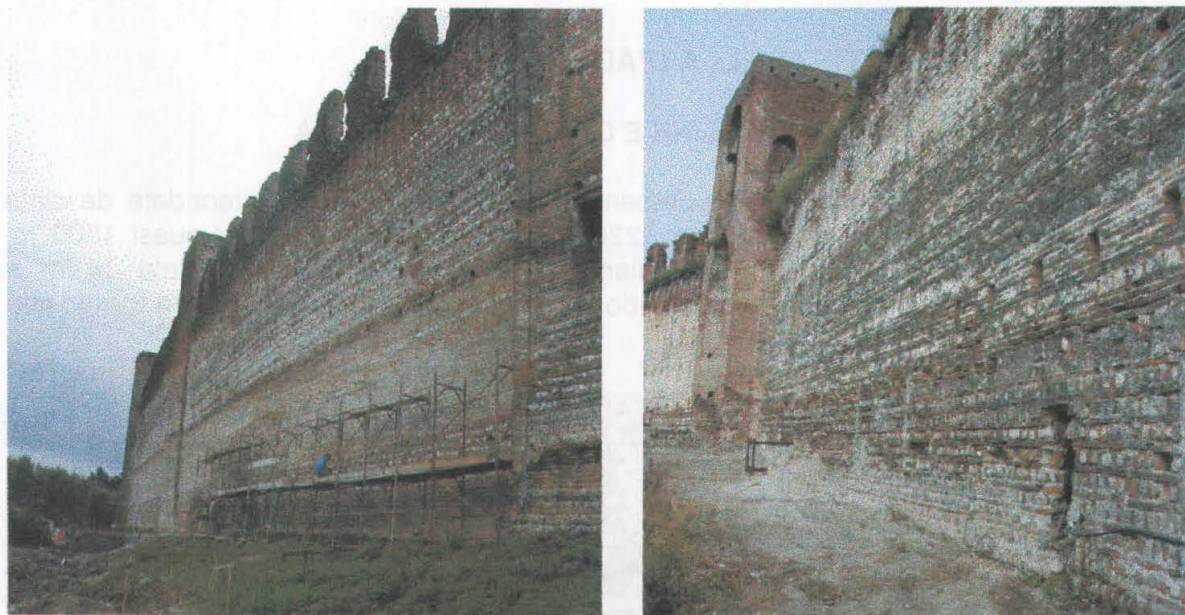


Fig. AIII.2: Zona d'indagine: vista dall'esterno e dall'interno delle mura.

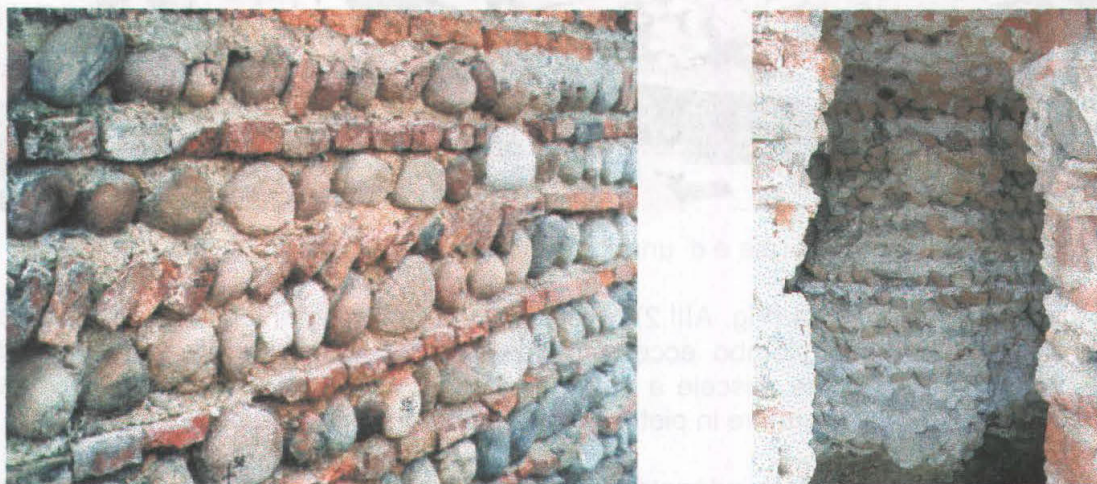


Fig. AIII.3 Tessitura del paramento murario e vista della nicchia con accesso dal lato interno delle mura.

Le iniezioni sulle mura di cinta sono state eseguite dal solo lato esterno; i fori per l'iniezione presentano diametro di 30 mm e sono stati praticati con una maglia rettangolare di circa 30 cm in verticale e 50 cm in orizzontale, assecondando le irregolarità del paramento, fino ad una profondità di circa 140 cm. Prima dell'iniezione, eseguita ad una pressione di circa 1-1,5 atm procedendo dal basso verso l'alto, il muro è stato sottoposto a lavaggio con acqua.

La griglia di punti base per le prove soniche in trasparenza ha un modulo rettangolare di dimensioni pari a 60 cm in larghezza e 30 cm in altezza circa. Tali dimensioni hanno consentito di fissare le righe della matrice di punti alternativamente su corsi di mattoni e su corsi di ciottoli, al fine di indagare eventuali differenze. La regolarità della maglia ha dovuto soggiacere all'effettiva non perfetta orizzontalità dei corsi murari ed alla necessità di individuare punti di battuta per il martello (all'esterno della cinta muraria) sufficientemente "solidi", e di ricezione dell'accelerometro (all'interno) sufficientemente piani, al fine di garantire un'adeguata regolarità nella trasmissione della forza d'impatto (v. Fig. AIII.4).

Tuttavia, stante la forma geometrica non regolare dello scavo a tergo delle mura, la griglia difetta di nove punti della matrice 6x6 inizialmente ricercata. In particolare, solo la colonna 4 comprende tutte e sei le righe; pertanto, la sezione muraria verticale corrispondente a tale posizione, essendo la più ricca di punti di rilevamento, è stata indagata mediante tomografia (v. Fig. AIII.5).

Il sistema impiegato per l'acquisizione dei tempi di trasmissione delle onde è riportato in Fig. AIII.6.

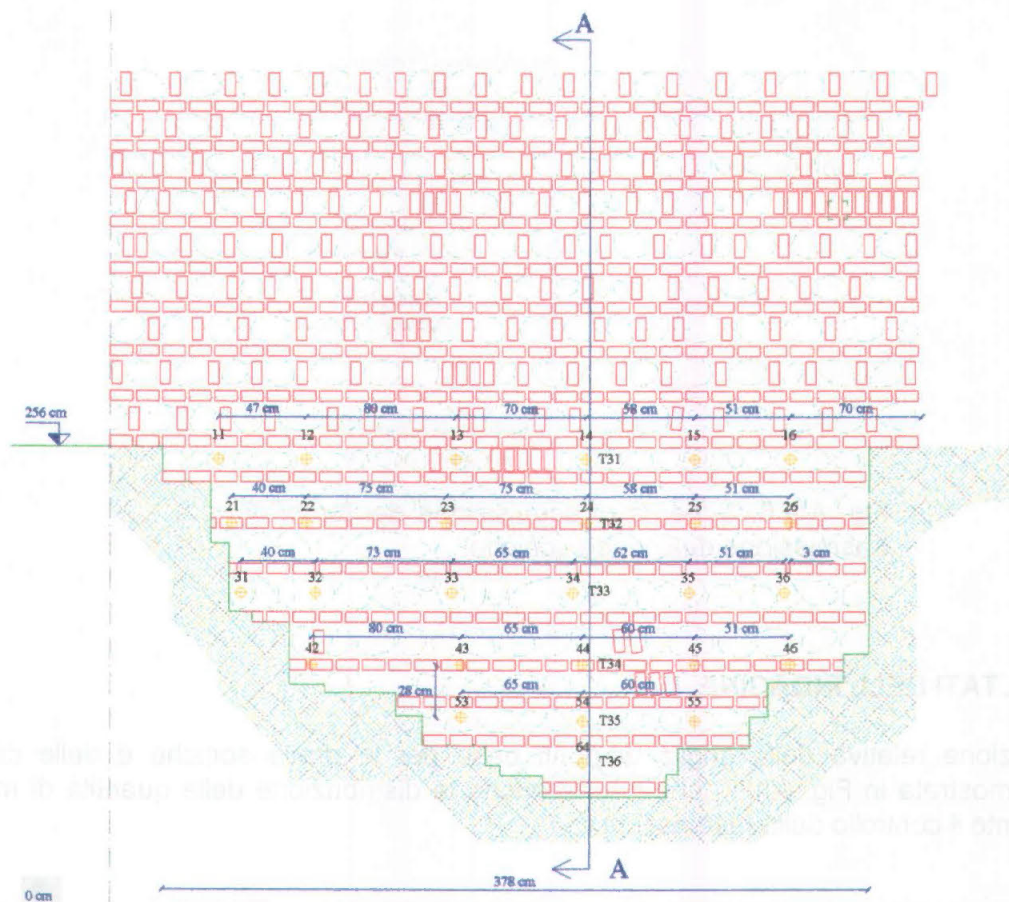


Fig. AIII.4: Griglia di base per le prove soniche (lato interno con scavo).

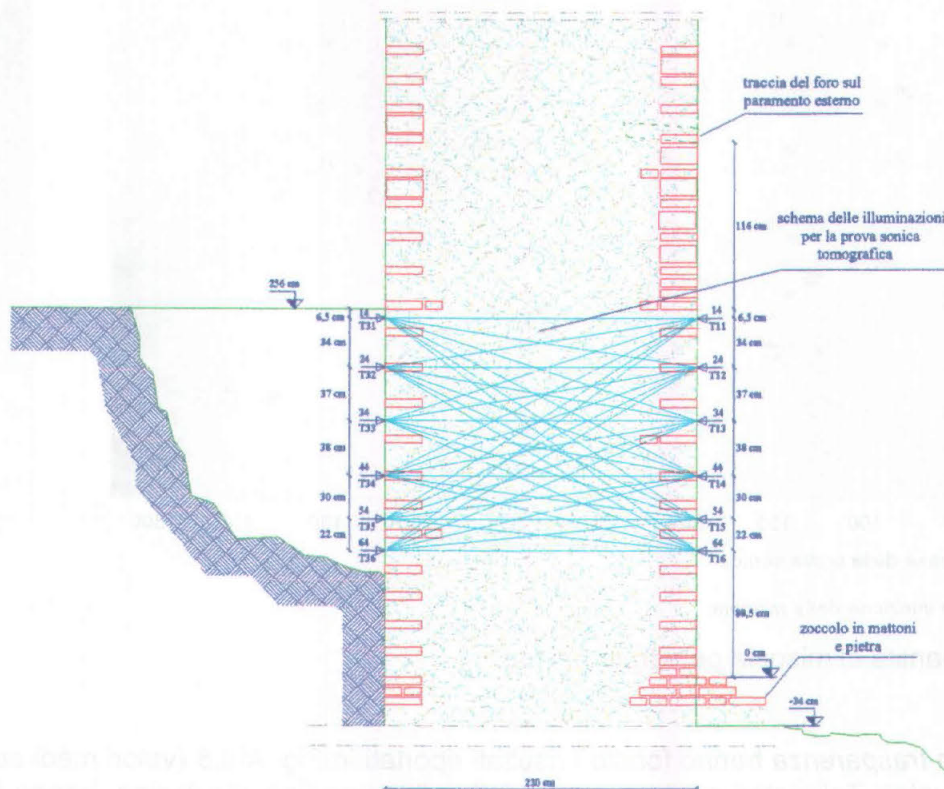


Fig. AIII. 5: Sezione del muro con indicazione delle combinazioni di percorsi per la tomografia.

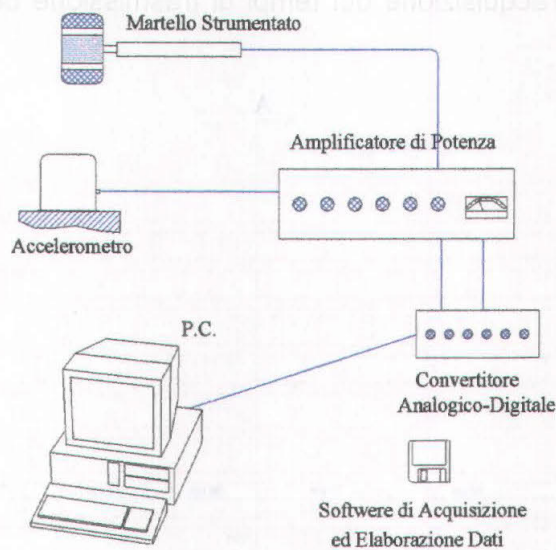


Fig. AIII.6: Schema di acquisizione dei tempi di trasmissione delle onde sonore.

III.A.2 RISULTATI DELL'INDAGINE

La posizione relativa della griglia di punti base per le prove sonore e delle cannule d'iniezione è mostrata in Fig. AIII.7, che riporta anche la distribuzione delle quantità di miscela misurate durante il controllo della fase esecutiva.

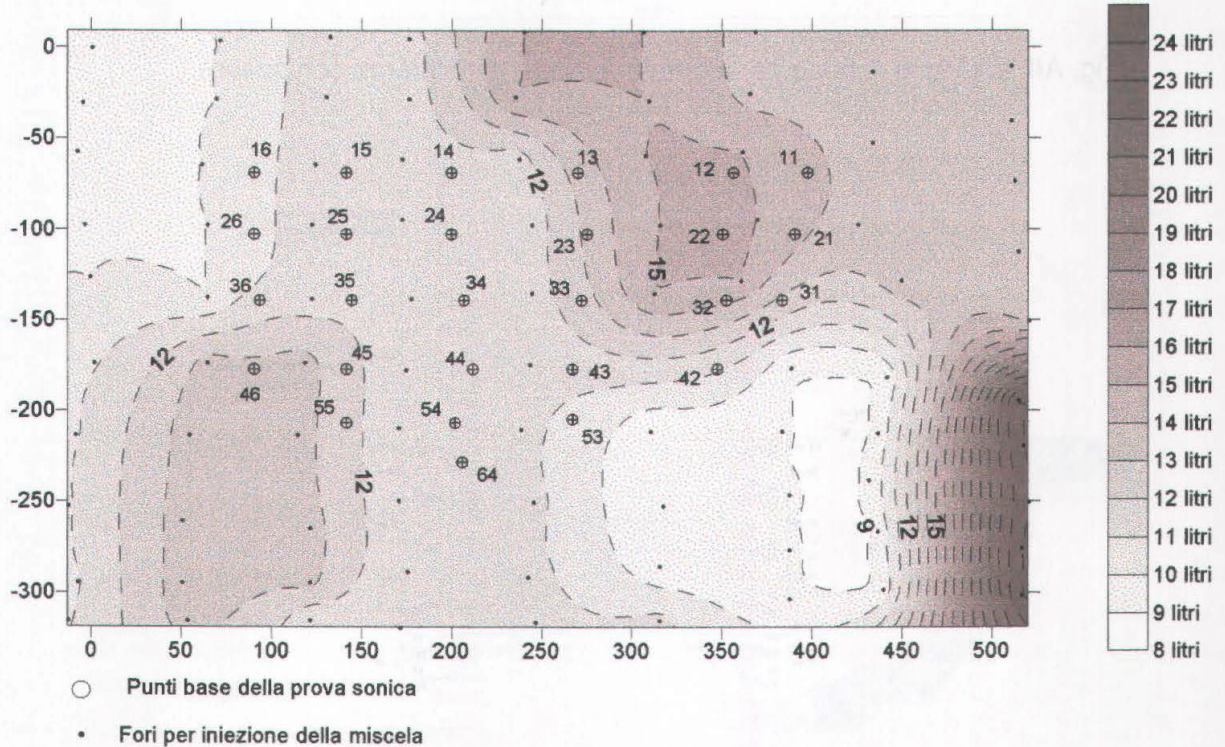


Fig. AIII.7: Quantità di miscela penetrata nei fori.

Le prove in trasparenza hanno fornito i risultati riportati in Fig. AIII.8 (valori medi su almeno tre misure effettuate). Tali valori puntuali, interpolati sulla superficie d'indagine, hanno fornito le mappature di Fig. AIII.9, AIII.10 e AIII.11. Un'ulteriore elaborazione che combina le quantità di miscela misurate per ciascun foro e le variazioni di velocità sonora è data in Fig. AIII.12.

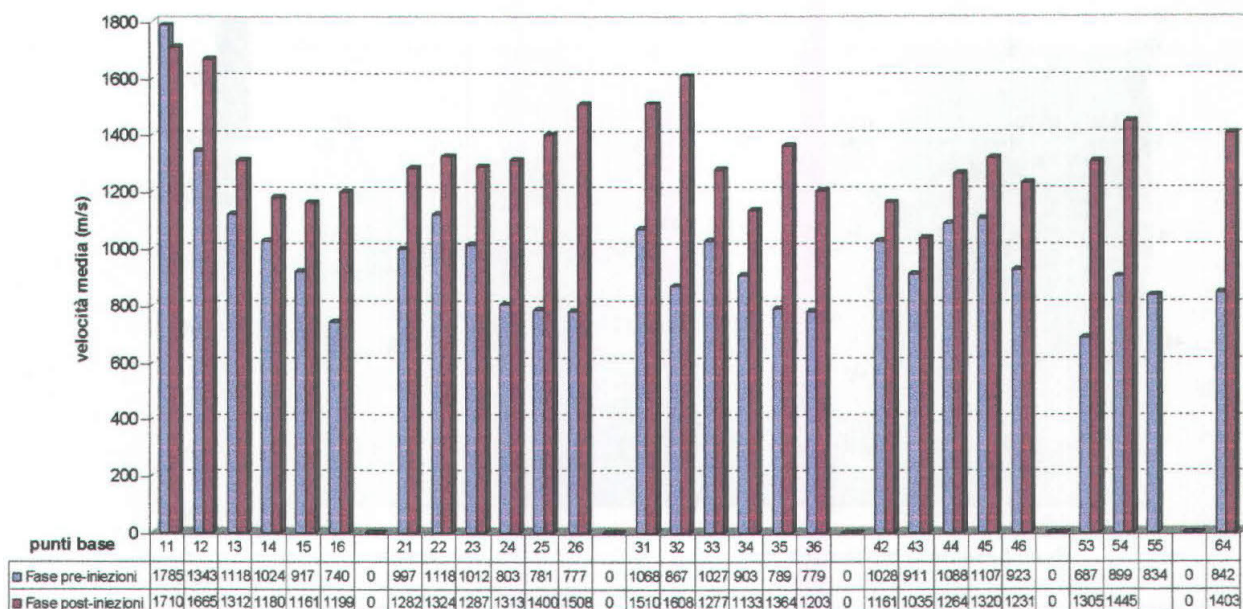


Fig. All.8: Risultati delle prove in trasparenza.

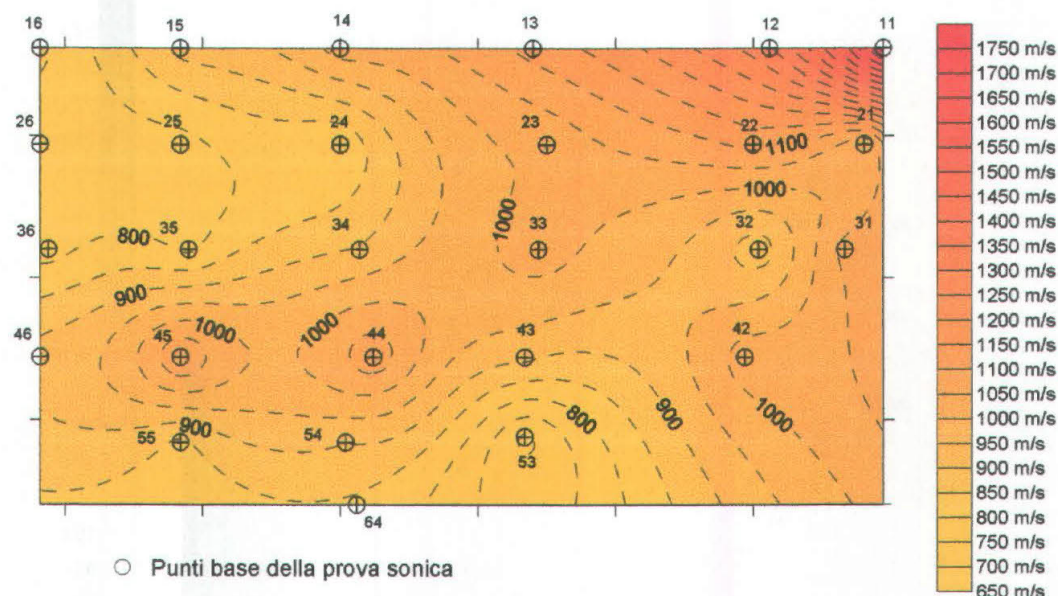


Fig. All.9: Velocità soniche in trasparenza ante-consolidamento.

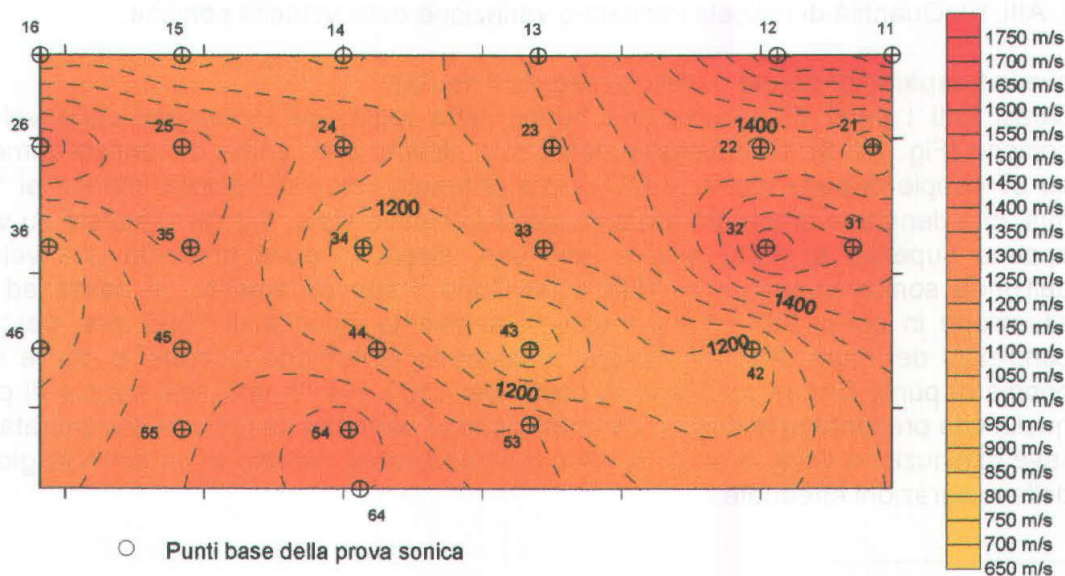


Fig. All.10: Velocità soniche in trasparenza post-consolidamento.

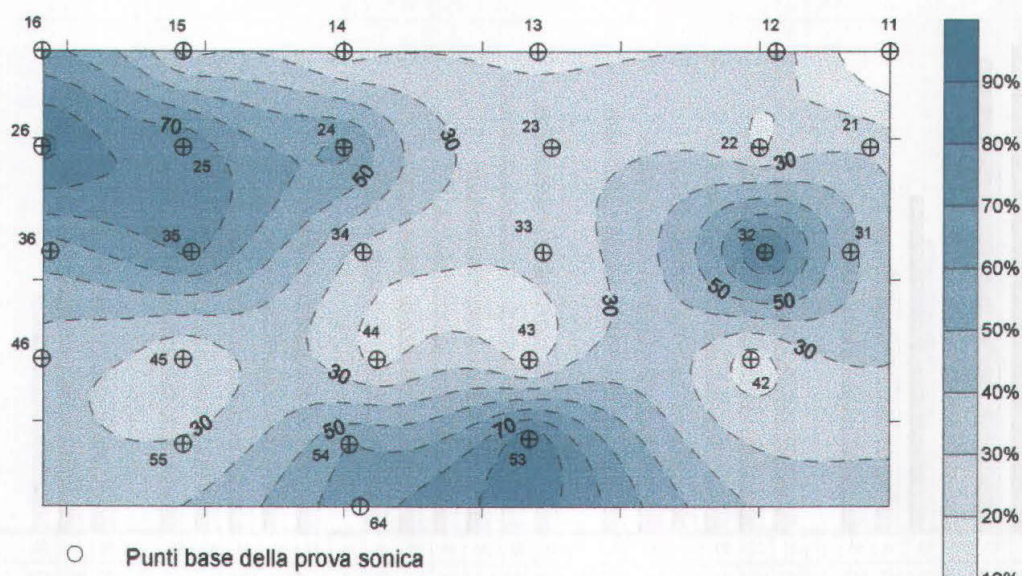


Fig. All.11: Variazione percentuale delle velocità in trasparenza.

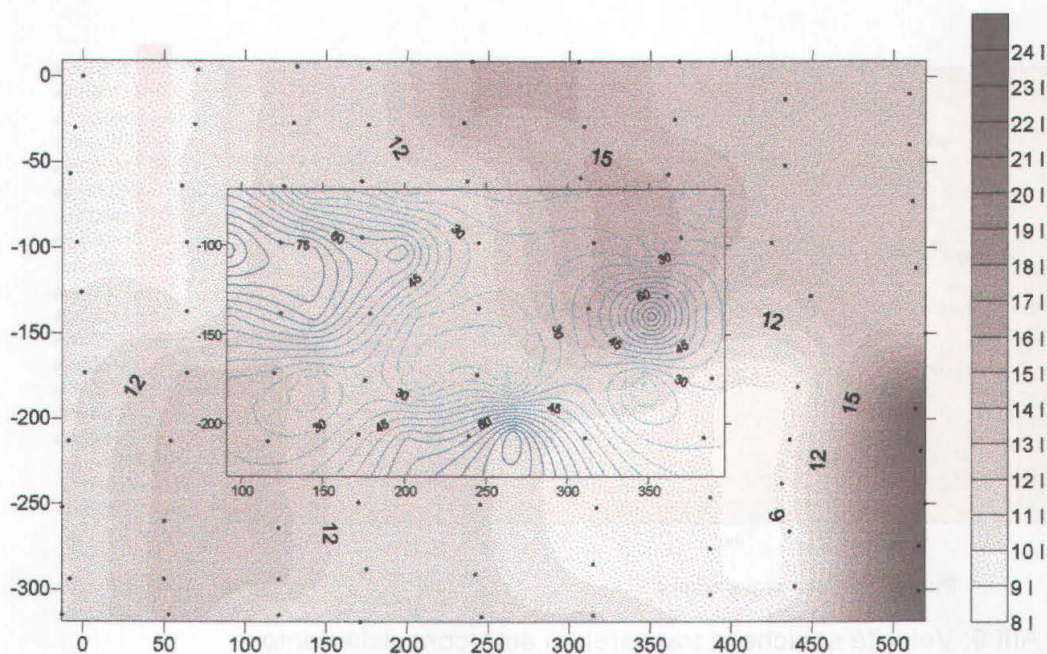


Fig. All.12: Quantità di miscela iniettata e variazione delle velocità soniche.

Le prove in trasparenza hanno portato ai seguenti risultati:

- Quasi tutti i punti di acquisizione hanno fatto registrare incrementi delle velocità soniche (Fig. All.8). Complessivamente si è rilevato che, prima del consolidamento, su 27 coppie di punti testati, il 60% circa presenta valori di velocità inferiori ai 1000 m/s, che denotano una muratura pressoché in cattivo stato, il 30% si attesta su valori appena superiori ai 1000 m/s, e solo una coppia di punti presenta una velocità dell'onda sonora superiore ai 1500 m/s. Dopo il consolidamento, si passa ad una situazione in cui in tutti i punti testati si supera la velocità di 1000 m/s, perciò le condizioni del muro possono essere considerate perlomeno discrete¹ e, tra le varie coppie di punti, cinque superano la soglia dei 1500 m/s. In una sola coppia di punti, quella che presentava le migliori caratteristiche in partenza (la (11)), si è registrata una lieve diminuzione della velocità, da ritenersi trascurabile rispetto all'andamento globale delle misurazioni effettuate.

¹ Si consideri l'elevato spessore del muro e il numero notevole di giunti interni attraversati dall'onda, quali fattori che riducono i valori assoluti delle velocità del caso in questione rispetto ad altre tipologie murarie.

- I maggiori incrementi di velocità (anche fino al 90%) sono stati rilevati in corrispondenza delle zone in cui erano state rilevate le minori velocità nella prova ante-iniezione (punto (32), e intorno dei punti (26)(25)(35), (53)(64)), a dimostrazione che l'iniezione ha agito con più efficacia nelle porzioni di muratura in peggiori condizioni, rendendo più omogenee le caratteristiche dell'intero muro (Fig. AIII.11).
- Dall'analisi incrociata di questi dati con quelli sull'esecuzione delle iniezioni (Fig. AIII.12) si rileva che, nonostante la sovrapposizione dei risultati faccia coincidere alcune zone in modo coerente (ad es. per il punto (32)), i maggiori incrementi di velocità non si hanno necessariamente nelle zone della muratura iniettate con la maggior quantità di miscela. Ciò è dovuto, in parte, a situazioni contingenti verificatesi in sito, quali il rifluire di grosse quantità di miscela all'interno della nicchia, che ha falsato la misura delle quantità di miscela effettivamente consolidante per il muro.

La *tomografia* sonica eseguita sulla sezione verticale costituita dal maggior numero di punti disponibili (v. Fig. AIII.5) ha fornito i risultati elaborati in Fig. AIII.13, AIII.14 e AIII.15, sintetizzati nei seguenti punti:

- La sezione in esame ha fatto registrare un miglioramento generalizzato delle condizioni del muro, anche se meno accentuato di quello riscontrabile attraverso le prove in trasparenza.
- Nella situazione prima delle iniezioni, i valori più bassi di velocità di campo (650/700 m/s) sono stati riscontrati nella zona superiore e in quella inferiore della sezione, mentre nella zona centrale si osservano valori medi delle velocità attorno ai 900 m/s, con punte superiori ai 1000 m/s; tale zona a migliori caratteristiche si estende in diagonale dall'esterno all'interno delle mura, procedendo dal basso verso l'alto (Fig. AIII.13).
- Nella tomografia post-iniezioni le velocità soniche raggiungono valori anche superiori ai 1300 m/s nella fascia diagonale a migliori caratteristiche, e valori dai 900 m/s in su nelle altre zone (Fig. AIII.14).
- Come nel caso delle prove in trasparenza, gli incrementi di velocità più consistenti si sono avuti nelle zone con caratteristiche di partenza peggiori. In particolare, esse sono localizzate nella porzione inferiore, fino a circa 40 cm di altezza (ultime due righe della griglia di punti), ed in quella centrale, attorno ai 120 cm di quota (Fig. AIII.15).

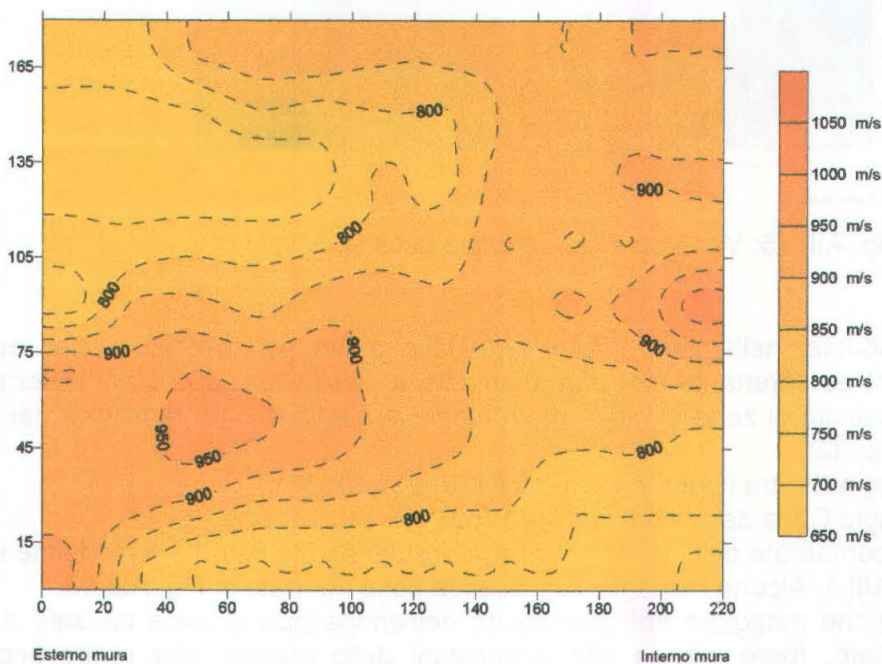


Fig. AIII.13: Risultati della tomografia ante-iniezioni.

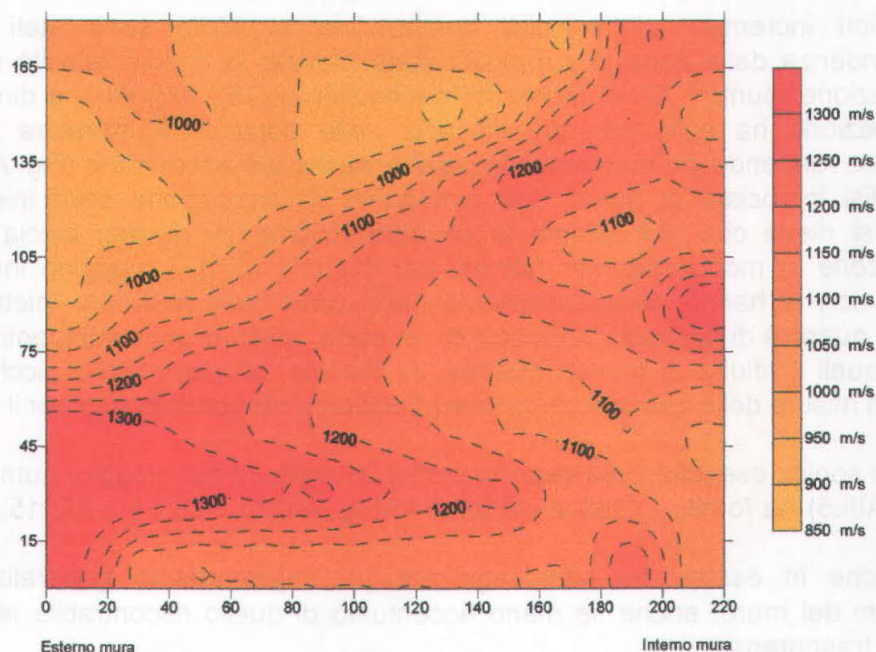


Fig. AIII.14: Risultati della tomografia post-iniezioni.

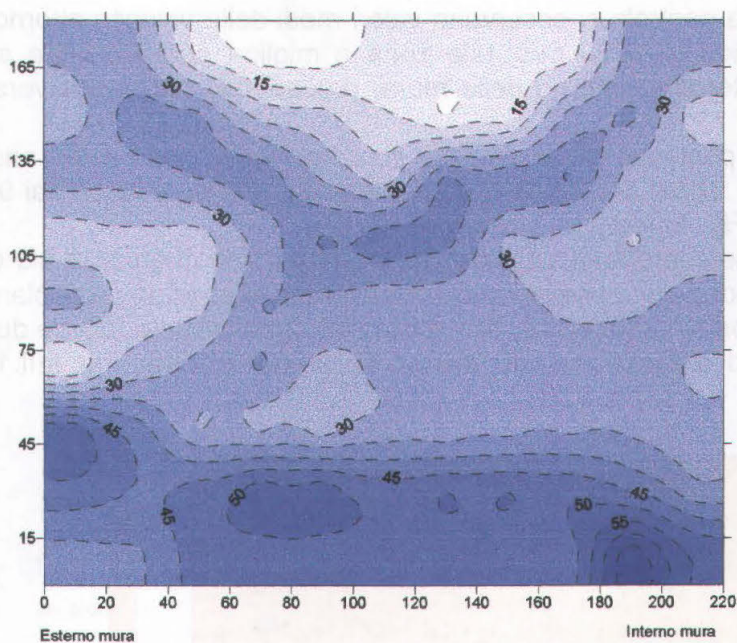


Fig. AIII.15: Variazione percentuale delle velocità.

A miscela indurita, nella zona interessata dalle prove soniche, sono stati eseguiti due carotaggi ($D=15\text{cm}$) ed altrettante ispezioni mediante endoscopia. La posizione dei carotaggi è stata scelta in prossimità di zone in cui le prove soniche avevano fatto registrare dei significativi incrementi delle velocità²:

- Carotaggio C1: tra i punti sperimentali (26)(25)(35)(36);
- Carotaggio C2: a destra dei punti (43)(53).

Una verifica comparata delle ispezioni eseguite sulle carote estratte e mediante endoscopia è riportata in Tab. AIII.1. Alcune immagini significative sono riportate in Fig. AIII.16.

La complicazione maggiore nell'esecuzione dell'endoscopia è stata causata dalla scarsa illuminazione del foro, forse dovuta alle dimensioni dello stesso, che rendevano difficile il riconoscimento del materiale d'iniezione. Inoltre, anche il colore della miscela, molto simile a quello della malta originaria, non ha potuto costituire un parametro discriminante; la distinzione

² compatibilmente con la presenza di alcune piastre di ancoraggio applicate per un altro tipo d'intervento sulla stessa porzione muraria

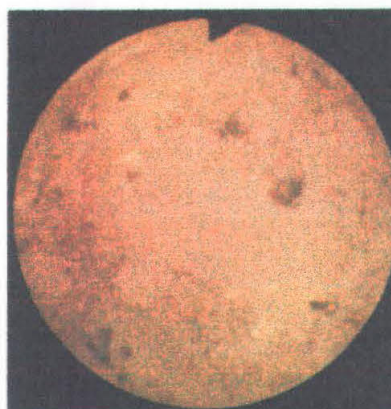
visiva dei due materiali è quindi avvenuta sulla base della diversa granulometria, grossolana e ben visibile nel caso della malta originaria, molto fine nella miscela d'iniezione.

Tab. AIII.1: Confronto tra le ispezioni dei carotaggi e le endoscopie.

Tipo di analisi Carotaggio	Indagine endoscopica	Analisi visiva delle carote
C1 (Ø 150 mm-Profondità 150 cm)	<u>35 cm</u> : rilevata presenza di Fen-x <u>70 cm</u> : venatura di Fen-x all'interfaccia ciottolo/malta preesistente <u>90 cm</u> : piccola tracce di Fen-x	<u>20/40 cm</u> : presenza di un velo sottile di Fen-x (zona di circa 2 cm) <u>60/70 cm</u> : tracce più consistenti <u>140 cm</u> : tracce sporadiche in forma di velo sottile
C2 (Ø 150 mm-Profondità 140 cm)	<u>15/20 cm</u> : presenza cospicua di Fen-x <u>45 cm</u> : tracce di Fen-x <u>85 cm</u> : cospicua presenza di Fen-x all'interfaccia tra due elementi lapidei	Pochissime tracce su tutta la carota <u>80 cm</u> : scarse tracce e dubbie <u>135 cm</u> : presenza di prodotto in forma di velo sottile



C1 (35 cm)



C2 (85 cm)

Fig. AIII.16: Immagini ottenute mediante endoscopia: carota C1: presenza cospicua di miscela rilevata a 35 cm di profondità; carota C2: presenza di miscela all'interfaccia tra due elementi lapidei rilevata a 85 cm.



C1



C2

Fig. AIII.16: Osservazione del materiale estratto mediante carotaggi: carota C1: pietra con buona quantità di miscela; carota C2: grumi di miscela e tracce sporadiche sui ciottoli.

Come rilevabile dalla Tab. AIII.1, nonostante alcune difficoltà nel rilievo endoscopico, la presenza delle tracce di miscela è stata maggiormente individuabile con questa metodologia, piuttosto che con la sola ispezione del materiale estratto. La procedura stessa di estrazione delle carote, infatti, non consente il prelievo di un campione indisturbato (la presenza frequente di acqua, ad es., contribuisce a dilavare i materiali ed a ridurre l'adesione con gli elementi lapidei); altre operazioni, come l'alloggiamento in casseri e la movimentazione, soprattutto nel caso di carote con scarsa coesione (come in questo caso) possono indurre, inoltre, a valutazioni errate.

Alla luce dei risultati esposti, è possibile affermare che le tecniche d'indagine impiegate in sito durante la presente sperimentazione si sono dimostrate affidabili e di semplice esecuzione per la valutazione dell'efficacia delle iniezioni su murature in pietra.

In particolare:

- La combinazione delle indagini soniche (ed eventuale elaborazione tomografica) con il rilievo ed il controllo in sito dell'esecuzione dell'intervento, consente una migliore lettura dell'effettivo consolidamento nel mezzo murario;
- La combinazione di carotaggi ed endoscopie fornisce informazioni complementari, ottenibili mediante l'ispezione sia del materiale estratto che del foro praticato;
- L'insieme delle indagini qui descritte consente di limitare eventuali errori interpretativi, grazie alla possibilità del controllo incrociato dei risultati.