

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE LM

DIPARTIMENTO

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

STRUCTURAL SAFETY

**PRIMI SVILUPPI PER LA CONCEZIONE DI
TAMPONAMENTI IN LATERIZIO "ANTISISMICI"**

CANDIDATO:
Raffa Antonio

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Trombetti Tomaso

CORRELATORE:
Dott. Ing. Palermo Michele

Anno Accademico 2011/2012

Sessione II

*Ai miei genitori
con affetto*

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	9
2. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA: CENNI SUGLI EFFETTI DEL TERREMOTO SULLE STRUTTURE INTELAIATE TAMPONATE	11
2.1. Introduzione	11
2.2. L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici.....	11
2.3. Le normative italiane: prescrizioni relative a strutture in c.a. tamponate in zona sismica	16
3. IL PROGETTO ITALICI	25
3.1. Introduzione	25
3.2. I partner del progetto	25
3.3. L'idea di base	26
3.4. Il contributo dell'Università di Bologna	27
4. IL COMPORTAMENTO DEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI.....	29
4.1. Introduzione	29
4.2. Le peculiarità delle murature tradizionali	29
4.3. Duttilità e dissipazione	30
4.4. Ripartizione della forza sismica tra telaio e tamponamento	30
4.5. Meccanismi di crisi per telai tamponati	33
5. GLI OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL TAMPONAMENTO ANTISISMICO (CARATTERISTICHE MECCANICHE)	37
5.1. Introduzione	37
5.2. Possibilità per ottimizzare il comportamento sismico del sistema.....	37
5.3. Aspetti legati alla morfologia ed alla posa in opera	39
5.3.1. Considerazioni preliminari sulla forma dei laterizi in relazione alle ricadute strutturali	40
5.3.2. Aspetti legati alla significatività di prove sperimentali su provini in scala.....	43
5.3.3. Aspetti legati alla posa in opera	45
5.4. Le prestazioni sismiche dei tamponamenti al variare delle zone sismiche.....	46

6. LE PROVE PER VALUTARE LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE TAMPONATURE (RIFERIMENTI ED INDICAZIONI OPERATIVE).....	51
6.1. Introduzione	51
6.2. Il laterizio	51
6.3. La malta.....	56
6.4. La muratura	59
7. LE CARATTERISTICHE DEI MATTONI IN LATERIZIO NEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA..	67
7.1. Introduzione	67
7.2. Sintesi degli articoli scientifici più rappresentativi	67
7.3. Database	72
8. LE CARATTERISTICHE DELLE MALTE NEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA	77
8.1. Introduzione	77
8.2. Sintesi degli articoli scientifici più rappresentativi	77
8.3. Database	80
9. LE CARATTERISTICHE DELLE MURATURE TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA	85
9.1. Introduzione	85
9.2. Sintesi degli articoli più rappresentativi.....	85
9.3. Database	98
9.4. Osservazioni	103
10. PRIME INDICAZIONI SULLA COMPOSIZIONE DELLA MALTA PER INCREMENTARE LA DUTTILITA'	105
10.1. Introduzione.....	105
10.2. Prove preliminari di LITOKOL.....	105
10.3. Prova di compressione.....	107
10.4. Prova di flessione su “lingue”	109
10.5. Prova di taglio.....	111
10.6. Conclusioni emerse dall’interpretazione delle prove preliminari....	114
10.7. Stato dell’arte in riferimento agli additivi per malte e cementi.....	115

10.8.	Prove per la determinazione dell'influenza degli ingredienti della composizione della malta sulle caratteristiche meccaniche	117
10.8.1.	Valutazione di materiali filler alternativi alla sabbia	118
10.8.2.	Studio dell'effetto di alcuni ingredienti e delle loro proporzioni in miscela sulle proprietà meccaniche di prototipi di malta	120
10.8.3.	Valutazione dell'effetto del tipo di cellulosa sulle proprietà della malta.....	126
11.	PROPOSTA PRELIMINARE DEL BLOCCO IN LATERIZIO PER IL TAMPONAMENTO ANTISISMICO.....	129
11.1.	Introduzione.....	129
11.2.	Geometria del blocco.....	129
11.3.	Risultati delle prime prove sperimentali.....	132
11.3.1.	Dimensione provini.....	132
11.3.2.	Composizione.....	133
11.3.3.	Preparazione dei provini.....	134
11.3.4.	Modalità di prova	136
11.3.5.	Risultati delle prove	136
11.4.	Test su provini innovativi.....	139
11.4.1.	Dimensione provini.....	139
11.4.2.	Composizione.....	140
11.4.3.	Preparazione dei provini.....	141
11.4.4.	Modalità di prova.....	142
11.4.4.	Risultati delle prove	143
11.4.5.	Prossimi test	148
12.	SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI TAMPONATI	149
12.1.	Introduzione.....	149
12.2.	OpenSees	149
12.3.	Modello numerico: Travi.....	150
12.4.	Modello numerico: Pilastri	151
12.5.	Modello numerico: Tamponamenti	152
12.6.	Carichi, analisi e modello	155

12.7.	Calibrazione del modello a biella equivalente sulla base delle prove di Colangelo (2005).....	156
12.8.	Confronto prestazionale tra il tamponamento tradizionale e quello innovativo da simulazioni numeriche	166
12.8.1.	Progettazione.....	166
12.8.2.	Modellazione.....	169
13.	CONCLUSIONI	173
14.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	175

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni la tipologia costruttiva maggiormente utilizzata, soprattutto in Italia, risulta essere la struttura a telaio in cemento armato con tamponamenti in muratura.

La muratura di tamponamento è realizzata allo scopo di costituire separazione tra l'ambiente abitato e l'esterno. Deve quindi possedere buone capacità nei confronti dell'isolamento termico e rappresentare un buon riparo in caso di condizioni atmosferiche avverse.

La muratura è un materiale composito, le cui principali caratteristiche sono:

- la disomogeneità (elementi e malta);
- l'anisotropia (direzionalità);
- il diverso comportamento a compressione e a trazione (asimmetria);
- la non linearità del legame sforzo-deformazione.

Il comportamento meccanico è il risultato dell'interazione fra gli elementi e la malta.

Salvo casi particolari, lo stato tensionale e deformativo globale medio non coincide con quelli locali nella malta e negli elementi. Nella prassi progettuale, tuttavia, si idealizza il materiale come continuo omogeneo macroscopicamente equivalente al materiale composito.

Numerosi studi sono stati volti ad analizzare come il tamponamento influisca sulla risposta del telaio, dimostrando che la presenza della muratura può alterare sostanzialmente la risposta sismica degli edifici sia in senso positivo che in quello negativo. Ciò nonostante la pratica ormai diffusa e consolidata di progettazione prevede di non considerare i tamponamenti come elementi strutturali.

I tamponamenti utilizzati a chiusura delle specchiature di strutture intelaiate in c.a., per effetto delle azioni indotte dal sisma, risultano soggetti prevalentemente a sollecitazioni orizzontali (taglio), mentre risultano poco impegnate dai carichi verticali.

Le normative attuali indirizzano sempre più il progettista verso le applicazioni di analisi non lineari, come ad esempio il push-over, per cui nasce spontanea la ricerca di un metodo di caratterizzazione meccanica del puntone attraverso legami costitutivi che possano prevedere un comportamento elasto-plastico.

L'obiettivo di questo studio è di fornire indicazioni ai partner del progetto ITALICI (cap. 3), il cui scopo comune è quello di realizzare tamponamenti con certificazione "strutturale". Questi ultimi, fornendo sufficiente resistenza e dissipazione (cap. 4) attraverso il corretto impasto di malta e dei blocchi unitamente alla giusta forma (capp. 10 e 11), permetterebbero una progettazione delle strutture più efficace e meno dispendiosa.

Dopo aver definito gli obiettivi prestazionali del tamponamento antisismico (cap. 5) si è condotta un'analisi bibliografica sullo stato dell'arte delle murature moderne (capp. 7, 8 e 9).

Si sono ricercate le prove sperimentali normate (cap. 6) che permettessero di descrivere il comportamento dei tamponamenti e si sono effettuati, nel laboratorio dell'Università di Bologna, i primi test per la definizione del corretto impasto.

Nel capitolo 12 si è proceduto alla calibrazione del software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) sulla base di prove sperimentali e si sono analizzati portali tamponati, attraverso una modellazione a bielle equivalenti (Al-Chaar). Ciò è stato fatto con un'ottica di retrofitting e di progettazione di nuove strutture; si è così individuata la differenza di prestazioni sismiche tra l'utilizzo di tamponamenti standard e innovativi.

2. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA: CENNI SUGLI EFFETTI DEL TERREMOTO SULLE STRUTTURE INTELAIATE TAMPONATE

2.1. Introduzione

Negli edifici con struttura portante costituita da una intelaiatura in calcestruzzo armato, i pannelli di chiusura sono in grado di condizionare fortemente la risposta sismica globale.

I più recenti terremoti hanno dimostrato come anche pannelli di tamponatura di laterizio forato sono capaci di irrigidire notevolmente l'intelaiatura portante e di compensare con la propria resistenza l'incremento delle forze di inerzia che ne deriva.

E' pur vero che, a causa della loro intrinseca rigidità, le tamponature possono originare configurazioni irregolari influenzando e pregiudicando così la corretta conformazione strutturale.

Se trascurate in sede di progetto e verifica, le tamponature possono invalidare l'analisi delle sollecitazioni e degli spostamenti, facendo perdere la conoscenza della possibilità dei meccanismi di collasso legati alla loro presenza.

Nel presente capitolo si spiega inizialmente il comportamento singolo delle murature ed in seguito si analizzano gli effetti del sisma sulle strutture tamponate e l'influenza dei pannelli sul telaio.

Nel §2.3 sono descritte le prescrizioni sismiche delle normative italiane riguardanti le strutture in cemento armato tamponate.

2.2. L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici

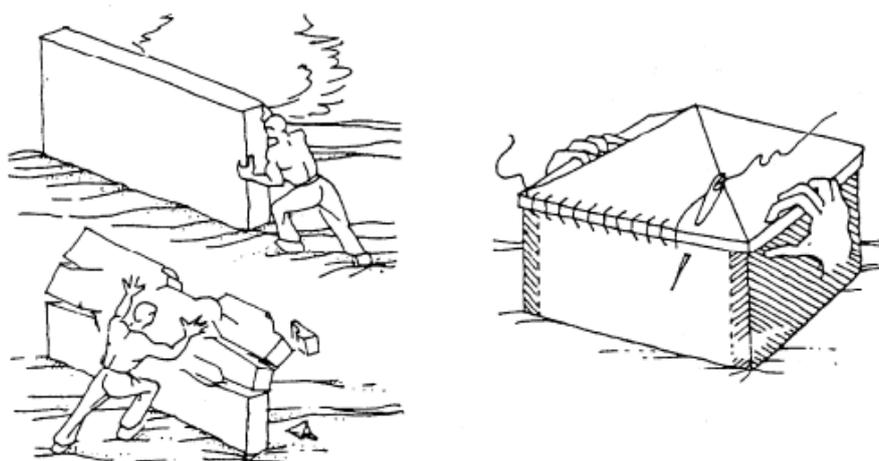
Le strutture, a parità di azione sismica, subiscono livelli di danneggiamento diversificati in funzione della loro vulnerabilità. Tra i fattori che la determinano si possono trovare: la tipologia strutturale e le relative modalità di realizzazione.

Per quanto riguarda le strutture in muratura, si hanno pareti che, per le caratteristiche dei loro componenti, sono tipicamente poco o per nulla resistenti a trazione, queste offrono una resistenza molto limitata per azioni che tendono a ribaltarle "fuori dal piano" ed, al contrario, una più elevata capacità resistente per azioni che le sollecitano "nel proprio piano" (fig. 2.2.1).

In genere, quindi, una costruzione in muratura sarà tanto meno vulnerabile quanto più la configurazione strutturale sarà in grado di attivare la resistenza nel piano delle murature di cui è composta.

È possibile individuare un comportamento ideale, detto "scatolare", in cui i maschi murari sono ben ammassati tra loro e resi collaboranti da un solaio rigido (fig. 2.2.1).

Questo tipo di configurazione strutturale è consigliato dalle norme tecniche per le costruzioni in muratura in zona sismica, specificando la necessità di dotare tutti i muri della funzione portante e di controventamento, per quanto possibile (cfr. NTC 2008 §4.5.4).



**Fig. 2.2.1 – Comportamento nel piano e fuori piano della muratura (a sinistra)
Comportamento scatolare (a destra)**

Per quanto riguarda le strutture in cemento armato, l'esame dei danneggiamenti dovuti all'effetto del sisma sottolinea l'importanza di realizzare adeguati

particolari costruttivi e di progettare secondo i criteri della cosiddetta "gerarchia delle resistenze" (capacity design).

In assenza di regole di gerarchia delle resistenze, gli elementi di una struttura vengono progettati solo in funzione delle sollecitazioni indotte dai carichi. Ciò può dar luogo, ad esempio, a strutture in cui le travi posseggano una capacità resistente maggiore rispetto ai pilastri. In tal modo, un eventuale meccanismo di collasso interesserebbe i pilastri che sono elementi intrinsecamente meno duttili delle travi.

Al contrario, per ottenere un buon comportamento sismico, che consenta di dissipare in modo efficace l'energia indotta dallo scuotimento sismico, è opportuno attribuire ai diversi elementi strutturali una resistenza relativa, determinata seguendo semplici criteri di gerarchia delle resistenze, in modo da determinare per esempio un più favorevole comportamento a "travi deboli e pilastri forti".

Un tipico esempio di questa problematica è rappresentata dalla vulnerabilità di strutture in c.a. caratterizzate da ampie aperture, per esempio vani garage, o dalla mancanza delle tamponature ad un piano dell'edificio, in particolare al piano terra (pilotis). In queste circostanze, negli elementi resistenti di tale piano (pilastri) si concentra un'elevata domanda di duttilità che può provocare il collasso prematuro e fragile della struttura.

Altra tipologia di danneggiamento molto rilevante è quella degli elementi non strutturali, in particolare le tamponature. La progettazione e l'esecuzione di questi elementi vengono in genere sottovalutate, tuttavia il loro danneggiamento può comportare la perdita di funzionalità della struttura, elemento di particolare importanza in opere strategiche come gli ospedali, oltre che avere gravi conseguenze sull'incolumità fisica delle persone ed elevati costi di riparazione.

I maggiori danni osservati dopo i recenti sismi di Abruzzo ed Emilia, sono infatti occorsi a fabbricati che, seppure correttamente progettati dal punto di vista della resistenza alle azioni orizzontali, hanno una bassa rigidezza e quindi hanno sofferto elevati spostamenti di interpiano.

Particolarmente evidenti ed ingenti sono i danni alle murature di tamponamento, costituite per lo più da doppie pareti con interposto materiale di coibentazione, a causa dell'inadeguatezza, o addirittura della totale mancanza, di collegamenti dei due paramenti murari.

I tamponamenti realizzati con soluzioni monostrato di maggiore spessore hanno avuto un comportamento sismico decisamente migliore.

Gran parte degli edifici pluripiano, con struttura in c.a., riportano lesioni ai tamponamenti, sia del tipo a "croce" che con crollo parziale o totale della muratura (fig. 2.2.2).



Fig. 2.2.2 – Tipiche lesioni diagonali (a croce, a “X”)

Tali lesioni sono principalmente da imputare alle elevate deformazioni che la struttura intelaiata ha subito in seguito al sisma. Gli spostamenti erano evidentemente superiori a quelli assorbibili dai tamponamenti, di modesto spessore (perlopiù doppie pareti in forati leggeri), che si sono lesionati perdendo, in alcuni casi, anche la propria capacità portante per azioni fuori piano e sono successivamente collassati verso l'esterno o l'interno (fig. 2.2.3).



Fig. 2.2.3 – Tamponamenti lesionati con successiva espulsione dello strato esterno

Risulta quindi importante dimensionare la struttura intelaiata in maniera tale da non indurre sollecitazioni o spostamenti elevati agli elementi non portanti di tamponamento e nello stesso tempo utilizzare soluzioni di tamponamento in grado di offrire maggiore resistenza a tali sollecitazioni.

La presenza di tamponature con caratteristiche meccaniche rilevanti porta a due problemi strettamente legati alle peculiarità dell'azione sismica. Innanzitutto, la presenza dei pannelli murari comporta un irrigidimento dello schema e quindi una riduzione del suo periodo proprio; ciò ne condiziona la risposta dinamica elastica e può provocare un incremento dell'azione sismica, specialmente quando l'ossatura strutturale è molto deformabile. In secondo luogo, la muratura ha un comportamento fragile; ciò ha influenza notevole nel caso di sismi rari, perché, quando avviene la rottura dei pannelli, l'aliquota di azione sismica portata da essi si scarica istantaneamente sulla struttura, col rischio di un collasso improvviso (ad esempio: meccanismo di piano debole).

Un altro aspetto importante riguarda la regolarità nella distribuzione delle tamponature sia in pianta che in altezza.

Quando la distribuzione planimetrica dei pannelli murari è irregolare, il comportamento della struttura viene modificato e si possono riscontrare

incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici (effetto torcente).

La presenza di tamponature può essere, a seconda dei casi, un elemento negativo od una risorsa per la resistenza globale dell'edificio.

2.3. Le normative italiane: prescrizioni relative a strutture in c.a. tamponate in zona sismica

2.3.1. Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

Le informazioni legate agli edifici con strutture intelaiate sono presenti nell'art. 8 (titolo II) e sono di seguito riportate:

“Si intendono per strutture intelaiate quelle costituite da aste rettilinee o curvilinee, comunque vincolate fra loro ed esternamente. In esse potranno essere compresi elementi irrigidenti costituiti da:

- a) strutture reticolate in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso;
- b) elementi-parete in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso.

Gli elementi irrigidenti devono essere opportunamente collegati alle intelaiature della costruzione in modo che sia assicurata la trasmissione delle azioni sismiche agli irrigidimenti stessi.

Il complesso resistente deve essere proporzionato in modo da assorbire le azioni sismiche definite dalle norme tecniche di cui all'art. 3.

Le murature di tamponamento delle strutture intelaiate devono essere efficacemente collegate alle aste della struttura stessa secondo le modalità specificate dalle norme tecniche di cui al precedente art. 3.”

2.3.2. Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Il D.M. 16/01/1996 non contiene, almeno esplicitamente, indicazioni essenziali sulla duttilità da attribuire agli elementi, sulle regole di gerarchia delle resistenze e sui dettagli costruttivi, come avviene per la nuova normativa.

Nel paragrafo C.6.4 denominato “Elementi divisori e pannelli esterni” si dice: “I pannelli divisori interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², debbono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri, ovvero dotati di provvedimenti alternativi che ne garantiscano la stabilità con riferimento a quanto indicato al punto B.9 e C.6.3.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di tamponatura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppano una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da un'intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano distaccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.”

Nel § B.9 “Spostamenti e deformazioni” richiamato sono definiti gli spostamenti relativi totali per limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti. Con tali spostamenti si devono verificare la stabilità degli elementi non strutturali e la funzionalità degli impianti fissi. In particolare non si deve avere, per gli edifici, espulsione dei pannelli divisori e di chiusura.

Nel § C.6.3 si dice che in mancanza di una specifica valutazione degli effetti del sisma sugli elementi non strutturali, le verifiche di stabilità possono ritenersi soddisfatte, in presenza di elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi o simili) aderenti alla struttura, se lo spostamento totale risulta inferiore o uguale a 0,002 volte l'altezza d'interpiano.

2.3.3. Ordinanza 3274 del 20 Marzo 2003 – Nuova normativa antisismica

Nel paragrafo 4.9 “Considerazioni di elementi non strutturali” si dice che tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all’azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

L’effetto dell’azione sismica potrà essere valutato, salvo più accurate determinazioni, considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell’elemento non strutturale, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell’elemento non strutturale, è calcolata secondo la relazione: $F_a = W_a S_a \gamma_I / q_a$, dove:

W_a è il peso dell’elemento;

S_a è il coefficiente sismico;

γ_I è il fattore di importanza della costruzione;

q_a è il fattore di struttura dell’elemento (pari a 2 per pannelli di tamponamento).

Gli effetti dei tamponamenti sulla risposta sismica vanno considerati nei modi e nei limiti descritti per ciascun tipo costruttivo.

Nel §5.6 “Requisiti addizionali per edifici con tamponamenti in muratura” è spiegato:

“Le prescrizioni di cui al presente punto si riferiscono ad edifici con struttura in cemento armato e tamponamenti in muratura non collaboranti, costruiti dopo la maturazione della struttura, tradizionalmente considerati elementi non strutturali (e come tali soggetti alle verifiche di cui al punto 4.9).

È in generale necessario considerare:

- le conseguenze di possibili irregolarità in pianta o in altezza provocate dalla disposizione dei tamponamenti;
- gli effetti locali dovuti all’interazione tra telai e tamponamenti.

Sono esclusi dalle prescrizioni di cui ai punti 5.6.2 e 5.6.3 i tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm.

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze equivalenti al sisma dovranno essere

valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando l'eccentricità accidentale di cui al punto 4.4 di un fattore 2.

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione dei tamponamenti dovrà essere considerata. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei piani con riduzione dei tamponamenti di un fattore 1,4.

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione 5.5, dove l'altezza l_p sarà assunta pari alla parte di pilastro priva di tamponamento. L'armatura risultante dovrà essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, dovranno essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del punto 5.5.3.3 dovrà essere estesa all'intera altezza del pilastro.

In zone sismiche 1, 2 e 3 oltre alle verifiche di cui al punto 4.9, dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello. Le verifiche di cui al punto 4.9 si intendono soddisfatte con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.”

2.3.4. Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Nelle nuove norme, particolare attenzione viene dedicata alle conseguenze del danneggiamento degli elementi non strutturali, con la definizione di due diversi stati limite di esercizio (Stato Limite di Danno e Stato Limite di Operatività) che garantiscono il mantenimento della funzionalità e della capacità operativa anche in occasione di eventi sismici violenti, condizione particolarmente importante nel caso di strutture strategiche come gli ospedali (fig. 2.3.1).

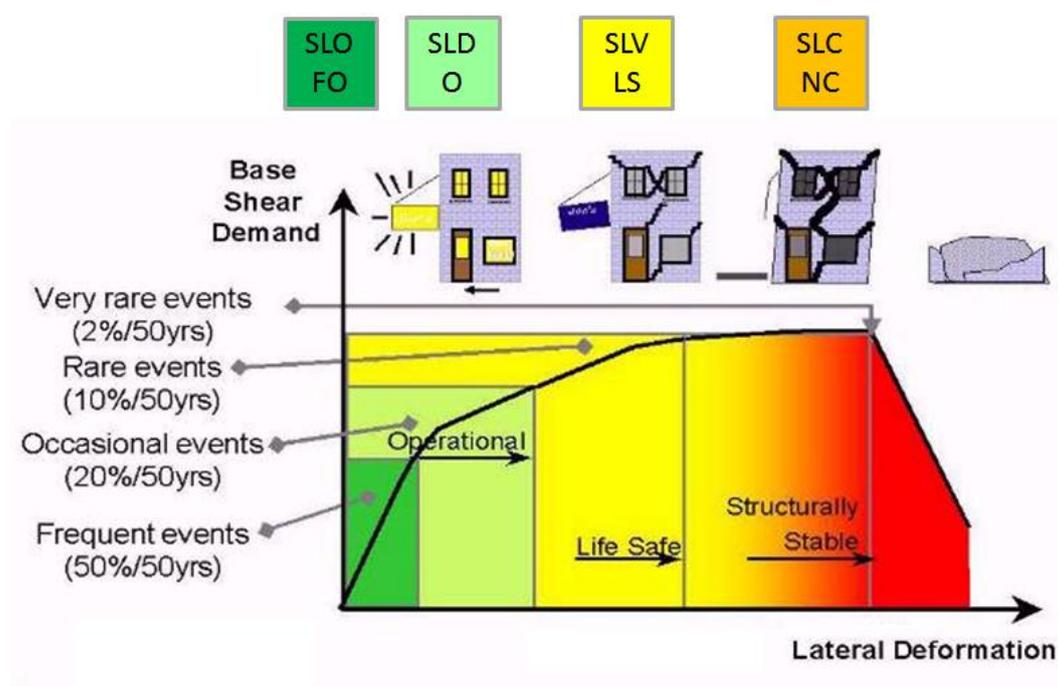


Fig. 2.3.1 – Obiettivi prestazionali sismici (Vision 2000)

La normativa riprende gli aspetti principali dell'Ordinanza 3274; di seguito si riporta una parte del paragrafo 7.2.3 denominato "Criteri di progettazione di elementi strutturali 'secondari' ed elementi non strutturali".

"Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali.

Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”, né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a)/q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.”

Il §7.3.6.3 è relativo alle verifiche agli stati limite ultimi degli elementi non strutturali:

“Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SLV.”

In riferimento agli stati limite di esercizio si riporta il paragrafo 7.3.7.2 “Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali”:

“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0,005 h$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai $2/3$ dei limiti in precedenza indicati.”

3. IL PROGETTO ITALICI

3.1. Introduzione

Il programma “Innovazione e Tradizione per l’Avanzamento tecnologico dei Laterizi e l’Internazionalizzazione del Costruire Italiano” (ITALICI) è un progetto promosso dall’Istituto Cooperativo per l’Innovazione (ICIE) e dal Laboratorio Ricerca Costruzioni ICOS (LaRCo ICOS).

ITALICI propone innovazioni di processo e di prodotto per conferire al mattone, e parallelamente ai leganti con esso impiegati e ai sistemi costruttivi realizzati, di raggiungere al meglio nuovi obiettivi di riduzione dei consumi energetici e di sicurezza sismica oltre che di rispondere ai più esigenti standard di rispetto dell’ambiente e di benessere degli ambienti confinati.

L’azienda UNIECO, facendo parte del “Panel degli Osservatori” ed essendo tra i soggetti sostenitori delle attività del LaRCo ICOS, ha sottoposto i temi di ricerca al Laboratorio e quest’ultimo si è attivato per individuare partnership e fonti di finanziamento nell’ambito di bandi per la ricerca a livello nazionale e regionale.

In questo capitolo sono elencati i principali partner del progetto ed è descritto l’obiettivo a cui mirano prendendo parte ad esso. Inoltre si espone l’idea che sta alla base del programma ITALICI e, in breve, l’attività che verrà svolta dall’Università di Bologna. Quest’ultima sarà approfondita nei capitoli successivi.

3.2. I partner del progetto

Il progetto è finanziato dal Ministero dello Sviluppo Economico (Industria 2015) e tra i principali Enti che partecipano al progetto vi sono: l’Università di Bologna (DAPT e DICAM); UNIECO; SACMI, la quale collabora con il Centro Ceramico e l’Università di Modena; LITOKOL; TEC STAR.

I compiti all’interno del progetto dei vari enti sono differenti e possono essere riassunti in questo modo:

Università di Bologna	ricerca;
UNIECO	ditta produttrice dei laterizi;
LITOKOL	ditta produttrice della malta;
TEC STAR	ditta produttrice delle nanoparticelle;
SACMI	innovazioni riguardanti le tecniche e gli impianti di produzione dei laterizi.

3.3. L'idea di base

Gli obiettivi del programma ITALICI sono due: il primo, che rappresenta il tema centrale della presente tesi, è relativo all'aspetto strutturale e riguarda la creazione di una "muratura di tamponamento antisismico" certificata; l'altro, consiste nel raggiungimento, da parte delle murature di tamponamento, di elevate prestazioni termiche e acustiche.

Al fine di fornire le prestazioni meccaniche attese si può agire su due diversi aspetti: i materiali e la forma.

Le possibili operazioni, per quanto riguarda la prima variabile in gioco, sono:

- la ricerca del corretto impasto per i laterizi, affidata all'azienda UNIECO, e in modo analogo per la malta, la cui composizione è indagata da LITOKOL;
- l'introduzione di nanoparticelle nell'impasto dei laterizi, tramite l'interazione di UNIECO e TEC STAR, e in quello delle malte, dal contatto tra LITOKOL e TEC STAR.

In riferimento al secondo aspetto, ossia la forma, è necessario trovare la giusta sagoma dei laterizi e la disposizione e la geometria dei fori all'interno di questi. Tale compito è affidato alle ditte SACMI e UNIECO e avviene grazie alla collaborazione dell'Università di Bologna, che attua proposte elaborate dalla ricerca.

3.4. Il contributo dell'Università di Bologna

Fino ad oggi la resistenza per l'azione sismica è completamente affidata ai telai.

I tamponamenti, nonostante siano presenti all'interno del telaio, non sono considerati nelle verifiche strutturali SLV e SLC di un edificio, in quanto non sono valutati come elementi strutturali.

Il contributo dell'Università di Bologna è quello di apportare le competenze scientifiche necessarie per il processo di certificazione delle proprietà meccaniche del tamponamento di tipo innovativo. In particolare tale contributo risulta costituito da:

- individuazione delle prestazioni richieste da tamponamenti in muratura per le diverse zone sismiche;
- individuazione delle caratteristiche meccaniche "ideali" dei mattoni in laterizio;
- individuazione delle caratteristiche meccaniche "ideali" della malta;
- individuazione delle caratteristiche meccaniche "ideali" della muratura;
- individuazione delle caratteristiche meccaniche di tamponature tradizionali;
- interpretazione delle prove meccaniche sui singoli componenti (mattoni in laterizio e malta);
- interpretazione delle prove meccaniche sul paramento murario.

4. IL COMPORTAMENTO DEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI

4.1. Introduzione

In questo capitolo inizialmente si esplica il motivo della possibilità di trascurare il tamponamento in fase progettuale e di verifica secondo quanto prescritto da normativa; poi si analizzano gli aspetti legati alla duttilità e alla dissipazione (§4.3).

Nel seguito si descrive l'effetto di ripartizione delle forze tra telaio e tamponamento, basandosi sulle semplici regole della "Tecnica delle costruzioni". Si può notare come i tamponamenti, a causa della loro notevole rigidità, assorbono una porzione consistente delle forze orizzontali indotte dal sisma.

A causa di queste azioni, il tamponamento è soggetto prevalentemente a taglio e flessione. I meccanismi di crisi a cui sono soggetti i telai tamponati sono descritti nel §4.5.

4.2. Le peculiarità delle murature tradizionali

Fondamentalmente sono tre gli aspetti per cui nella attuale analisi progettuale si trascura la presenza dei tamponamenti:

- 1) non forniscono proprietà meccaniche certificate;
- 2) sono caratterizzati da un comportamento fragile: raggiunta la resistenza massima il tamponamento non possiede ulteriori "risorse" e perciò si rompe in modo istantaneo;
- 3) possiedono una bassa capacità dissipativa; infatti, dopo alcuni cicli di carico il tamponamento non offre più una sufficiente resistenza (fig. 4.3.1).

4.3. Duttività e dissipazione

Avere un elevato smorzamento viscoso equivalente, come ad esempio nell'acciaio, consente alla muratura di dissipare una notevole quantità di energia proveniente dal sisma, anche in presenza di resistenza limitata.

Per soddisfare la richiesta del sisma si può agire in due modi: incrementando la resistenza ultima della muratura o la sua deformazione ultima, basandosi sui concetti di duttilità e dissipazione (fig. 5.2.2).

La dissipazione si considera normativamente attraverso il cosiddetto coefficiente “eta”.

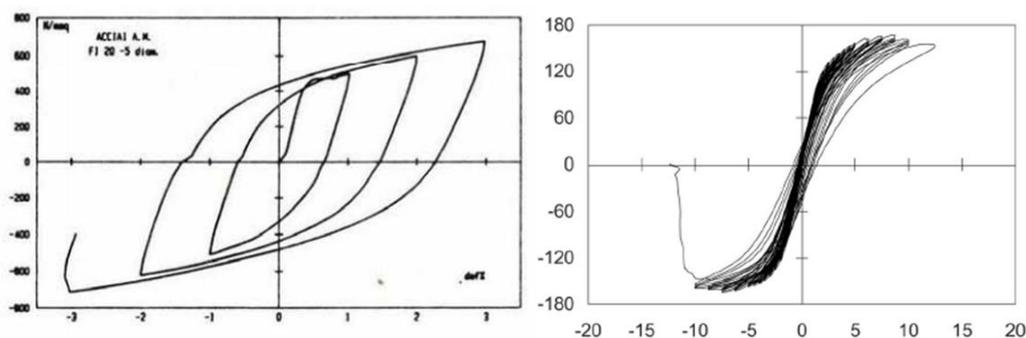


Fig. 4.3.1 – Risultato di una prova ciclica su acciaio (a sinistra) e su muratura (a destra)

4.4. Ripartizione della forza sismica tra telaio e tamponamento

Nel sistema strutturale, il tamponamento può essere visto come un elemento la cui rigidezza lavora in serie a quella del telaio in calcestruzzo armato.

Si identifica con K_{Tamp} la rigidezza del tamponamento:

$$\frac{1}{K_{Tamp}} = \frac{1}{K_{Flex}} + \frac{1}{K_{Shear}} \quad (4.1)$$

ottenuta considerando la rigidezza a flessione della muratura di tamponamento K_{Flex} e quella a taglio K_{Shear} agenti in parallelo.

Queste si possono calcolare attraverso le formulazioni:

$$K_{Flex} = 12 \frac{E \cdot J}{h^3} \quad K_{Shear} = \frac{G \cdot A^*}{h} \quad (4.2)$$

Quella del telaio in c.a. (travi e pilastri a trasmissione di momento) si valuta, invece, come:

$$K_{Telaio} = 12 \frac{E \cdot J}{h^3} \quad (4.3)$$

I coefficienti di ripartizione dell'azione orizzontale sul sistema telaio/tamponamento valgono:

$$\rho_{Telaio} = \frac{K_{Telaio}}{K_{Telaio} + K_{Tamp}} \quad \rho_{Tamp} = \frac{K_{Tamp}}{K_{Telaio} + K_{Tamp}} \quad (4.4)$$

I tamponamenti sono, in genere, più rigidi dei telai e in quanto tali sono soggetti a carichi superiori.

Per verificare questa affermazione si è condotto un esempio numerico di un portale.

Si sono assunti come dati iniziali del problema: le dimensioni e i moduli elastici.

Sono stati considerati due pilastri di base 30 x 30 cm, alti 3 m e con un modulo elastico E pari a 30000 MPa.

E' stato assunto un tamponamento senza aperture, continuo fino alla trave, di spessore s pari a 24 cm, di lunghezza l di 3 m e con un modulo elastico di 15000 MPa.

La rigidezza del telaio considerato vale:

$$K_{Telaio} = 12 \frac{E \cdot (J_1 + J_2)}{h^3} = 18 \text{ kN/mm} \quad (4.5)$$

Dove sono stati indicati con J_1 e J_2 i momenti di inerzia dei due pilastri di sezione quadrata e con h l'altezza del portale.

Allo stesso modo può essere calcolata la rigidezza a flessione del tamponamento:

$$K_{Flex} = 12 \frac{E \cdot J_{Tamp}}{h^3} = 23,04 \text{ kN/mm} \quad (4.6)$$

Si è assunto come da normativa NTC 2008 §11.10.3.4, per le murature ordinarie, il modulo di taglio G pari a:

$$G_{Tamp} = 0,4 \cdot E = 6000 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

Si calcola l'area ridotta come:

$$A^* = \frac{5}{6} (l \cdot s) = 600000 \text{ MPa} \quad (4.8)$$

Pertanto la rigidezza a taglio risulta:

$$K_{Shear} = \frac{G \cdot A^*}{h} = 1200 \text{ kN/mm} \quad (4.9)$$

La rigidezza totale del tamponamento vale quindi:

$$K_{Tamp} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Flex}} + \frac{1}{K_{Shear}}} = 22,6 \text{ kN/mm} \quad (4.10)$$

E come affermato in precedenza il coefficiente di ripartizione del telaio risulta inferiore a quello del tamponamento:

$$\rho_{Telaio} = \frac{K_{Telaio}}{K_{Telaio} + K_{Tamp}} = 0,443 \quad \rho_{Tamp} = \frac{K_{Tamp}}{K_{Telaio} + K_{Tamp}} = 0,557 \quad (4.11)$$

Se si considera un tamponamento più lungo che alto, come nella maggior parte dei casi, la forza agente sul tamponamento sarà ancora più elevata.

Assumendo, infatti, un portale lungo 4 m e alto 3 m, utilizzando gli stessi dati impiegati in precedenza, si ottiene un coefficiente di ripartizione delle azioni orizzontali sul tamponamento pari a: $\rho_{\text{Tamp}} = 0,626$.

4.5. Meccanismi di crisi per telai tamponati

Molti ricercatori hanno testato telai ad una campata con tamponamenti in muratura soggetti a forze laterali o a spostamenti imposti alla sommità del telaio con l'obiettivo di individuare le modalità di collasso dei pannelli murari.

Il primo fenomeno che si osserva in tutti i casi è la separazione tra il tamponamento e il telaio. Come si vede in Fig. 4.5.1 questo distacco avviene su tutti i lati ad eccezione dell'angolo in cui viene applicato il carico e dell'angolo opposto. Quindi la parte di muratura intorno alla diagonale compresa tra i due angoli che rimangono collegati al telaio risulta compressa, mentre il resto è scarico.

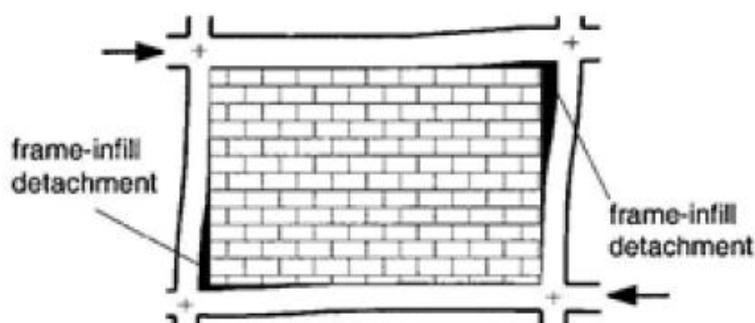


Fig. 4.5.1 – Distacco tra telaio e tamponatura per carico orizzontale

Una volta avvenuto il distacco, se il carico continua ad aumentare, allora il tamponamento collassa.

I meccanismi di rottura che si osservano in laboratorio sono molto vari, ma possono essere ricondotti ad alcuni modi fondamentali:

a) Trazione diagonale (fig. 4.5.2)

Se il telaio è molto resistente, esso è in grado di trasmettere sollecitazioni elevate al tamponamento; nella muratura si formeranno allora una serie di fessure dirette secondo la diagonale compressa.

Questa fessurazione può avvenire attraverso giunti e mattoni o solo attraverso i giunti.

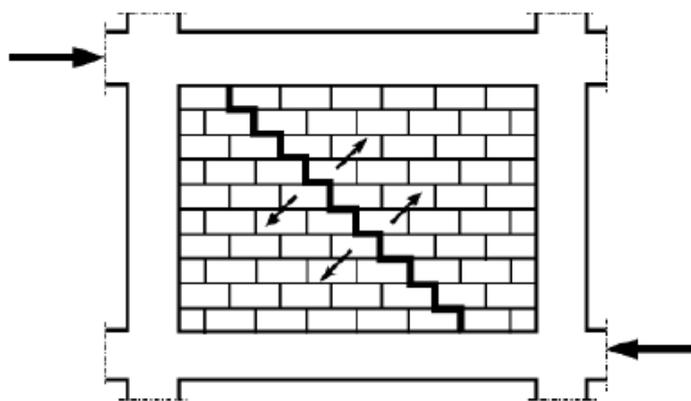


Fig. 4.5.2 – Crisi per trazione diagonale

b) Scorrimento (fig. 4.5.3)

Nel caso di muratura molto debole, con una resistenza a taglio bassa, può verificarsi una rottura in direzione orizzontale dei letti di malta tra i blocchi.

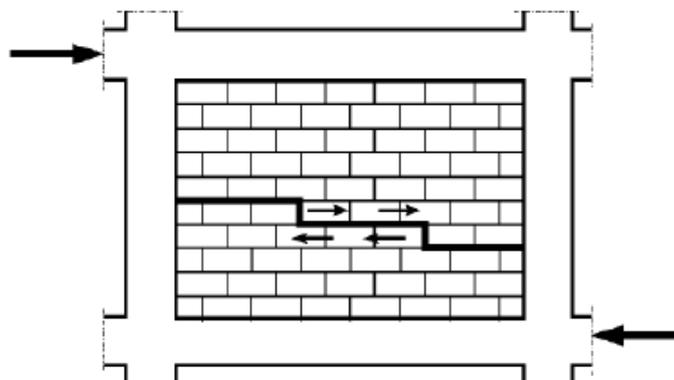


Fig. 4.5.3 – Crisi per scorrimento

- c) Compressione della tamponatura negli angoli di contatto con il telaio (fig. 4.5.4)

Se il telaio è fragile le forze che esso riesce ancora a trasmettere al tamponamento sono esigue, pertanto la rottura avviene per schiacciamento locale degli angoli compressi.

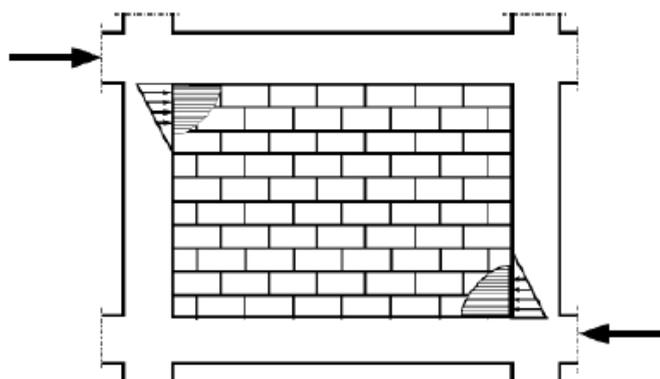


Fig. 4.5.4 – Crisi per compressione negli angoli di contatto con il telaio

In aggiunta a questi meccanismi di rottura principali, si possono individuare altre due modalità di collasso: per compressione diagonale della tamponatura con fessurazioni nella zona centrale del pannello, questo meccanismo si forma qualora il telaio sia molto flessibile e le murature debolmente resistenti a compressione; per crisi a taglio prematura delle colonne o dei nodi nei punti di contatto con la muratura, ricondotta al caso di una struttura progettata in modo errato, cioè con un tamponamento molto resistente contenuto da un telaio fragile.

5. GLI OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL TAMPONAMENTO ANTISISMICO (CARATTERISTICHE MECCANICHE)

5.1. Introduzione

Questo capitolo raccoglie le prime osservazioni, effettuate in via teorica, sui tamponamenti, con l'obiettivo di migliorarne le prestazioni sismiche.

Nel §5.2 è spiegata l'importanza di considerare in primo luogo la sollecitazione di taglio e quindi la rispettiva resistenza del tamponamento.

Successivamente si descrivono le proposte relative alle tecniche di costruzione della muratura e, in riferimento al miglioramento delle prestazioni, alla forma del mattone.

E' stata condotta anche un'analisi parametrica, riportata nell'ultimo paragrafo del presente capitolo, in cui si sono ricavati i valori di sollecitazione per i tamponamenti al variare del numero dei piani dell'edificio e della zona sismica.

5.2. Possibilità per ottimizzare il comportamento sismico del sistema

Il tamponamento innovativo deve garantire determinate caratteristiche che permettano ai progettisti di considerare nel progetto il contributo in termini di resistenza e di dissipazione della muratura. Questi apporti, rispettivamente, devono essere tali da poter considerare la maggior parte delle azioni agenti sul tamponamento e nel complesso ridurre quelle sulle strutture in calcestruzzo armato.

In entrambi i casi si riducono le azioni sui telai e ciò si traduce in un minor costo delle strutture in cemento armato.

Per ottimizzare il comportamento sismico del sistema si può interagire con i seguenti tre aspetti:

- incremento della resistenza;

- incremento della duttilità;
- incremento delle capacità dissipative.

Tralasciando l'ultima possibilità, ossia l'aumento dello smorzamento viscoso equivalente per la struttura, le altre due condizioni, affinché possano essere considerate nella progettazione, necessitano della certificazione delle proprietà meccaniche del sistema.

Bisogna esplorare la resistenza e la curva forza – spostamento ($F-\delta$) del sistema telaio/tamponamento. Il telaio ha un comportamento duttile, mentre il tamponamento raggiunge la crisi generalmente in modo fragile.

Dapprima occorre valutare le caratteristiche dei materiali che compongono il tamponamento, ovvero laterizio e malta, al fine di valutare tensioni di trazioni, di taglio e possibili duttilità dei singoli materiali.

Si troverà, a ragion veduta, che la resistenza del materiale laterizio (identificabile con M1), in un diagramma $\tau-\gamma$ (tensione tangenziale – scorrimento angolare) ottenuto da una prova di taglio, è più elevata della resistenza del materiale malta (M2), mentre il materiale M2 risulterà più duttile (fig. 5.2.1):

$$f_{y-M2} < f_{y-M1} \quad \text{in termini di resistenza (quindi di } \tau \text{)}$$

I risultati che si potrebbero raggiungere con l'utilizzo dei materiali innovativi sono i seguenti:

- Aumento della resistenza del materiale M2;
- Aumento della rigidezza e/o della duttilità del materiale M1;
- Aumento della resistenza e/o deformazione del sistema di tamponamento M1+M2 (fig. 5.2.2).

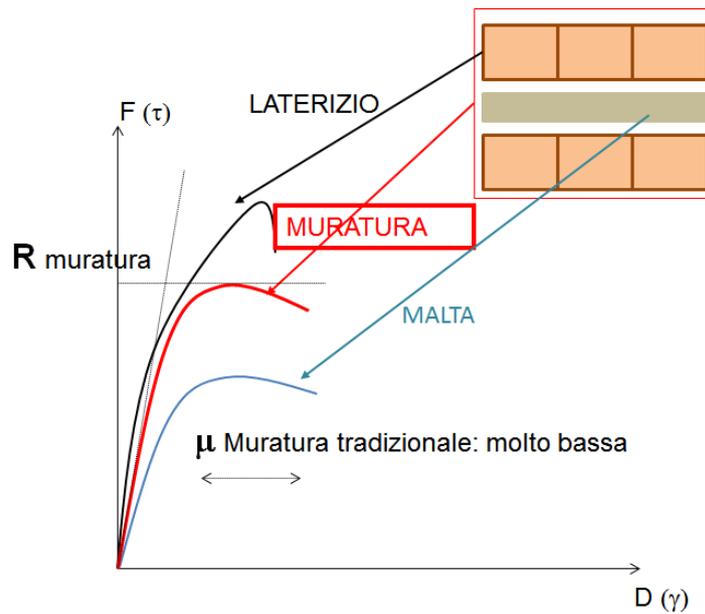


Fig. 5.2.1 – Comportamento dei componenti costituenti il sistema muratura

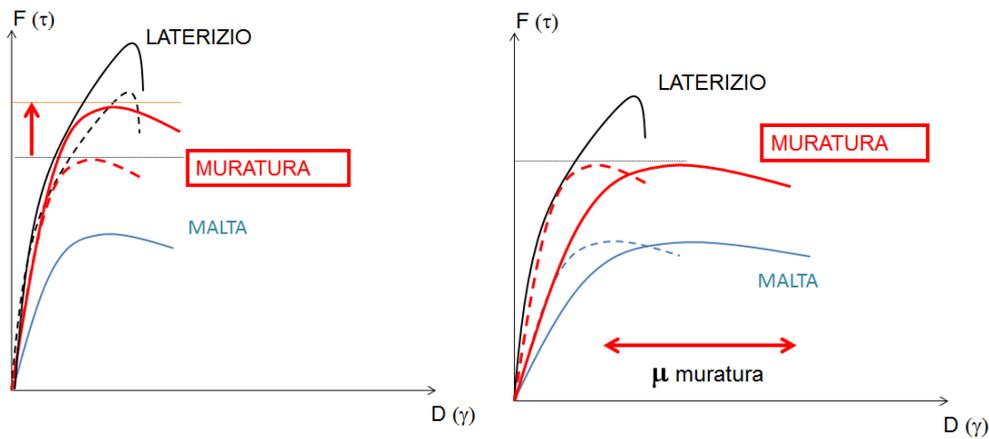


Fig. 5.2.2 – Miglioramento delle prestazioni della muratura incrementando la resistenza del mattone (a sinistra) e la duttilità della malta (a destra)

5.3. Aspetti legati alla morfologia ed alla posa in opera

I mattoni in laterizio, più comunemente utilizzati, presentano fori in direzione verticale. Tale disposizione dei fori trova spiegazione strutturale nel fatto che tipicamente si suppone che gli elementi realizzati con questi mattoni debbano resistere esclusivamente ad azioni verticali.

5.3.1. Considerazioni preliminari sulla forma dei laterizi in relazione alle ricadute strutturali

Nel seguito saranno descritte alcune considerazioni preliminari sulla forma dei laterizi in relazione alle ricadute strutturali.

E' possibile ipotizzare le seguenti scelte morfologico-geometriche tali da ottimizzare il comportamento "sismico" del tamponamento:

1) Impiego di mattoni con fori orizzontali

La presenza di fori orizzontali potrebbe consentire un incremento di resistenza del paramento alle azioni orizzontali, con riferimento allo stesso tamponamento realizzato con mattoni dotati di fori orientati in direzione verticale. In aggiunta si avrebbe un incremento della superficie di aderenza malta-mattone con conseguente incremento di resistenza al taglio. Tale soluzione consentirebbe, inoltre, una posa della malta più agevole data l'assenza di fori sul piano di posa.

Occorre, tuttavia in questo caso, prestare particolare attenzione alla posa in opera dei paramenti murari, i quali debbono essere soggetti esclusivamente al peso proprio e non gravati da carichi verticali potenzialmente trasmessi dalle travi. Alcune esperienze condotte negli anni '70 hanno mostrato come tamponamenti realizzati con fori orizzontali potessero andare incontro a rottura di tipo fragile ("esplosione dei mattoni") qualora soggetti ad elevati carichi verticali.

Un'altra soluzione, di possibile realizzazione grazie all'orientamento dei fori in direzione orizzontale, potrebbe essere quella di eliminare totalmente la componente malta dai giunti orizzontali e di permettere il collegamento tra i vari livelli di mattoni attraverso scanalature poste sulle superfici superiori e inferiori dei laterizi.

Nell'articolo^[15] redatto dal consorzio POROTON sono descritte alcune prove di compressione su blocchi con ampi fori in senso orizzontale, risalenti agli anni '60, e su muretti costituiti dagli stessi mattoni, estratti da un edificio in ristrutturazione.

I blocchi sono stati rettificati prima della prova (fig. 5.3.1) e le loro dimensioni sono di circa 25x12x33 cm.



Fig. 5.3.1 – Prova di compressione sui blocchi

Blocco	t (cm)	b (cm)	A = t x b (cm ²)	N (daN)	fb = N/A (daN/cm ²)
B1	25,0	32,8	820,0	48000	58,5
B2	25,4	33,4	848,4	58000	68,4
B3	25,0	32,8	820,0	32500	39,6
B4 (*)	25,5	33,3	849,2	35300	41,6
B5 (*)	24,8	33,0	818,4	33700	41,2
B6 (*)	25,0	33,0	825,0	30300	36,7
B7 (*)	25,4	33,0	838,2	28300	33,8

Fig. 5.3.2 – Risultati delle prove di compressione sui blocchi

Dai risultati della prova (fig. 5.3.2) è possibile ricavare un valore di resistenza a compressione media pari a 4,57 MPa.

La resistenza è pertanto modesta e la rottura finale è stata sempre marcatamente di tipo fragile, in particolare per i primi due blocchi che sono letteralmente “scoppiati”.

La geometria dei fori ha un’importanza notevole in quanto, una lieve inclinazione delle cartelle verticali, può dare luogo ad importanti effetti del secondo ordine.

Dalla prova di compressione sul muretto, invece, si è ricavato un valore di tensione di compressione medio pari a 1,19 MPa, anch'esso piuttosto basso rispetto ai valori delle murature tradizionali.

Bisogna però considerare che il muretto è stato costruito negli anni '60 con tecniche e materiali, tra cui la malta, non paragonabili a quelli moderni.

- 2) Impiego di mattoni con fori verticali allineati nella direzione dello sviluppo longitudinale del paramento (fig. 5.3.3)

Tale orientamento dei fori consente di avere un maggior numero di “cartelle” (fascia di laterizio continua) resistenti all'azione nel piano orizzontale.

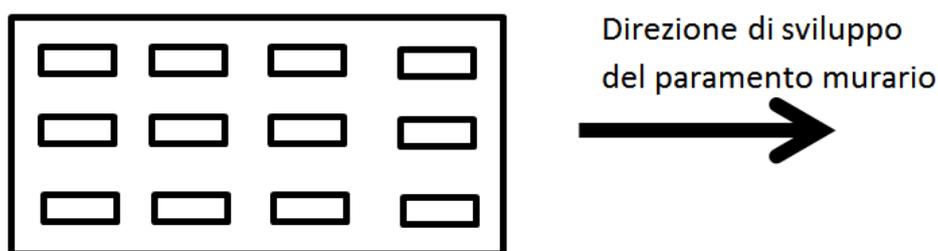


Fig. 5.3.3 – Vista in pianta del mattone con indicazione dei fori per la proposta 2

- 3) Disposizione geometrica dei mattoni con giunti orizzontali sfalsati, tale da impedire lo scorrimento lungo i piani orizzontali (fig. 5.3.4)

Tale soluzione consentirebbe l'eliminazione di una delle modalità di crisi a taglio che più si manifestano nei tamponamenti sottoposti ad elevate azioni orizzontali: crisi a taglio per scorrimento lungo uno dei letti di malta.

Tuttavia, questa proposta non è realizzabile con la tecnica del rullo stendigiunto.

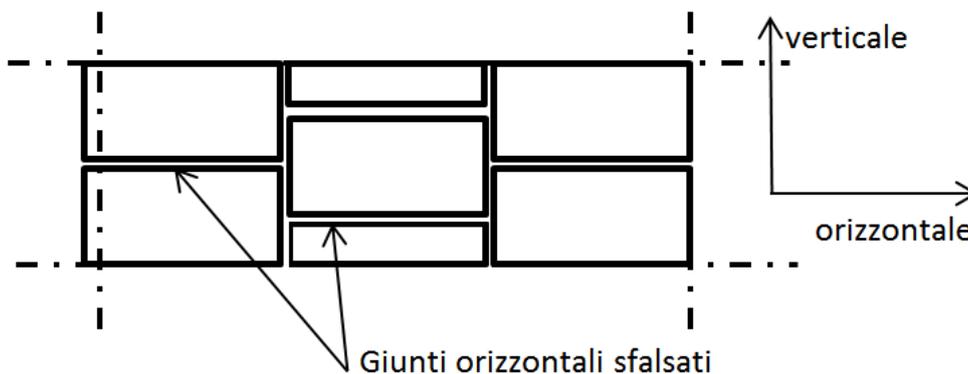


Fig. 5.3.4 – Disposizione geometrica dei mattoni con giunti orizzontali sfalsati

Soltanto a valle di prove sperimentali, condotte dai partner del progetto, sarà possibile riconoscere la validità delle osservazioni fatte.

5.3.2. Aspetti legati alla significatività di prove sperimentali su provini in scala

Nell'ingegneria civile, un problema generale sulle prove sperimentali riguarda la grandezza dei provini: le strutture da analizzare sono perlopiù di elevate dimensioni (edifici, ponti, ecc.) rendendo solitamente impossibile testare l'intera configurazione nella misura reale.

Molti ricercatori hanno cercato di aggirare il problema testando provini di dimensioni ridotte, ma conseguendo valori non comparabili con quelli ottenuti con le strutture reali.

L'articolo^[16] di S. Petry e K. Beyer indica i principali accorgimenti in fase di produzione del provino in scala, al fine di garantire un comportamento sismico il più simile possibile a quello della muratura con le dimensioni reali.

Per ottenere le stesse proprietà del blocco in laterizio originale utilizzando un provino con dimensioni dimezzate è necessario:

- utilizzare lo stesso materiale di base (impasto) o simile;
- utilizzare i processi di asciugatura e cottura il più simili possibile;

- avere una percentuale di foratura più simile possibile, per ottenere la stessa resistenza a compressione nella direzione dei fori;
- mantenere lo stesso rapporto tra le proprietà delle superfici del mattone e la dimensione degli aggregati della malta.

Per ottenere una percentuale di foratura simile, gli autori hanno preferito usare la stessa dimensione delle cartelle interne diminuendone il numero di righe. Questo perché riducendone lo spessore si potrebbe incorrere in problemi di cottura per lo sviluppo differente della temperatura nel centro del blocco rispetto al resto.

Il blocco di dimensioni originali e il provino in scala 1:2 (fig. 5.3.5) sono stati testati a compressione nella direzione parallela allo sviluppo dei fori, in quella ortogonale e a flessione su 3 punti.

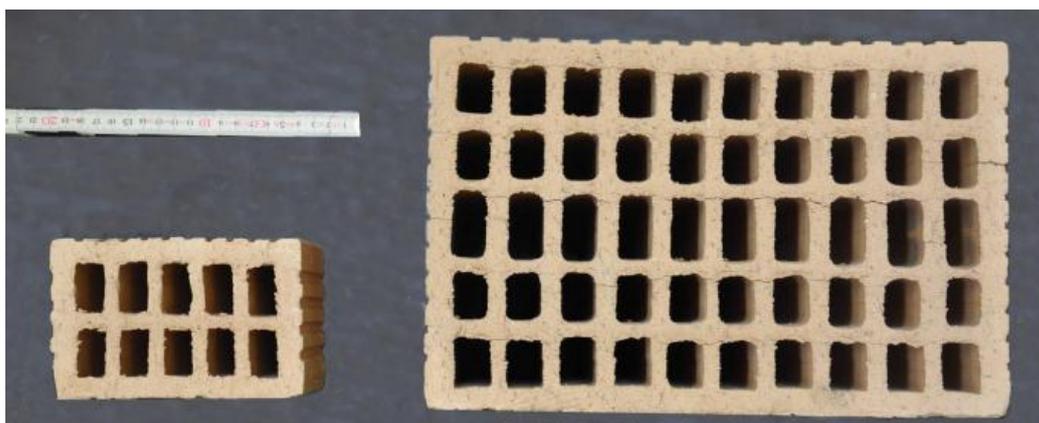


Fig. 5.3.5 – Blocco di dimensioni originali e provino in scala

Dai dati ottenuti dalle prove (fig. 5.3.6) è possibile affermare che la resistenza a compressione, in entrambe le direzioni, risulta simile tra i due modelli testati. Il valore di resistenza a trazione per flessione ottenuto nel provino in scala, invece, è superiore del 25% circa rispetto a quello del blocco originale.

		Prototype brick P3	Model brick M3
Average dimensions of a brick			
Length	mm	297	148
Width	mm	194	96
Height	mm	189	94
Average mass and density of a brick			
Mass	kg	9.9	1.3
Volumic mass	kg/m ³	901	996
Void ratios and effective length / width of a brick			
Void ratio	-	49.3	39.5
Effective length*	-	30.6	37.8
Effective width*	-	28.9	36.5
Average strength and deviation			
Compression, parallel to perforation	MPa	35.0 ± 7%	33.3 ± 25%
Compression, perpendicular to perforation	MPa	9.4 ± 8%	10.8 ± 17%
Tensile strength, perpendicular to perforation	MPa	1.27 ± 38%	1.61 ± 41%
*The effective length / width describe the percentage of filled material to voids over the length / width.			

Fig. 5.3.6 – Risultati della prova di compressione

Sono state effettuate anche prove su triplete con entrambe le tipologie di blocchi. Si sono mantenuti inalterati gli spessori dei giunti e le dimensioni degli aggregati.

Questo test ha fatto raggiungere al provino in scala una resistenza superiore dell'80% rispetto al blocco standard.

Ciò si spiega con il differente comportamento di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni.

In conclusione, mentre per i blocchi è possibile ricavare informazioni attendibili utilizzando provini di dimensioni inferiori, per quanto riguarda l'accoppiamento mattone-malta non si hanno, con le conoscenze attuali, risultati utili.

5.3.3. Aspetti legati alla posa in opera

Per la stesura dei giunti di malta durante la costruzione del tamponamento sono state prese in esame due tecniche: rullo stendigiunto e immersione-contatto (fig. 5.3.7).

Queste due tecnologie consentono entrambe di realizzare spessori sottili (circa 3 mm), per cui bisogna indagare sulla differenza di prestazioni rispetto alla tecnica tradizionale.

In genere con queste tecniche è preferibile usare blocchi rettificati al posto di quelli tradizionali, ciò implica l'assenza dei giunti verticali e l'accoppiamento "ad incastro" tra i blocchi (fig. 5.3.8).

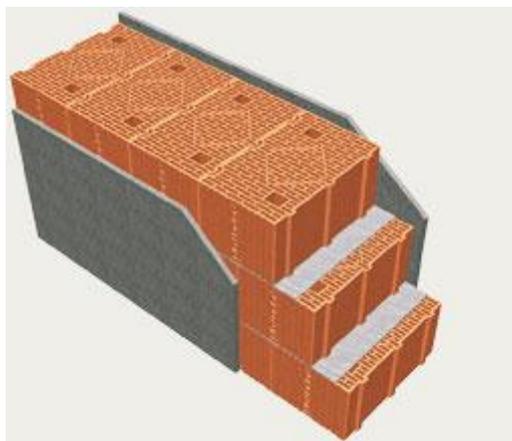


Fig. 5.3.7 – Muratura con blocchi rettificati



Fig. 5.3.8 – Tecnica per stesura della malta con rullo stendigiunto (a sinistra) e per immersione (a destra)

5.4. Le prestazioni sismiche dei tamponamenti al variare delle zone sismiche

E' stata condotta un'analisi parametrica al fine di valutare le prestazioni sismiche offerte da tamponature esterne tradizionali al variare di:

- numero di piani dell'edificio (N);
- zona sismica (1,2,3 e 4).

Si considera come struttura di riferimento l'edificio a telaio ad N piani, la cui pianta e sezione schematica sono di seguito riportate (fig. 5.4.1).

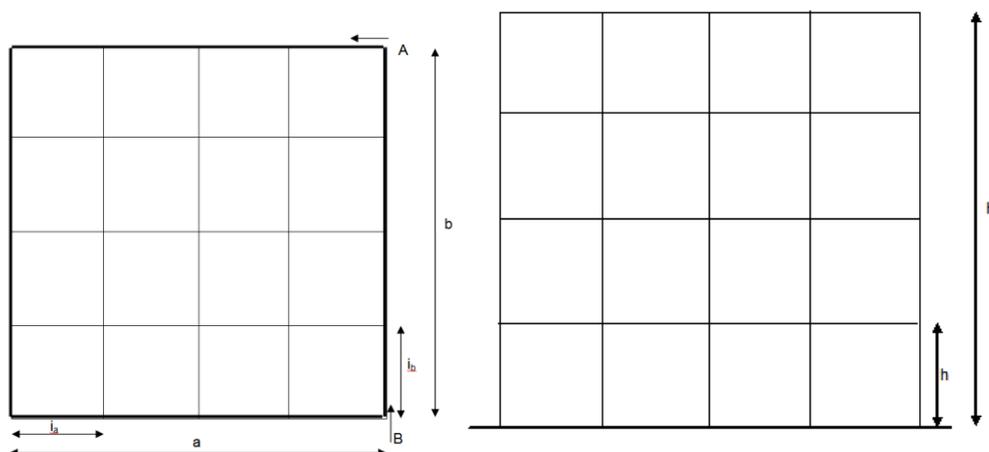


Fig. 5.4.1 – Pianta e sezione schematica dell'edificio

Si vuole valutare lo stato di sollecitazione sulle tamponature perimetrali, indicate in pianta con linea grossa (allineamenti A e B), tramite semplice analisi statica equivalente.

Definendo con “a” e “b” le due dimensioni della base dell'edificio scatolare, è possibile calcolare il peso “sismico” di piano come:

$$W_{piano} = a \cdot b \cdot q \quad (5.1)$$

e quello della struttura come:

$$W_{tot} = N \cdot W_{piano} = N \cdot a \cdot b \cdot q \quad (5.2)$$

dove q rappresenta il peso sismico per unità di superficie, ottenuto dalla combinazione sismica.

La forza orizzontale agente sulla struttura per effetto del sisma vale:

$$F_{H,tot} = W_{tot} \cdot S_a = N \cdot a \cdot b \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0 \quad (5.3)$$

Ipotizzando, a favore di sicurezza, che l'azione sismica sia presa completamente dalle murature perimetrali, il taglio alla base dei due allineamenti A e B può essere calcolato come:

$$T_{base,A} = T_{base,B} = F_{H,tot}/2 = N \cdot a \cdot b \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0/2 \quad (5.4)$$

Il taglio alla base per unità di lunghezza vale:

$$t_{base,A} = \frac{F_{H,tot}/2}{a} = N \cdot b \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0/2 \quad (5.5)$$

$$t_{base,B} = \frac{F_{H,tot}/2}{b} = N \cdot a \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0/2 \quad (5.6)$$

Considerando uno spessore della muratura pari ad "s" si ottiene una tensione tangenziale media agente alla base degli allineamenti A e B pari a:

$$\tau_{base,A} = \frac{F_{H,tot}/2}{s \cdot a} = \frac{N \cdot b \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0/2}{s} \quad (5.7)$$

$$\tau_{base,B} = \frac{F_{H,tot}/2}{s \cdot b} = \frac{N \cdot a \cdot q \cdot a_g \cdot S \cdot F_0/2}{s} \quad (5.8)$$

Con riferimento alla struttura rappresentata in figura si considerino le seguenti caratteristiche geometriche:

- a=20 m;
- b=20 m;
- i_a=5 m;
- i_b=5m;
- h=3 m;
- N variabile tra 2 e 8.

Sia inoltre:

- $q=1200 \text{ kg/m}^2$;
- $S=1,3$ (fattore di amplificazione dovuto alla tipologia di terreno e alla topografia del sito);
- $F_0=2,5$ (risposta dinamica della struttura);

e ag pari a:

- 0.05g “zona 4”;
- 0.15g “zona 3”;
- 0.25g “zona 2”;
- 0.35g “zona 1”.

Nelle tabelle seguenti sono rappresentati i valori della tensione tangenziale media alla base in kg/cm^2 al variare del numero dei piani e della zona sismica.

Per un confronto più chiaro sono colorate in rosso le tensioni superiori a $3,5 \text{ kg/cm}^2$ (valore che mediamente identifica una muratura di tipo tradizionale) nella prima tabella (fig. 5.4.1) e a 10 kg/cm^2 nella successiva (fig. 5.4.2).

	N=2	N=3	N=4	N=5	N=6	N=7	N=8
ZONA 4 ($a_g=0,05g$)	0,87	1,30	1,73	2,17	2,60	3,03	3,47
ZONA 3 ($a_g=0,15g$)	2,60	3,90	5,20	6,50	7,80	9,10	10,40
ZONA 2 ($a_g=0,25g$)	4,33	6,50	8,67	10,83	13,00	15,17	17,33
ZONA 1 ($a_g=0,35g$)	6,07	9,10	12,13	15,17	18,20	21,23	24,27

Fig. 5.4.1 – Tensione tangenziale media in kg/cm^2 al variare del numero dei piani e della zona sismica

	N=2	N=3	N=4	N=5	N=6	N=7	N=8
ZONA 4 ($a_g=0,05g$)	0,87	1,30	1,73	2,17	2,60	3,03	3,47
ZONA 3 ($a_g=0,15g$)	2,60	3,90	5,20	6,50	7,80	9,10	10,40
ZONA 2 ($a_g=0,25g$)	4,33	6,50	8,67	10,83	13,00	15,17	17,33
ZONA 1 ($a_g=0,35g$)	6,07	9,10	12,13	15,17	18,20	21,23	24,27

Fig. 5.4.2 – Tensione tangenziale media in kg/cm^2 al variare del numero dei piani e della zona sismica

Nelle zone sostanzialmente “non sismiche” i tamponamenti sono in grado di prendere le azioni orizzontali anche con elevato numero di piani.

Per zone caratterizzate da bassa sismicità (zona 3) le murature di tamponamento non sono in grado di fornire una sufficiente resistenza agli effetti dell’azione del sisma, se non per un edificio a due piani, e nemmeno per quelli considerando le zone 1 e 2.

Si ricorda che le resistenze considerate sono “sostanziali” e non quelle consentite dalla normativa.

Nel grafico (fig. 5.4.3) si può osservare la richiesta di duttilità, necessaria a coprire la mancanza di resistenza, in funzione di alcune zone sismiche e di numero di piani.

In rosso è rappresentata la curva per una muratura con resistenza pari a 0,35 MPa, mentre in blu la sollecitazione corrispondente a:

- A. Zona 3 N=4 o Zona 2 N=2;
- B. Zona 3 N=7 o Zona 2 N=5;
- C. Zona 2 N=7;
- D. Zona 1 N=6;
- E. Zona 1 N=8.

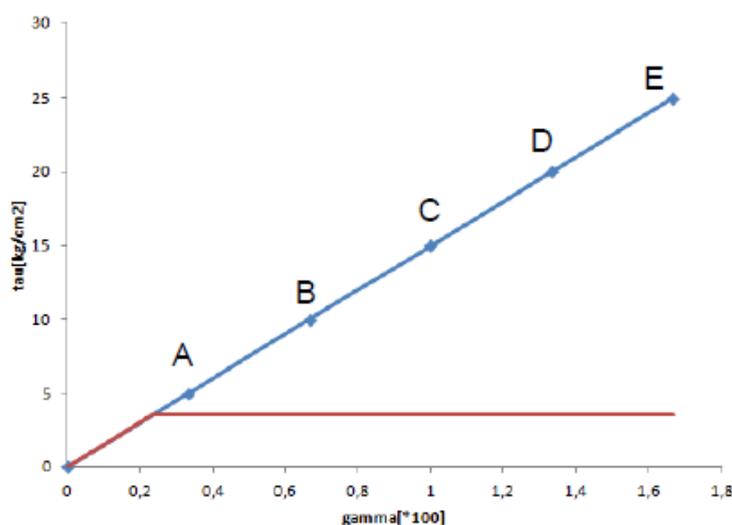


Fig. 5.4.3 – Richiesta di duttilità

6. LE PROVE PER VALUTARE LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE TAMPONATURE (RIFERIMENTI ED INDICAZIONI OPERATIVE)

6.1. Introduzione

In questo capitolo sono raccolte le informazioni riguardanti le prove da eseguire per valutare le caratteristiche meccaniche delle tamponature con riferimento a quanto previsto dalla normativa italiana D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC 2008).

In aggiunta sono state inserite le prove unificate dalla norma europea “UNI EN” e da quella americana “ASTM”.

Il capitolo è suddiviso in funzione degli elementi costituenti il tamponamento, quindi laterizio e malta, e successivamente sono riportate le prove da effettuare sul paramento murario.

Le prove dei singoli materiali offrono un importante riferimento sul lavoro da svolgere per incrementare le caratteristiche finali della muratura e costituiscono la prima strada da seguire per conoscere gli elementi costitutivi del corretto impasto.

Le prove sul paramento murario sono, invece, importanti in quanto permettono di valutare l’effettiva capacità del sistema, da confrontare con le prestazioni attese.

6.2. Il laterizio

Le “Norme Tecniche per le Costruzioni” prevedono che gli elementi per muratura portante debbano essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del §11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente tabella (fig. 6.2.1):

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di Attestazione della Conformità
Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	CATEGORIA I	2+
	CATEGORIA II	4

Fig. 6.2.1 – Sistema di attestazione della conformità da Tab 11.10.I delle NTC 2008

Gli elementi di categoria I hanno un controllo statistico, eseguito in conformità con le citate norme armonizzate, che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%.

Gli elementi di categoria II non soddisfano questi requisiti.

Nel capitolo 7.8.1.2 “Costruzioni di muratura – Regole generali – Materiali”, per il progetto sismico, è richiesta alla muratura portante una resistenza minima a rottura per compressione del laterizio, calcolata sull’area al lordo delle forature, pari a 5 MPa nella direzione portante e a 1,5 MPa nella direzione perpendicolare. Tali grandezze costituiscono quindi un valore di base rappresentativo di una prestazione minima che deve essere garantita dall’elemento “mattone”.

La norma UNI EN 771-1 è di carattere generale e definisce i parametri oggetto di dichiarazione, ossia:

- dimensioni (nominali espresse in mm, nell’ordine: lunghezza, spessore, altezza);
- categoria di tolleranza;
- categoria di intervallo dimensionale;
- planarità e parallelismo;
- resistenza a compressione;
- stabilità dimensionale;
- forza di adesione;
- contenuto di sali solubili attivi;
- reazione al fuoco;
- assorbimento di acqua;
- coefficiente di diffusione del vapore d’acqua;

- isolamento acustico del rumore aereo;
- conducibilità termica equivalente;
- durabilità al gelo – disgelo.

Il parametro di maggior interesse, relativo al problema da affrontare, è la resistenza a compressione. La normativa richiede che la resistenza a compressione del mattone sia dichiarata nel senso dei fori ed in senso ortogonale ad essi nel piano del muro, seguendo la metodologia di prova (fig. 6.2.2) descritta nella UNI EN 772.

In base a quanto stabilito dalla UNI EN 771-1, per le prove iniziali, il numero di provini da esaminare è 10. Ogni provino è costituito da un elemento intero.

Le superfici di ciascun provino, su cui verrà applicato il carico per la determinazione della resistenza a compressione, devono essere preparate in modo tale da assicurare un'uniformità di applicazione del carico.

L'esecuzione delle modalità di preparazione può avvenire in due modi: mediante rettifica o mediante livellamento con malta, in funzione del tipo di superficie del prodotto.

Successivamente si sottopongono i provini alla prova di resistenza alla compressione applicando un carico uniformemente distribuito e incrementato in modo continuo fino alla rottura, dapprima con una velocità di carico definita "conveniente" quindi, raggiunta circa la meta del carico massimo presunto, con una velocità che consenta di raggiungere la rottura per compressione entro circa 1 minuto.

L'orientamento a cui sottoporre i campioni durante la prova (applicazione del carico parallelo o perpendicolare rispetto alla direzione delle eventuali perforazioni, determinazione della faccia su cui applicare il carico, ecc.) deve essere espressamente indicato dal produttore, essendo funzione delle reali condizioni di posa dei mattoni.

Nel caso in cui gli elementi sottoposti a rettifica abbiano altezza < 40 mm o rapporto tra altezza e larghezza < 0.4 , il campione da sottoporre a compressione deve essere composto da due provini sovrapposti senza malta, altro legante o intercalare di separazione.

La resistenza a compressione di ogni singolo provino (N/mm^2) si ottiene dividendo il carico massimo di rottura per l'area lorda sottoposta al carico (lunghezza x larghezza, determinate secondo la norma UNI EN 772-16).

Nel caso di elementi per muratura con incavi riempiti di malta durante la messa in opera, con l'area netta di carico $\geq 35\%$ dell'area lorda, la resistenza alla compressione va calcolata facendo riferimento all'area netta della superficie caricata (differenza tra area lorda della faccia di posa ed area dell'incavo).



Fig. 6.2.2 – Prova di compressione su blocco

Nell'NTC 2008 non si fa riferimento a prove per la misura di altre caratteristiche meccaniche del laterizio. Nonostante ciò, esistono prove unificate per determinare il valore della resistenza a trazione.

La norma UNI 8942 permette di identificare la suddetta caratteristica tramite due tipologie di prove di seguito riportate.

1) Resistenza a trazione per taglio (fig. 6.2.3)

Si tratta di una prova a trazione indiretta eseguita sottoponendo l'elemento ad una compressione distribuita lungo le linee di mezzera, superiore ed inferiore, parallele ai lati più corti; il provino, in pratica, viene posto tra due coltelli orizzontali, previa interposizione di listelli di legno tra essi e l'elemento per meglio ripartire gli sforzi, e successivamente caricato fino a rottura. La prova permette di ottenere risultati significativi solo per elementi con percentuali di foratura minori del 30%.



Fig. 6.2.3 – Prova di trazione per taglio su blocco

2) Resistenza a trazione per flessione su listello (fig. 6.2.4)

La prova consiste nel portare a rottura per flessione un listello lungo almeno 12 cm ricavato da un elemento forato. Tale prova, di esecuzione semplice e rapida, è suscettibile di essere correlata con la resistenza alla compressione dell'elemento e quindi si considera particolarmente significativa e pratica per il controllo continuativo in stabilimento.

Il controllo delle caratteristiche meccaniche degli elementi in laterizio è più agevole e meno costoso operando su listelli ottenuti segando porzioni di setti dai mattoni.

Per questo motivo la norma prevede alcune correlazioni tra il valore di resistenza media a trazione per flessione f_{tf} in MPa e le altre caratteristiche misurabili:

- Resistenza media a compressione: $f_m = 6,1 \cdot f_{tf}^{0,83}$
- Resistenza media a trazione: $f_t = 0,5 \cdot f_{tf}$
- Resistenza cilindrica: $f_c = 3,7 \cdot f_{tf}^{1,245}$
- Modulo elastico a compressione: $E_c = 3500 \cdot f_{tf}^{0,62}$
- Modulo elastico a trazione: $E_t = 3200 \cdot f_{tf}^{0,62}$

Le resistenze caratteristiche possono essere valutate moltiplicando le resistenze medie per 0,75.

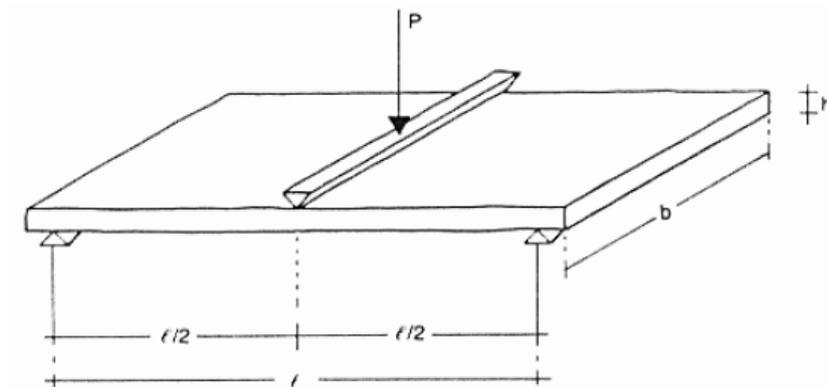


Fig. 6.2.4 – Prova di trazione per flessione su listello

6.3. La malta

Le “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2008) prevedono che la malta per muratura portante debba garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e debba essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE.

La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la sua resistenza media a compressione f_m espressa in N/mm^2 secondo la Tabella 11.10.III (fig. 6.3.1).

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

Fig. 6.3.1 – Classi di malte a prestazione garantita da Tab 11.10.III delle NTC 2008

Per l’impiego in muratura portante non è ammesso l’impiego di malte con resistenza $f_m < 2,5 N/mm^2$.

Nel capitolo 7.8.1.2, per il progetto sismico, è richiesta una malta almeno di tipo M5 ($f_m \geq 5 N/mm^2$).

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella norma UNI EN 1015-11: 2007, la quale descrive anche la metodologia di prova per i valori di resistenza a flessione.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione bisogna sottoporre i campioni a prova dopo 28 giorni di stagionatura o più, se nella massa sono incorporati agenti ritardanti, a meno che non sia diversamente specificato, ed immediatamente dopo averli rimossi dall'ambiente di stagionatura.

I provini devono essere sei mezzi prismi ottenuti dopo aver effettuato tre prove a flessione e inizialmente aventi dimensioni di 160x40x40 mm.

Si deve posizionare il campione nella macchina in modo che il carico sia applicato ad una delle sue facce, tra quelle a contatto dell'acciaio dello stampo (fig. 6.3.2).

Si dispone il prisma in modo che la superficie di getto sia a $16 \pm 0,1$ mm dal bordo più vicino dei piani o delle piastre di sostegno.

E' necessario scartare ogni provino che non fornisca un cubo di materiale solido tra i piani o le piastre di sostegno superiori ed inferiori.

Bisogna allineare con attenzione il campione in modo che il carico sia applicato all'intera larghezza delle superfici a contatto con i piani.

Si applica il carico senza urti ed incrementandolo progressivamente fino a rottura e si registra il carico massimo applicato, in Newton, durante la prova.

La resistenza è calcolata come carico massimo sopportato dal campione diviso per la sua area della sezione trasversale.



Fig. 6.3.2 – Prova a compressione della malta

Per la prova che consente di determinare la resistenza a flessione si utilizzano provini con lo stesso periodo di stagionatura utilizzato per il test descritto sopra.

Si posiziona il campione con una delle sue facce, tra quelle che sono state gettate contro l'acciaio dello stampo, sui rulli di sostegno (fig. 6.3.3).

Il carico viene applicato senza urti a velocità costante compresa tra 100 N/s e 50 N/s, in modo da ottenere la rottura in un periodo di tempo compreso tra 30 s e 90 s.

Anche in questo caso si registra il carico massimo applicato, in Newton.

Calcolare la resistenza alla flessione f in N/mm^2 utilizzando l'equazione seguente:

$$f = 1,5 \cdot \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (6.1)$$

dove:

F è il carico massimo applicato al campione, in N;

l è la distanza tra gli assi dei rulli di sostegno, in mm;

b è la larghezza del campione, in mm;

d è lo spessore del campione, in mm.

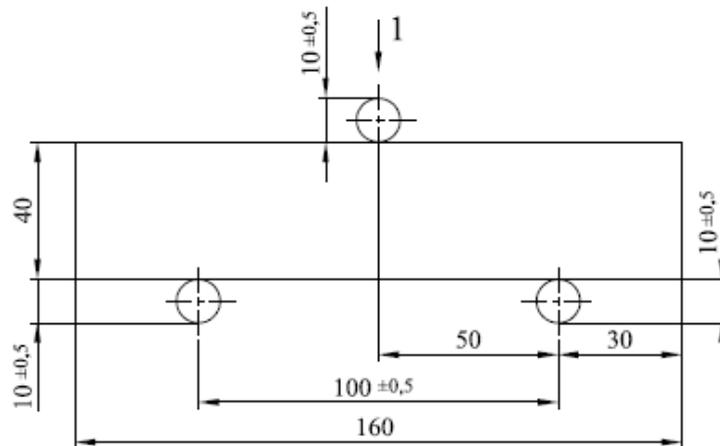


Fig. 6.3.3 – Prova a flessione della malta

Oltre alla resistenza a compressione e a flessione della malta è possibile determinare la resistenza a taglio e a trazione, sia diretta che brasiliana, per le quali non è però presente una normativa di riferimento.



Fig. 6.3.4 – Prova brasiliana effettuata su una carota di muratura

6.4. La muratura

La normativa italiana NTC 2008 prevede, per la muratura, la determinazione della resistenza a compressione, a taglio e dei moduli di elasticità secanti.

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su n muretti ($n \geq 6$), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nel §11.10.3.1.1.

I provini (muretti) devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito almeno da tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza (b) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore (l/t) variabile tra 2,4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta.

Dopo una stagionatura di 28 giorni a 20 °C e 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso; il muretto può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificate, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa.

Si pone il provino fra i piatti della macchina di prova e si effettua quindi la centratura del carico. In proposito è consigliabile procedere anche ad un controllo estensimetrico.

Il carico deve essere applicato con una velocità di circa 0,5 MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k \cdot s \quad (6.2)$$

dove:

f_m è la resistenza media;

s è la stima dello scarto;

k è il coefficiente riportato nella tabella seguente:

n	6	8	10	12	20
k	2.33	2.19	2.1	2.05	1.93

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina sempre su n campioni ($n \geq 6$), seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità

indicate nella norma UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4:2001.

La resistenza caratteristica f_{vk0} sarà dedotta dalla resistenza media f_{vm} , ottenuta dai risultati delle prove, mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0,7 \cdot f_{vm} \quad (6.3)$$

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk} , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n \quad (6.4)$$

dove:

f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Per elementi resistenti artificiali semipieni o forati deve risultare soddisfatta la relazione:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1,4 \cdot f_{bk} \quad (6.5)$$

con:

$f_{vk,lim}$ = valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

f_{bk} = valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro, da ricavare secondo le modalità descritte nella relativa norma armonizzata della serie UNI EN 771.

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato sperimentalmente su n muretti ($n \geq 6$), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento ad indicazioni di normative di riconosciuta validità (es. UNI EN 1052-3).

Esistono altre numerose prove per la valutazione della capacità resistente della muratura e per identificarne le caratteristiche, tra cui quelle:

- a compressione diagonale;
- a compressione e taglio;
- a compressione eccentrica;
- a fatica (fig. 6.4.1);
- di splitting test;
- a trazione diretta;
- a trazione indiretta per flessione;
- fuori piano (fig. 6.4.1).

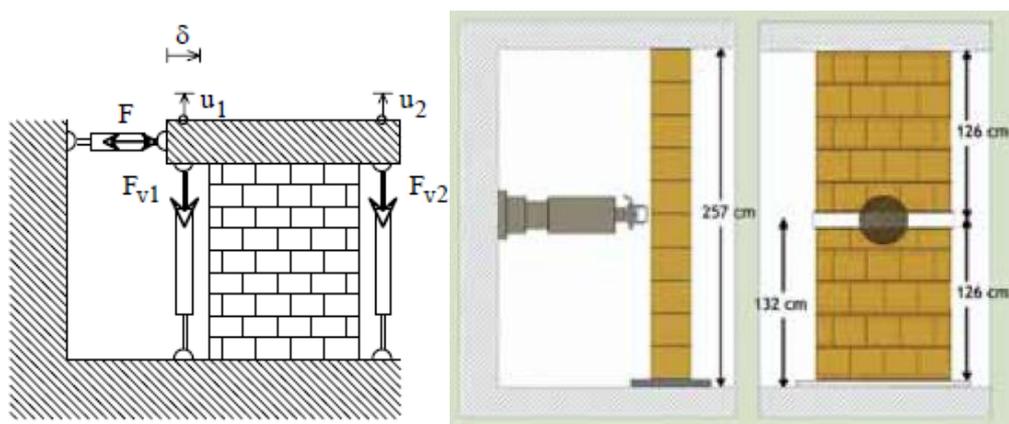


Fig. 6.4.1 – Prova a fatica (a sinistra) e fuori piano (a destra) di una muratura

Come detto in precedenza è importante conoscere la resistenza a taglio del tamponamento. Le prove più utilizzate per valutare questa caratteristica sono il test di compressione diagonale e la prova su triplete.

Gli standard relativi alla prova di compressione diagonale (fig. 6.4.2) sono: l'ASTM E 519-07 e la RILEM TC 76-LUM.

Le variazioni principali tra le due metodologie di test riguardano la dimensione dei muretti e l'interpretazione del risultato.

La normativa americana ASTM prevede l'esecuzione di almeno 3 test su provini di dimensioni 1,20 x 1,20 m.

Lo "Shear Stress", ossia la tensione tangenziale per taglio, è calcolata dalla relazione (cfr. Turnsek e Cacovic, *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, 1971):

$$S_s = 0,707 \cdot \frac{P}{A_n} \quad (6.6)$$

dove:

P è il carico applicato, in N;

A_n è l'area netta del provino, in mm^2 , calcolata come segue:

$$A_n = \frac{w + h}{2} \cdot t \cdot n \quad (6.7)$$

con:

w = larghezza del provino, in mm;

h = altezza del provino, in mm;

t = spessore totale del provino, in mm;

n = percentuale di area solida.

Esistono altre interpretazioni di diversi autori sul valore della resistenza come:

$$\tau = 0,5 \frac{P}{A_n} \quad (6.8)$$

oppure quella fornita dagli studi di Turnsek-Cacovic:

$$\tau = 0,33 \frac{P}{A_n} \quad (6.9)$$

Dalla prova è possibile ricavare anche lo scorrimento angolare γ e il modulo a taglio G.

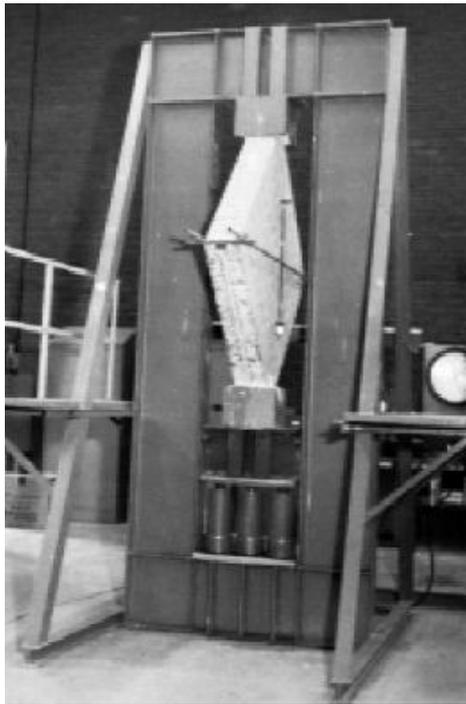


Fig. 6.4.2 – Prova a compressione diagonale di un muretto

La prova su tre mattoni (triplette) è descritta, invece, nella norma UNI EN 1052-3.

In questo test (fig. 6.4.3) la resistenza iniziale a taglio della muratura è derivata dalla resistenza di piccoli provini di muratura sottoposti a prova fino a rottura.

I provini sono sottoposti a prova di taglio sotto un carico su quattro punti.

Si considera che quattro diverse modalità di rottura forniscano risultati validi.

Sono inclusi due procedimenti: A e B. Il procedimento A include i provini di prova a differenti precompressioni e la resistenza iniziale a taglio è definita mediante la curva di regressione lineare a precompressione zero. Il procedimento

B, di maggior interesse per la presente tesi, include i provini di prova a precompressione zero e determina una resistenza iniziale a taglio da una considerazione semplice o statistica dei risultati.

E' necessario preparare provini di tipo I secondo la fig. 5.4.3. Se $h_u > 200$ mm, possono essere utilizzati provini di tipo II.

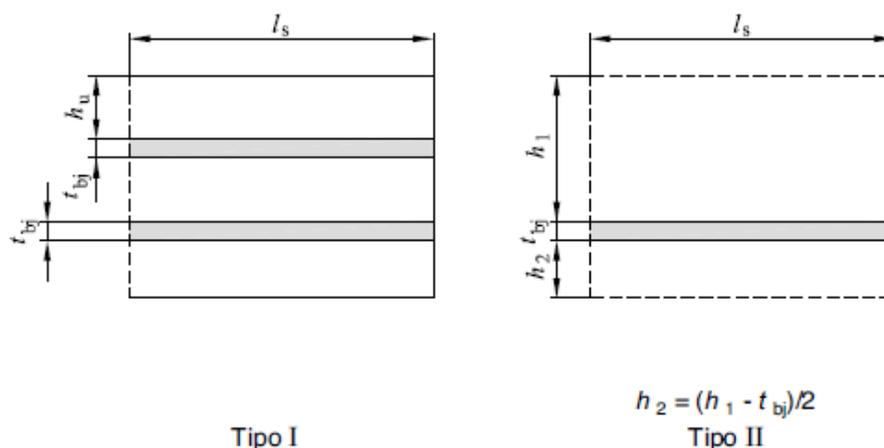


Fig. 6.4.3 – Schema per identificare le dimensioni dei provini per la prova su triplete

Le superfici degli elementi di muratura devono essere pulite dalla polvere eventualmente aderente. L'elemento inferiore deve essere posato su una superficie piana e pulita. L'elemento successivo deve essere posato in modo da ottenere uno spessore finale del giunto di malta da 8 mm a 15 mm, rappresentativo della muratura con giunti di malta convenzionali, o da 1 mm a 3 mm, rappresentativo della muratura con giunti di malta a strato sottile.

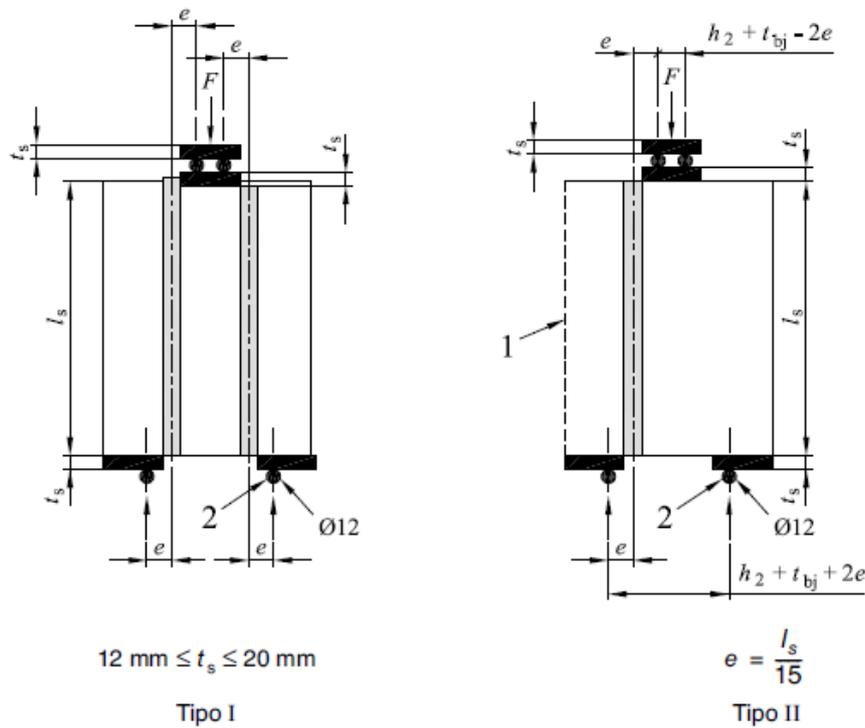


Fig. 6.4.4 – Prova su triplete secondo UNI EN 1052-3

Per il procedimento di tipo B è richiesto di sottoporre a prova almeno sei provini a precompressione zero.

Per ogni provino si calcola la resistenza a taglio con la relazione:

$$f_{v0i} = \frac{F_{i,max}}{2 A_i} \quad \text{in } N/mm^2 \quad (6.10)$$

dove:

$F_{i,max}$ è la forza massima di taglio, in N;

A_i è l'area trasversale di un provino parallelo ai giunti orizzontali, in mm^2 .

La resistenza iniziale a taglio caratteristica f_{v0k} deve essere calcolata come:

$$f_{v0k} = 0,8 \cdot f_{v0} \quad (6.11)$$

oppure f_{v0k} deve essere considerato come singolo risultato più basso, qualunque sia il minore.

7. LE CARATTERISTICHE DEI MATTONI IN LATERIZIO NEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA

7.1. Introduzione

In questo capitolo sono raccolte le informazioni e i risultati delle prove sperimentali, relativi ai mattoni, ricavati da alcuni articoli e al termine è presente il database stilato con tutti i dati a disposizione ottenuti dalla ricerca bibliografica, per una valutazione complessiva degli ordini di grandezza delle proprietà dei mattoni.

7.2. Sintesi degli articoli scientifici più rappresentativi

7.2.1. Response of masonry bed joints in direct shear, R.H. Atkinson, 1989^[4]

L'articolo esamina la modalità di crisi a taglio dei giunti di malta orizzontali e il comportamento taglio-spostamento di murature in mattoni non rinforzate (tamponamenti) soggette a caricamenti di tipo statico e ciclico.

Preliminarmente sono state effettuate prove sui singoli materiali disaccoppiati.

I mattoni testati si possono classificare secondo due categorie:

- estratti da una costruzione esistente;
- nuovi.

Quelli relativi alla prima categoria hanno una dimensione di 208x100x64 mm, mentre quelli nuovi pari a 193x92x55 mm. Entrambi i mattoni sono pieni.

I mattoni più vecchi sono risultati avere una resistenza a compressione di 38,6 MPa, a trazione indiretta pari a 3,45 MPa, un modulo elastico di 8796 MPa e un coefficiente di Poisson di 0,16.

Quelli “moderni” sono caratterizzati, invece, da una resistenza a compressione quasi doppia, 67,8 MPa; la prova di trazione indiretta ha prodotto risultati in

linea con quella effettuata sui mattoni più vecchi, 3,14 MPa; il modulo elastico e il coefficiente di Poisson, calcolati rispetto alla secante del 50% del valore di compressione ultimo, sono risultati rispettivamente pari a 14701 MPa e 0,22.

7.2.2. Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio, R. Capozucca, M.N. Cerri, G. Zanarini, 2001^[5]

L'articolo mostra come la resistenza a taglio di pannelli murari, confezionati con blocchi in laterizio a pareti lisce o ad incastro, sia influenzata dalla tipologia dei giunti di malta.

Alcune prove sperimentali, eseguite con diverse tipologie di elementi resistenti e differenti modalità di giunzione, hanno dato luogo a risultati il cui confronto fornisce informazioni di grande utilità pratica.

I blocchi lisci hanno dimensioni nominali in pianta 300 x 240 mm, mentre i blocchi ad incastro presentano dimensioni 300 x 270 mm (fig. 7.2.1).

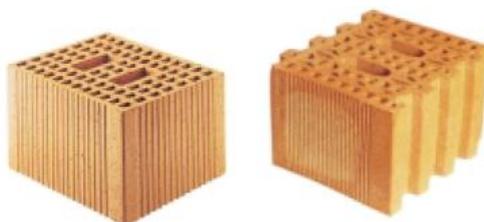


Fig. 7.2.1 – Blocchi semipieni lisci (a sinistra) e ad incastro (a destra)

Entrambe le tipologie di blocco utilizzate sono caratterizzate da una altezza di 190 mm e da un rapporto fra la superficie di foratura e la sezione geometrica complessiva pari al 45%.

Sono state effettuate solo prove di compressione nella direzione dei fori e si sono ottenuti i valori: 21 MPa per i blocchi lisci e 24 MPa per quelli ad incastro.

Nell'articolo è stato affrontato anche l'importante tema della bagnatura dei blocchi, che sarà riportato nei capitoli successivi.

7.2.3. Muratura portante in zona sismica, ANDIL Assolaterizi, 2006^[6]

Una specifica ricerca, finalizzata allo studio sperimentale della muratura portante realizzata con diverse tipologie di giunti verticali ed orizzontali, è stata condotta nell'ambito di una convenzione tra l'ANDIL Assolaterizi e l'Università di Padova.

Le murature testate sono state realizzati con tre differenti tipologie di laterizi:

- blocchi rettificati per assemblaggio con strati sottili di malta;
- blocchi ad incastro non rettificati;
- blocchi con tasca verticale di malta.

Questi possiedono le stesse dimensioni nominali in pianta pari a 250x300 mm, mentre l'altezza è di 250 mm per la prima categoria di blocchi e di 225 mm per le altre due.

La foratura, pari al 43%, è la stessa per tutti i tipi.

Le resistenze a compressione media dei blocchi nella direzione dei fori sono uguali per tutte le tipologie ed equivalgono a 20 MPa, mentre nella direzione ortogonale ai fori, nell'ordine in cui sono stati elencate le categorie, sono pari a: 6,84 MPa; 9,10 MPa e 7,95 MPa.

7.2.4. Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio, F. da Porto, E. Barbiero, M. Dalla Benetta, C. Modena, 2006^[7]

L'obiettivo di questa ricerca è di studiare il comportamento fuori piano di tamponamenti.

I blocchi utilizzati sono di due tipi:

- foratura superiore al 45% per posa a fori orizzontali;
- semipieni per posa a fori verticali.

Le dimensioni esatte sono, rispettivamente, di 249x298x241 mm e 244x291x252 mm.

I valori medi della resistenza a compressione in direzione normale al piano di posa in opera, risultati dai test di laboratorio, sono pari a 5,94 MPa per la prima categoria e a 18,26 MPa per la seconda.

I blocchi per la posa a fori orizzontali testati hanno un modulo di elasticità di 3547 MPa e un coefficiente di Poisson di 0,21.

I blocchi semipieni, invece, sono risultati avere un modulo di 7368 MPa e un coefficiente di 0,38.

La resistenza a compressione dei blocchi disposti con i fori in orizzontale è chiaramente inferiore, bisognerà però indagare la risposta a taglio, di maggiore interesse per l'obiettivo della presente tesi.

7.2.5. Comportamento meccanico di tamponamenti in blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili, 2007^[9]

In questo articolo sono riportati studi condotti su tamponamenti in laterizio innovativo eseguendo un'ampia campagna di prove sperimentali e numeriche, finalizzate alla determinazione del comportamento strutturale di murature non portanti confezionate con blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili di collante sintetico, messi in opera con il sistema per immersione.

La tipologia muraria utilizza un prototipo di blocco in laterizio che, grazie alla particolare trama della foratura, pur mantenendo le stesse prestazioni statiche dei prodotti in laterizio porizzato, presenta un migliore comportamento igro-termico ed acustico.

Le particolari prestazioni del blocco derivano dalle peculiari caratteristiche sia della sua produzione che della sua concezione, in particolare: dall'elevata attenzione tecnologica nella lavorabilità dell'argilla e nello studio dell'organizzazione del reticolo interno, dalla conformazione geometrica delle celle, dalla numerosità delle file di celle e dal sottile spessore dei setti interni.

I blocchi non portanti utilizzati nei test hanno una trama a nido d'ape (fig. 7.2.2) e sono di due dimensioni diverse: 200x480x250 mm e 300x250x250 mm.



Fig. 7.2.2 – Blocco con trama a nido d’ape dopo una prova di taglio

La foratura è per entrambe le tipologie elevata, essendo pari a circa il 65%.

Tutti i blocchi sono stati condizionati per essiccazione all’aria, a temperatura $\geq 15^{\circ}\text{C}$ ed umidità relativa $< 65\%$ per almeno 14 giorni.

Le prove di compressione in direzione ortogonale ai fori sono state eseguite su 20 provini, la metà dei quali aveva subito un trattamento di rettifica con cappatura di malta cementizia.

La resistenza media a compressione è risultata per i provini con cappatura assente pari a 7,44 MPa, mentre per gli altri pari a 12,34 MPa.

Tale differenza è dovuta principalmente a due fattori:

- la cappatura di malta aderisce completamente alla superficie del blocco dando origine ad una distribuzione della tensione uniforme nel blocco stesso; nei laterizi non cappati invece il contatto fra piastra e superficie del blocco è puntiforme a causa della non perfetta planarità della superficie rettificata, con conseguente concentrazione di tensione e quindi rottura fragile più repentina per valori di carico molto inferiori rispetto a quelli dei blocchi cappati;
- lo strato di malta offre un’azione cerchiante per le zone estreme delle cartelle del blocco innalzando pertanto il carico di rottura.

Sono state condotte anche alcune prove di resistenza a trazione per taglio, in cui il carico è stato applicato sulle facce ortogonali ai fori.

Il valore medio è risultato essere di 0,68 MPa, con una variazione tra ogni test quasi sempre inferiore al 3%.

Non avendo a disposizione le composizioni dell'impasto dei blocchi dei vari articoli, non è possibile effettuare un confronto diretto tra i vari risultati; nonostante ciò, si nota come la resistenza a compressione, a parità di dimensioni, risulti notevolmente più bassa nei blocchi di questo articolo rispetto a quelli descritti in precedenza. Il calo di prestazioni, oltre appunto all'impasto di cui non si è a conoscenza, può essere imputato alla particolare trama a nido d'ape. Tuttavia il decremento di resistenza a taglio dell'intero tamponamento, descritto nei capitoli successivi, non risulta così evidente.

7.3. Database

I valori presenti nel database sono rappresentativi dei mattoni pieni e dei blocchi forati, questi ultimi più interessanti per il caso di studio.

Nella tabella I sono descritte le tipologie di mattoni, mentre nella tabella II sono presenti i valori misurati dalle prove.

Tranne per alcuni casi isolati, la resistenza a compressione dei blocchi varia tra i 16 e i 21 MPa.

Nel database sono inseriti i valori: di resistenza a compressione nella direzione parallela e in quella ortogonale ai fori o solamente in una direzione in caso di assenza dei fori (mattoni pieni); di resistenza a trazione, in pochi casi; del modulo elastico e del coefficiente di Poisson.

I valori medi per quanto riguarda i mattoni pieni e i blocchi forati sono:

- resistenza a compressione in direzione parallela ai fori: 22 MPa;
- resistenza a compressione in direzione ortogonale ai fori: 5,5 MPa.

Tabella I

No.	Autori,libro/prodotto	Tipo mattone	Dimensioni[cm]
1	Braga F.,Dolce M.,Masi A., Interpretazione statistica di prove sperimentali per l'accertamento della resistenza a taglio della muratura di edifici esistenti	mattone pieno	25x5,5x12
2a	Jukes P.,Riddington J.R.; A comparison between panel, joint and code shear strength	mattone pieno	21,5x6,5x10,25
2b	Jukes P.,Riddington J.R.; A comparison between panel, joint and code shear strength	mattone forato	21,5x6,5x10,25
2c	Jukes P.,Riddington J.R.; A comparison between panel, joint and code shear strength	blocco di poroton	21,5x6,5x10,25
2d	Jukes P.,Riddington J.R.; A comparison between panel, joint and code shear strength	blocco di cls pieno alleggerito	44x21,5x10
3a	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone comune fatto a mano	
3b	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone pieno	
3c	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone semi-pieno	
3d	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone forato (2 fori circolari)	
3e	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone forato (3 fori rettangolari)	
3f	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	blocco di cls	
3g	Meli R., Behaviour of masonry walls under horizontal loads	mattone di sabbia e calce	
4a	Laner F., Atti del VI IB2MaC, Roma	laterizio forato	40x20x20
4b	Laner F., Atti del VI IB2MaC, Roma	laterizio forato	25x12x12
4c	Laner F., Atti del VI IB2MaC, Roma	laterizio forato	30x15x25
5	Page A.W., Simundic G., Xie H., Atti del IX IB2MaC, Berlino, Germania	blocco di cls forato	39x19x14

Tabella I

No.	Autori, libro/prodotto	Tipo mattone	Dimensioni [cm]
6a	unipor	blocco argilla	36,5x23,8x24,7
6b	porotherm	blocco argilla	38x24x19,9
6c	perlater	blocco argilla	38x25x19
6d	thermo plan	blocco argilla	36,5x24,7x24,9
7	A. Gabor, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin, Analysis and modelling of the in-plane shear behaviour of hollow brick masonry panels	mattone pieno	
8	R. H. Atkinson, Response of masonry bed joints in direct shear		19,3x9,2x5,5
	Roberto Capozucca, Maria Nilde Cerri, Giorgio Zanarini, Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio	blocchi forati 45% lisci	30x24x19
9a			
9b	Roberto Capozucca, Maria Nilde Cerri, Giorgio Zanarini, Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio	blocchi forati 45% ad incastro	30x27x19
10a	Muratura portante in zona sismica, andil	blocchi rettificati	
10b	Muratura portante in zona sismica, andil	blocchi ad incastro	
10c	Muratura portante in zona sismica, andil	blocchi con tasca di malta	
11a	Francesca da Porto, Enrico Barbiero, Massimo Dalla Benetta, Claudio Modena	blocchi fori orizzontali	24,9x29,8x24,1
11b	Francesca da Porto, Enrico Barbiero, Massimo Dalla Benetta, Claudio Modena	blocchi fori verticali	24,4x29,1x25,2
12a	Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena, murature realizzati con blocchi rettificati e giunti sottili	blocco forato	24,5x30,2x22,8
12b	Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena, murature realizzati con blocchi rettificati e giunti sottili	blocco forato	24,5x29,3x19,7
12c	Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena, murature realizzati con blocchi rettificati e giunti sottili	blocco forato	25,4x30x25
13	Di M.L. Beconcini, P. Croce, D. Pellegrini, Comportamento meccanico di tamponamenti in blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili	blocco forato	30x25x25

Tabella II

No.	Compressione[MPa]		Trazione[MPa]		Modulo elastico[MPa]	Poisson
	perpendicolare ai fori	parallelo ai fori	senza fori	per taglio diretta indiretta		
1			28,17			4,13
2a			18,3			
2b		67,9				
2c		18,3				
2d			10,7			
3a			5,89			
3b			14,71			
3c		19,62				
3d		21,09				
3e		14,71				
3f			6,38			
3g			14,71			
4a		27,2				
4b		57 - 62,3				
4c		33,3				
5		30,8 - 33,5				

Tabella II

No.	Compressione [MPa]		Trazione [MPa]		Modulo elastico [MPa]	Poisson
	perpendicolare ai fori	parallelo ai fori	indiretta	per taglio diretta		
6a		2,3				
6b	2					
6c	1,5	6				
6d		7,5				
7					13000	0,2
8		67,8	3,14		14701	0,22
9a		21				
9b		24				
10a	6,81	20,42				
10b	9,1	20,96				
10c	7,95	20,43				
11a	5,94				3547	0,21
11b		18,26			7368	0,38
12a		17,3				
12b		16,1				
12c		17,2				
13		12,34		0,68		

8. LE CARATTERISTICHE DELLE MALTE NEI TAMPONAMENTI TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA

8.1. Introduzione

In questo capitolo sono presentati alcuni articoli che descrivono il comportamento meccanico della malta al variare della sua composizione.

Alcune malte risultano più performanti grazie all'inclusione nell'impasto di fibre di rinforzo.

Al termine delle osservazioni presenti negli articoli, delle considerazioni fatte su di essi e dei principali valori proposti, è stato stilato un database con raccolti tutti i dati delle prove sperimentali degli articoli presi in esame nella ricerca bibliografica.

8.2. Sintesi degli articoli scientifici più rappresentativi

8.2.1. Response of masonry bed joints in direct shear, R.H., 1989^[4]

L'articolo esamina la modalità di crisi a taglio delle murature.

Sono stati condotti test su due differenti composizioni di malta (i numeri indicano rispettivamente i rapporti di cemento, calce e sabbia):

- malta di tipo 1:2:9;
- malta di tipo 1:1,5:4,5.

I valori delle resistenze sono risultati più elevati per la seconda tipologia di composizione.

Per la prima categoria i valori medi di resistenza a compressione, a trazione indiretta, di modulo elastico e del coefficiente di Poisson sono emersi, rispettivamente, pari a: 4,70 MPa; 0,76 MPa; 1050 MPa; 0,06.

Per la seconda tipologia di malta, invece, le stesse proprietà nel medesimo ordine sono risultati: 9,22 MPa; 0,94 MPa; 2109 MPa; 0,05.

In conclusione, un'eccessiva quantità di sabbia sembra ridurre le capacità resistenti della malta.

8.2.2. Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio, F. da Porto, E. Barbiero, M. Dalla Benetta, C. Modena, 2006^[7]

In questo articolo si sono analizzati i comportamenti fuori piano di murature realizzate con diverse tipologie di blocco e di modalità di esecuzione dei giunti orizzontali e verticali, effettuando diverse combinazioni di riempimento dei giunti stessi (pieni o interrotti).

I tamponamenti sono costituiti da dieci corsi di blocchi ciascuno, con giunti di malta di 10 mm di spessore.

Per l'esecuzione dei giunti si è utilizzata una malta premiscelata a base di calce idrata, cemento Portland e sabbie classificate, dichiarata di classe M3 dal produttore.

Dalle prove eseguite in laboratorio si sono ricavate le seguenti proprietà della malta:

- resistenza a compressione: 9,22 MPa;
- resistenza a flessione: 4,28 MPa;
- modulo di elasticità: 9984;
- coefficiente di Poisson: 0,10.

Non sono state confrontate diverse composizioni di malte, ma è possibile dichiarare che i valori sono in linea con quelli degli altri articoli.

8.2.3. Murature realizzate con blocchi rettificati e giunti sottili, M.R. Valluzzi, F. da Porto, C. Modena, 2002^[8]

In questo articolo sono testate murature realizzate con diverse tipologie di malta e della sua stesura.

Per tutti i campioni sono state impiegate malte premiscelate pronte all'uso: per la muratura ordinaria si è adottata una malta di calce-cemento di resistenza

dichiarata M2, miscelata in una comune betoniera; per i muri rettificati sono stati invece utilizzati due tipi di malte speciali, appositamente progettate dalle case produttrici per i due diversi sistemi esecutivi: per immersione e con stendi-giunto.

Esse sono a base cementizia, presentano particolari caratteristiche di adesione, sono rinforzate mediante aggiunta di fibre e sono miscelate in loco mediante dispositivo ad elica.

Le proprietà sono state calcolate dopo una maturazione di 28 giorni.

La malta ordinaria ha raggiunto i valori più bassi di resistenza a compressione e flessione, rispettivamente di 8,20 MPa e 3,02 MPa, comunque in linea con i valori degli altri articoli. Il modulo elastico è risultato pari a 8809 MPa e il coefficiente di Poisson di 0,28.

Le malte-colle speciali hanno raggiunto un valore di resistenza a compressione prossimo ai 25 MPa e a flessione superiore a 6 MPa.

In conclusione, l'introduzione delle fibre nella miscela garantisce prestazioni superiori nel materiale singolo e, come sarà possibile leggere in seguito, anche nell'accoppiamento con i blocchi.

8.2.4. Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar, T. Rotunno, 2012^[14]

Da questa ricerca è possibile ricavare importanti considerazioni sulla composizione più prestazionale per la malta.

Sono indagate tre tipologie di composizione, descritte dal rapporto in peso, rispettivamente, di acqua, cemento, calce e sabbia:

- a calce 2/-/2/8;
- cementizia 2/2/-/8;
- calce-cemento 2/1/1/8.

Ciò che varia nelle composizioni è quindi solo la quantità di cemento e di calce.

Nello stesso ordine con cui sono state presentate le malte, le rispettive resistenze a compressione sono risultate pari a: 0,96 MPa; 8,33 MPa; 2,75 MPa.

Le resistenze a flessione, nel medesimo ordine, hanno raggiunto i valori di: 0,17 MPa; 2,63 MPa; 0,89 MPa.

La malta cementizia è quella che presenta i valori più alti, che tuttavia restano in linea con quelli delle proprietà delle malte ordinarie degli altri articoli considerati.

Come si potrà leggere nel prossimo capitolo, le murature realizzate con la malta cementizia hanno raggiunto, ovviamente, i valori più elevati di resistenza a compressione e a taglio.

8.3. Database

Le malte presenti nel database sono descritte dal tipo di composizione, tra cui le principali sono aerea, idraulica e cementizia. Alcune presentano fibre di diverso materiale per il rinforzo.

Le prove sono state effettuate su provini di forma cubica nella maggior parte dei test, ma vi è qualche caso di provino cilindrico.

Nelle tabelle sono presenti i risultati ottenuti dalle prove di resistenza a compressione, a trazione indiretta (brasiliana), diretta o per flessione.

Sono stati estrapolati anche i valori di modulo elastico e del coefficiente di Poisson.

La resistenza a compressione varia tra 1 e 25 MPa a seconda della composizione e può arrivare a 60 MPa nel caso di malte indurite, usate però per confezionare elementi e non per legare i mattoni.

La resistenza a trazione non supera i 2 MPa nella prova di trazione diretta, spesso si è sotto l'1 MPa, e può arrivare a 8 MPa nel caso di trazione per flessione.

I valori medi ottenuti dalla ricerca bibliografica effettuata sono:

- resistenza a compressione: 19 MPa;
- resistenza a flessione: 3,5 MPa;
- modulo elastico: 6300 MPa.

In generale, i valori di resistenza della malta dipendono dal tempo di stagionatura.

Tabella III

No.	Autori/Ditta	Tipo malta	Forma
1a	Cantalupi, Raccolte di tavole, formule ed istruzioni pratiche	aerea	
1b	Cantalupi, Raccolte di tavole, formule ed istruzioni pratiche	idraulica	
1c	Cantalupi, Raccolte di tavole, formule ed istruzioni pratiche	cementizia	
2a	Clericetti C., Corso di Scienza delle Costruzioni	aerea	
2b	Clericetti C., Corso di Scienza delle Costruzioni	idraulica	
2c	Clericetti C., Corso di Scienza delle Costruzioni	cementizia	
3a	Russo, Le lesioni dei fabbricati	aerea con calce	
3b	Russo, Le lesioni dei fabbricati	aerea con calce+pozzolanica	
3c	Russo, Le lesioni dei fabbricati	cementizia	
4a	Fabbrichesi R., Elementi delle Costruzioni	malta a presa lenta	
4b	Fabbrichesi R., Elementi delle Costruzioni	malta a presa rapida	
5	Marcari G., Rinforzo sismico di murature di tufo con materiali fibrorinforzati	pozzolanica	
6	Vermeltoort A.T., Shear, bond and 2D compressive properties of thin bed mortar masonry	preconfezionata	
7	Anzani A., Binda L., Lourenço P.B., Pinha-Henriques J., Testing and modelling of multiple-leaf masonry walls under shear and compression	idraulica	
8	Mayorca P., Meguro K., Proposal of an efficient technique for retrofitting unreinforced masonry dwellings	cementizia	
9	Valluzzi M.R., Consolidamento e recupero delle murature	idraulica	

Tabella III

No.	Autori/Ditta	Tipo malta	Forma
10	Capozucca R., Masonry panels with different mortar joints under compression		
11	Bernardini A., Mattone R., Modena C., Pasero G., Pavano M., Pistone G., Roccati R., Zaupa F., Atti del II ASS.I.R.C.CO.	pozzolanica	
12	Tubi N., Cantoni F., Fantucci A., Borsotti R., Atti del IX IB2MaC, Berlino, Germania	bastarda	
13	Augenti N., Romano A., Atti del VI SAHC, Bath, Regno Unito	pozzolanica	
14	Ferrier E., Gabor A., Hamelin P., Jacquelin E., Analysis and modelling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels	cementizia	
15a	R. H. Atkinson, Response of masonry bed joints in direct shear		cilindro
15b	R. H. Atkinson, Response of masonry bed joints in direct shear		cubo
16	Roberto Capozucca, Maria Nilde Cerri, Giorgio Zanarini, Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio	M1	
17	Muratura portante in zona sismica, andil		uni en 1015
18	Francesca da Porto, Enrico Barbiero, Massimo Dalla Benetta, Claudio Modena, Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio		cubo
19a	Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena, Murature realizzate con blocchi rettificati e giunti sottili	calce cemento M2	cubo
19b	Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena, Murature realizzate con blocchi rettificati e giunti sottili	fibrorinforzata	cubo
20	Laboratorio prove materiali Pietro Pisa	malta indurita	4x4x15,8 cm

Tabella IV

No.	Compressione[MPa]		Trazione[MPa]		Modulo elastico[MPa]	Poisson
	brasiliiana	diretta	per flessione			
1a		0,07 - 0,41				
1b		0,7 - 1,47				
1c		0,94 - 1,48				
2a		0,05 - 0,34				
2b		0,20 - 1,47				
2c		0,9 - 2,06				
3a		0,05 - 0,34				
3b		0,29 - 1,47				
3c		1,28 - 1,69				
4a		2,2				
4b		1				
5	4,5		1,57			
6	17,5 - 28,3		4,9 - 6,1			
7	7,4 - 11,2		1,5 - 2,3			
8	8,2		0,7		8600	0,2
9	1,58	0,11	0,63		2590	

Tabella IV

No.	Compressione[MPa]	Trazione[MPa] brasiliiana diretta	Modulo elastico[MPa]	Poisson per flessione
10	24,5	4,6		
11		0,61 - 1,48		
12		2,67		
13			1520 (E) / 659 (G)	
14			4000 - 8300	0,2
15a	4,7	0,76	1050	0,06
15b	9,22	0,94	2109	0,05
16	24,5			
17	11,51 - 17,68	3,51 - 4,43	8238 - 9507	
18	9,22	4,28	9984	0,1
19a	8,2	3,02	8809	0,28
19b	19,43 - 24,88	5,56 - 6,47	6616 - 8869	0,14 - 0,21
20	60,1 - 66,7	5,60 - 6,06		

9. LE CARATTERISTICHE DELLE MURATURE TRADIZIONALI DA LETTERATURA SCIENTIFICA

9.1. Introduzione

Per comprendere le caratteristiche meccaniche e il comportamento dei materiali accoppiati si sono esaminati articoli riguardanti prove sperimentali su murature tradizionali e tamponamenti.

Le ricerche si riferiscono a murature moderne ed, in particolare, si sono analizzati i documenti riguardanti i blocchi rettificati e i giunti sottili.

I primi paragrafi elencano i vari articoli descrivendone l'obiettivo e i principali risultati dei test. Successivamente si è inserito il database, che raccoglie in parte anche i risultati dei materiali disaccoppiati per effettuare un confronto tra le tipologie differenti di murature.

Al termine del capitolo sono riassunte le conclusioni a cui si può giungere a seguito dell'analisi degli articoli e del database stilato.

9.2. Sintesi degli articoli più rappresentativi

9.2.1. Response of masonry bed joints in direct shear, R.H. Atkinson, 1989^[4]

L'articolo esamina la modalità di crisi a taglio dei giunti di malta orizzontali e il comportamento taglio-spostamento di murature in mattoni non rinforzate (tamponamenti) soggette a carichi di tipo statico e ciclico.

Le prove sperimentali sono condotte mediante l'uso di una macchina servo-controllata per taglio diretto.

Sono stati condotti test su muretti di vecchi mattoni e malta di tipo 1:2:9 (i numeri indicano rispettivamente i rapporti di cemento, calce e sabbia) e su provini con mattoni nuovi e malta 1:1,5:4,5.

In aggiunta, alcune prove sono state effettuate su provini estratti da murature danneggiate durante il terremoto di Whittier.

In generale, le murature soggette a carichi di taglio ciclici mostrano un picco di resistenza per il primo ciclo, seguito dal taglio residuo.

Per i provini di laboratorio, sia il picco che la resistenza residua sono rappresentati in modo corretto dal criterio di Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma * \text{tg } \phi$) con un coefficiente di attrito “ $\text{tg } \phi$ ” che varia tra 0,64 e 0,75.

I muretti estratti in situ, invece, mostrano valori di resistenza più bassi. La risposta dei giunti, nel tratto precedente al picco, può essere meglio rappresentata da una curva iperbolica e la loro rigidità di taglio non è costante, ma dipende dallo spostamento indotto e dal livello di carico normale agente.

9.2.2. Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio, R. Capozucca, M.N. Cerri, G. Zanarini, 2001^[5]

Lo scopo principale dell'analisi sperimentale è stato quello di valutare il comportamento a taglio di pannelli murari confezionati con differenti tipologie di giunti di malta e di blocchi: giunti continui, interrotti e assenti in verticale; blocchi in laterizio a facce lisce e ad incastro.

Gli elementi di prova sono rappresentati da pannelli quadrati di dimensioni 1x1 m e spessore pari a 0,3 m. Le prove di compressione nel senso dei fori e di compressione diagonale sono state eseguite su tre campioni per ciascuna tipologia di giunto di malta.

La malta utilizzata per realizzare i diversi tipi di giunti, con uno spessore medio di 10 mm, è del tipo M1.

I campioni confezionati con blocchi lisci sono caratterizzati da quattro tipologie di giunti di malta.

I pannelli costruiti con blocchi in laterizio ad incastro non presentano, per la particolare conformazione degli elementi resistenti, giunti di malta verticali e sono caratterizzati da due tipologie di giunto di malta in orizzontale: giunto continuo e giunto interrotto per una striscia di 150 mm.

Sono state effettuate prove di compressione nel senso dei fori, sino a rottura, sulle varie tipologie di pannelli costruiti con blocchi lisci e ad incastro. Successivamente, su pannelli analoghi sono state eseguite prove a compressione diagonale sino a rottura con riferimento alle norme ASTM E 519-74.

Si è trovato un valore medio di resistenza a compressione elevato, per la muratura con blocchi lisci e giunti orizzontali e verticali pieni, pari a 10 MPa; per le murature con blocchi ad incastro e soli giunti orizzontali, invece, di 8,7 MPa.

La resistenza a taglio ha subito un calo più marcato passando dalla presenza o meno dei giunti verticali. Quella della muratura con blocchi lisci si è attestata infatti a 0,95 MPa contro i 0,39 MPa della resistenza ottenuta utilizzando i blocchi ad incastro.

Nel corso della sperimentazione sono stati esaminati anche pannelli costruiti mettendo in opera i laterizi asciutti, privi cioè della bagnatura necessaria per evitare che sia sottratta acqua di idratazione al cemento con conseguente “bruciatura” della malta.

I principali risultati ottenuti dalla sperimentazione possono essere così sintetizzati:

- il giunto di malta interrotto ha influenza sulla risposta a compressione del pannello murario riducendone la capacità resistente, in particolare, quando il rapporto fra la distanza degli assi delle strisce di malta e lo spessore del muro è pari a 0,8;
- l'assenza di giunto di malta verticale penalizza fortemente la capacità resistente a taglio del pannello murario e, dall'esame dei dati sperimentali, si rileva che i giunti verticali ad incastro non riescono a compensare la mancanza di giunto verticale di malta;
- il coefficiente di riduzione della resistenza a taglio proposto dall'Eurocodice 6, nel caso di pannelli confezionati con blocchi ad incastro, è sovradimensionato e non assicura una sufficiente sicurezza;
- la posa a blocchi asciutti provoca una non trascurabile riduzione di resistenza a compressione, pari al 20%;

- la resistenza a taglio, nel caso di assenza di bagnatura, si può ridurre di oltre il 60%.

9.2.3. Muratura portante in zona sismica, ANDIL Assolaterizi, 2006^[6]

Questo documento ha lo scopo di fornire al progettista i criteri ed i parametri basilari per la progettazione e la verifica di strutture in muratura portante, realizzata con blocchi in laterizio assemblati con diverse tipologie di giunto, in zona sismica nel rispetto delle indicazioni dell'Allegato 2 - Edifici - all'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", come modificato dall'O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005, che costituisce anche un riferimento per la realizzazione degli obiettivi di sicurezza fissati nel D.M. 14/09/2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni". L'O.P.C.M. n. 3431, che ha classificato come sismico tutto il territorio nazionale, stabilisce che in zona sismica i giunti verticali debbano essere riempiti con malta e che l'impiego di murature diverse da quelle previste è ammesso previa verifica sperimentale.

La sperimentazione, svolta secondo le modalità ordinarie di prova previste nel D.M. '87 e dall'Eurocodice 6, ha prodotto importanti informazioni per il completamento dei database nazionali e per la calibrazione delle formulazioni di progetto.

I tre sistemi di muratura portante indagati sono:

- muratura con blocchi rettificati per assemblaggio con strati sottili di malta;
- muratura con blocchi ad incastro;
- muratura con blocchi con tasca di malta.

Le tre tipologie di muratura sono state realizzate utilizzando blocchi di caratteristiche analoghe e malte premiscelate pronte per l'uso.

Oltre alla caratterizzazione dei materiali di base, sono state svolte per tutte le tipologie di muratura allo studio prove su assemblaggi di piccole dimensioni per

la determinazione delle proprietà dell'interfaccia tra blocco e malta, comprendenti prove di scorrimento e di trazione sul giunto orizzontale.

Le prove su elementi di grandi dimensioni, per la valutazione del comportamento meccanico dei sistemi costruttivi allo studio per azioni agenti nel piano della muratura, hanno compreso prove di compressione monoassiale, di compressione diagonale e prove di compressione e taglio per ogni tipologia di muratura testata, di cui una condotta in modalità monotona e quattro in modalità ciclica.

Dalle prove si sono ottenuti, per tutte e tre le tipologie di murature testate, valori medi della resistenza a compressione attorno a 6 MPa.

La resistenza a taglio, invece, si è attestata sui 0,25 MPa per le murature con blocchi rettificati e ad incastro e doppia per quelle con tasche di malta, in particolare pari a 0,537 MPa.

La ricerca, condotta presso l'Università di Padova, è scaturita dal contesto normativo nazionale ed europeo che indirettamente limita o sottopone ad alcune condizioni l'utilizzo di sistemi di muratura attuali. Infatti, se i giunti di malta non sono conformi, ovverosia hanno spessore minore di 5 mm, oppure non ricoprono l'intera superficie del blocco, oppure sono realizzati mediante incastro meccanico con assemblaggio a secco, non possono essere utilizzate le tabelle, riprese dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, che il DM 20/11/87 fornisce per la determinazione della resistenza caratteristica a compressione e a taglio della muratura.

I parametri ottenuti dalle prove sperimentali sono stati impiegati per la modellazione numerica dei sistemi di muratura testati.

La sperimentazione dei tre sistemi costruttivi in laterizio, sinteticamente presentata in questo documento, ha supportato e attestato la validità di impiego, ai sensi dell'art.8.1.2 dell'Allegato 2 - Edifici - all'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e sue successive modifiche ed integrazioni (O.P.C.M. 3431/05), dei blocchi rettificati con giunti sottili, dei blocchi ad incastro e dei blocchi con tasca di malta per la costruzione di muratura portante in zona sismica, secondo i criteri e le regole di progettazione, di analisi e di verifica contenute nell'ordinanza stessa.

9.2.4. Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio,
F. da Porto, E. Barbiero, M. Dalla Benetta, C. Modena, 2006^[7]

La ricerca trae origine dall'entrata in vigore in Italia dell'ordinanza antisismica n.3431 del 3/05/05, recante nuove disposizioni in merito alla verifica degli elementi non strutturali. In tale categoria rientrano anche i tamponamenti di muratura per strutture intelaiate.

Nella prima parte del lavoro si presentano i risultati di una campagna di prove sperimentali sul comportamento fuori piano di tamponamenti in laterizio, effettuate su campioni confezionati secondo diverse tecniche costruttive. Nella seconda parte, i risultati ottenuti sono confrontati con la domanda sismica di progetto secondo la nuova ordinanza antisismica.

Il programma sperimentale condotto a termine presso l'Università di Padova è consistito nell'esecuzione di prove di carico fuori piano su campioni di pannelli di tamponamento in muratura di laterizio realizzati in scala reale. Ciascuna serie di pannelli è tipologicamente distinta dalle altre ed è costituita da tre campioni omogenei. Due di esse sono realizzate con blocchi forati con posa a fori orizzontali; una serie di campioni è invece realizzata con blocchi semipieni, con posa a fori verticali.

I tamponamenti sono costituiti da dieci corsi di blocchi ciascuno, con giunti di malta di 10 mm di spessore.

Per l'esecuzione dei giunti si è utilizzata una malta premiscelata a base di calce idrata, cemento Portland e sabbie classificate, dichiarata di classe M3 secondo il D.M.20/11/87 dal produttore.

Per ogni serie di campioni si sono variate, oltre al tipo di blocco, le modalità di esecuzione dei giunti orizzontali e verticali, effettuando diverse combinazioni di riempimento dei giunti stessi.

Nella presente ricerca sperimentale sono state eseguite prove fuori piano su tre tipologie di pannelli di tamponamento, differenziate l'una dall'altra per il tipo di blocco utilizzato e per la modalità di esecuzione dei giunti orizzontali e verticali.

I risultati sperimentali indicano che la variabile maggiormente influente, sul comportamento di tamponamenti di tali tipologie, risulta essere il tipo di blocco utilizzato in relazione alla sua resistenza a compressione e alla sua robustezza in generale. Infatti, pannelli confezionati con blocchi per muratura portante a fori verticali hanno dimostrato di arrivare al collasso sviluppando dei meccanismi resistenti di tipo globale, anziché locale, raggiungendo una resistenza, per azioni fuori piano, superiore da tre a quattro volte rispetto agli omologhi campioni confezionati con blocchi forati e fori disposti in orizzontale.

Di fondamentale importanza, a tale riguardo, è l'esecuzione a regola d'arte del giunto terminale superiore del tamponamento, a contatto con l'intradosso del solaio superiore, che permette l'effettivo innesco dei meccanismi resistenti che coinvolgono la formazione di un arco resistente nello spessore del tamponamento.

Per contro, l'influenza della variabilità della fattura dei giunti di malta sembra nel complesso essere più contenuta, anche se i pannelli realizzati con blocchi a fori orizzontali e con giunto orizzontale continuo hanno mostrato un valore di carico ultimo superiore del 30% circa rispetto ai pannelli confezionati con lo stesso tipo di blocco, ma con giunto orizzontale interrotto.

In ogni caso, è da valutare il rapporto costi-benefici tra il miglioramento delle caratteristiche meccaniche apportato dall'utilizzo del giunto continuo e la maggiore onerosità rispetto ad un giunto orizzontale interrotto, in termini sia di materiali e tempo di esecuzione, sia di eventuali ridotte capacità di isolamento termo-acustico.

Dal punto di vista del confronto con la domanda del sisma di progetto, calcolata secondo le disposizioni dell'OPCM n.3431 per edifici di diversa altezza collocati in zone sismiche caratterizzate dai più alti valori di accelerazione al suolo, si è dimostrato che le tipologie di tamponamento testate presentano delle resistenze sperimentali superiori da 12 a 39 volte rispetto alle richieste di normativa. Nonostante tali rapporti non includano l'utilizzo di fattori di sicurezza e le prove non siano state condotte in modalità dinamica o previo danneggiamento del pannello nel proprio piano, si può comunque affermare che il comportamento di

tamponamenti caratterizzati da basse snellezze e da un buon grado di vincolo con i telai portanti sembra essere soddisfacente.

9.2.5. Murature realizzate con blocchi rettificati e giunti sottili, M.R. Valluzzi, F. da Porto, C. Modena, 2002^[8]

In questa ricerca sperimentale si presentano i risultati sul comportamento a compressione e a taglio di murature portanti realizzate con blocchi rettificati e letti sottili di malta.

Lo studio ha preso in considerazione materiali e sistemi correntemente adottati nell'edilizia abitativa per la muratura ordinaria, come blocchi ad incastro e malta cementizia premiscelata, mettendo a confronto diversi elementi legati alle attuali innovazioni tecniche e tecnologiche, quali l'impiego di nuovi materiali, come le malte fibrorinforzate, e l'adozione di diversi sistemi per l'esecuzione dei giunti sottili: per immersione della base del blocco o con dispositivo stendi-giunto.

Per la caratterizzazione del comportamento meccanico della muratura oggetto di studio sono state realizzate tre serie di sei pannelli afferenti a tre tipologie di blocco, per ciascuna delle due tipologie costruttive e per ciascuna delle due modalità di prova, ossia compressione monoassiale e compressione diagonale, per un totale di n. 72 campioni murari.

I risultati sperimentali hanno mostrato che la muratura con blocchi rettificati e giunti sottili costituisce un sistema costruttivo affidabile ed efficace per la realizzazione di strutture portanti. Esso consente una rapida esecuzione della muratura ed un minore consumo di malta rispetto alla tecnica costruttiva tradizionale ed è caratterizzato da un migliore comportamento strutturale, sia per sollecitazioni di compressione che di taglio.

In particolare, si sono ottenute resistenze a compressione maggiori quasi del 40% rispetto a quelle delle murature ordinarie, con valori della tensione di collasso fino a $2/3$ superiori rispetto alla tensione di lesionamento trasversale, caratteristico del collasso della muratura ordinaria.

Il nuovo sistema non modifica sostanzialmente il comportamento a rottura a compressione diagonale della muratura, ma si raggiungono incrementi di resistenza a taglio fino al 190% superiori, nonostante non si superino gli 0,2 MPa.

L'impiego di malte fibrorinforzate ad elevata resistenza a compressione rispetto alla malta ordinaria, impiegate per i giunti sottili, non ha comportato incrementi comparabili nella resistenza a compressione della muratura.

Il sistema esecutivo con dispositivo stendigiunto ha fatto registrare i massimi incrementi di resistenza sia a compressione che a taglio, pur non essendo caratterizzato dai massimi valori in termini assoluti. Tale sistema consente una distribuzione uniforme del letto di malta, condizione che migliora anche le proprietà di isolamento termo-acustico della muratura, ed un, seppur limitato, ingranamento della malta nei blocchi, che può fornire un potenziale contributo alla resistenza a taglio dei pannelli.

Per contro, pur mantenendo prestazioni meccaniche rilevanti, il sistema ad immersione consente una maggiore riduzione dei tempi di realizzo ed un minor consumo di malta.

9.2.6. Comportamento meccanico di tamponamenti in blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili, M.L. Beconcini, P. Croce, D. Pellegrini, 2007^[9]

In questo articolo sono riportati studi condotti su tamponamenti in laterizio innovativo eseguendo un'ampia campagna di prove sperimentali e numeriche, finalizzate alla determinazione del comportamento strutturale di murature non portanti confezionate con blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili di collante sintetico, messi in opera con il sistema per immersione.

Sulla base dei modelli numerici, si propone una stima della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche fuori piano per i pannelli di tamponamento degli edifici.

La campagna di prove su pannelli murari ha riguardato campioni realizzati con blocchi non portanti, con foratura a nido d'ape, di spessori 20 e 30 cm, tutti privi di intonaco.

Le prove sui muretti sono state progettate in modo da saggiare il comportamento delle pareti nelle situazioni di carico più comuni, in particolare, come pannelli di tamponamento in edifici intelaiati o come tramezzature. Sono state quindi eseguite prove di compressione in direzione normale ai corsi, su muretti di dimensioni di circa 1 m x 1 m.

Sono state, inoltre, effettuate prove su pannelli di parete, di larghezza di circa 1 m, costruiti a contrasto fra pavimento e solaio molto rigidi, applicando forze orizzontali su una striscia parallela al pavimento, ad altezza di circa 1,2 m rispetto a quest'ultimo, secondo le indicazioni per le verifiche a forze orizzontali distribuite contenute nel DM 16/01/96 relativo ai carichi sulle costruzioni.

Sono state effettuate prove di compressione diagonale su campioni di circa 1 m x 1 m, tese a simulare il comportamento dei pannelli di tamponamento sollecitati dalle azioni trasmesse dai riquadri di telaio in fase sismica.

Infine, sono stati realizzati campioni della larghezza di 1,8 m e altezza di 1 m, sostenuti da piatti metallici di dimensioni pari alla sezione dei muretti, su cui sono state eseguite prove di flessione nel piano dei pannelli stessi; ciò al fine di indagare il comportamento delle murature, poggianti su strutture dotate di rigidità flessionale paragonabile a quella di normali solai e sollecitate da carichi verticali applicati non uniformemente, sia nella situazione in cui possa esplicarsi l'effetto arco per la presenza di ritegni atti a contrastarne la spinta, sia in assenza di tale effetto.

Confrontando i valori medi di resistenza a compressione ricavati dalle prove sui singoli blocchi con spessore di 30 cm, con e senza cappatura, ed i risultati delle prove su muretti, si nota che questi ultimi sono decisamente più bassi rispetto a quelli dei blocchi singoli; questo dipende essenzialmente da due fattori:

- nel muretto, i blocchi sono disposti sfalsati da un corso all'altro; a questo consegue che le cartelle verticali che compongono i blocchi non si sovrappongono esattamente e quindi il contatto fra i blocchi

avviene su superfici molto ridotte, con il conseguente aumento delle tensioni locali;

- in corrispondenza dei giunti verticali, non riempiti, nascono tensioni trasversali di trazione di valore elevato, responsabili delle precoci fratture verticali nei blocchi delle file adiacenti.

Nella prova di compressione diagonale tutti i campioni hanno mostrato un comportamento pressoché lineare fino al raggiungimento del carico massimo, in corrispondenza del quale si è avuto il distacco lungo i giunti disposti secondo la diagonale compressa.

La resistenza a taglio è risultata, in media, pari a 0,15 per i blocchi con spessore di 30 cm e 0,25 per quelli spessi 20 cm.

I risultati delle analisi numeriche permettono di concludere che pannelli di tamponamento realizzati con blocchi del tipo sperimentato di spessore 30 cm sono equivalenti, dal punto di vista della resistenza alle azioni sismiche, a pareti di forati dotate di intonaco armato su entrambe le facce, il cui utilizzo è consentito dalla normativa, e comunque rispettano le verifiche previste dalla stessa normativa per l'utilizzo in zona sismica anche di categoria 1.

9.2.7. Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni, A. Borri, M. Corradi, E. Speranzini, 2009^[10]

Nell'ambito del crescente interesse rivolto dagli studiosi al comportamento sismico degli edifici in muratura del costruito del XX secolo, si riportano in questo articolo i risultati sperimentali di prove eseguite su pannelli murari ricavati da murature portanti particolari, costituite principalmente con blocchi di laterizio forati "fuori norma".

Considerando inoltre che gli edifici in muratura realizzati in questo periodo si contraddistinguono spesso per l'assenza di muri di controvento, grandi aperture poste in punti critici, altezze significative e spessori dei muri piccoli, il problema di una migliore conoscenza del comportamento meccanico di tali murature ed in

particolare nei confronti di sollecitazioni di compressione e di taglio assume particolare importanza.

Le murature sperimentate sono state realizzate nella maggior parte dei casi tra il 1920 ed il 1970 e costituiscono una parte non trascurabile del costruito in numerose zone d'Italia. La presenza di forature di dimensioni significative conferisce ai pannelli murari un comportamento elasto-fragile che, in qualche modo, deve essere considerato in fase di verifica o adeguamento di questi edifici. L'orditura dei blocchi spesso realizzata al di fuori della buona regola costruttiva può determinare significativi decrementi della resistenza a taglio di queste murature. Infine la malta utilizzata in quel periodo, spesso cementizia, può influire negativamente in termini di eccessiva rigidità dei pannelli murari.

Sono state realizzate complessivamente quattro prove di taglio (compressione diagonale) e due prove di compressione attraverso la tecnica dei martinetti piatti doppi.

La prova, nella versione di laboratorio, è generalmente realizzata su pannelli quadrati di dimensioni 120x120 cm e di spessore mediamente variabile tra 20 e 60 cm. Nella versione in situ il pannello viene isolato dalla parete circostante mediante quattro tagli realizzati con filo diamantato o con sega circolare.

La prova in situ si differenzia da quella di laboratorio per la parte inferiore di pannello che resta ammorsata alla muratura della parete per una lunghezza di circa 50 cm; analisi teoriche e numeriche hanno tuttavia indicato che tale ammorsatura, almeno in fase elastica, ha influenza trascurabile sui risultati.

Sulla base dei risultati delle indagini sperimentali condotte è stato possibile concludere:

- in conseguenza del frequente utilizzo di malte a base cementizia, la rigidità a taglio delle murature moderne è di solito dalle 2 alle 10 volte maggiore di quella delle murature storiche in laterizio di mattoni pieni, considerando che è nella malta che si concentra principalmente la deformazione a taglio;
- le murature moderne presentano valori della resistenza a taglio generalmente maggiori rispetto alle murature storiche realizzate con

mattoni pieni, tuttavia possono assumere valori molto dispersi e in alcuni casi sono risultati anche uguali o minori rispetto a quelli delle murature storiche in mattoni pieni;

- le modalità di rottura a taglio e a compressione di una muratura moderna possono coinvolgere gli elementi resistenti in laterizio e non soltanto i ricorsi di malta, come avviene per le murature storiche;
- la presenza di elevate percentuali di foratura nel laterizio determina un sostanziale incremento della fragilità della muratura, in relazione con le maggiori dimensioni delle forature e della più elevata percentuale di vuoti.

9.2.8. Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar, T. Rotunno, 2012^[14]

In questa ricerca si effettuano confronti sulla resistenza a taglio di tamponamenti calcolata applicando le tre formulazioni presenti in letteratura e sulle differenze tra i risultati ottenuti da prove su triplete e test di compressione diagonale.

Per assemblare le murature sono state utilizzate tre tipologie di malte: a calce, cementizia e una miscela di entrambe.

Gli esperimenti condotti hanno permesso di concludere che il criterio di Turnsek-Cacovic, per definire la resistenza a taglio da una prova di compressione diagonale, è risultato il più prossimo ad interpretare il valore della prova su triplete. Inoltre, è stato possibile affermare che la muratura con malta cementizia possiede una migliore capacità di resistenza sismica, in quanto ha fatto registrare i valori più alti di resistenza a taglio ed è stato osservato che, al contrario degli altri tamponamenti proposti, la rottura è avvenuta sia nella malta che nel mattone.

9.3. Database

Il database sulle murature è quasi interamente riferito a tamponamenti in laterizio o blocchi forati.

Nelle colonne della tabella V è descritto il tipo di muratura testato.

Dalla dimensione del pannello usato come provino (muretto) è possibile comprendere se è stata eseguita una prova a compressione diagonale di tipo ASTM (pannello 120 x 120 cm) o RILEM.

Le colonne successive a quelle identificative della muratura forniscono informazioni aggiuntive su: dimensioni e tipo dei mattoni utilizzati, spessore e tipo di malta, presenza o meno dei giunti verticali.

Nella tabella VI sono inserite le informazioni relative alle resistenze dei singoli materiali non accoppiati.

In tabella VII sono rappresentati i valori, riferiti alla muratura completa, di: resistenza a compressione, modulo elastico, resistenza al taglio, coefficiente d'attrito e di Poisson.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio è specificato il tipo di prova con cui essa è valutata: prova di compressione diagonale, prova di taglio-compressione e test su tre mattoni. Sono inoltre presenti i valori di dilatazione angolare e modulo elastico di taglio.

Le ultime righe servono per il confronto tra le diverse possibili formulazioni per il calcolo della tensione: la lettera A si riferisce all'eq. (6.6), la B all'eq. (6.8) e la C all'eq. (6.9).

La resistenza a taglio (compressione diagonale ASTM o triplete) delle murature analizzate negli articoli varia tra 0,1 e 0,5 MPa e può arrivare quasi a 1 MPa con giunti verticali e orizzontali continui.

Dai grafici presenti negli articoli sperimentali è possibile ricavare il valore della duttilità, il quale ha però un range molto ampio variando tra l'1 e il 6.

I valori medi delle caratteristiche evinte dalla ricerca sono:

- resistenza a compressione: 4,74 MPa;
- compressione diagonale: 0,324 MPa;

- triplette: 0,287 MPa;
- modulo elastico: 5319 MPa;
- modulo di taglio: 1244 MPa.

Tabella V

No.	Autori/Ditta	Dimensione pannello [cm]	Dimensione mattone [cm]	Tipo mattone	Spessore malta [mm]	Tipo malta	Tipo giunti
1	Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni	120x120x(20-60)	13x26x27; 13x25,4x25; laterizi semi-pieni a fori circolari				
2	M. Corradi, A. Borri, A. Vignoli, Experimental study on the determination of strength of masonry walls	120x120x70 (diag), 180x90x65 (altro)		pietra e mattoni			
3a	Anna Brignola, Sara Frumento, Sergio Lagomarsino & Stefano, Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test	120x120		pietra			
3b	Anna Brignola, Sara Frumento, Sergio Lagomarsino & Stefano, Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test	120x120		mattone pieno			
3c	Anna Brignola, Sara Frumento, Sergio Lagomarsino & Stefano, Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test	120x120		laterizio forato			
3d	Anna Brignola, Sara Frumento, Sergio Lagomarsino & Stefano, Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test	120x120x28		blocco cls			
4a	Francesca da Porto; Giovanni Guidi; Enrico Garbin and Claudio Modena, In-Plane Behavior of Clay Masonry Walls: Experimental Testing and Finite-Element Modeling	100x100x30	25x30x25	blocco forato 43%	1,3	M10	no verticale (rettificato)
4b	Francesca da Porto; Giovanni Guidi; Enrico Garbin and Claudio Modena, In-Plane Behavior of Clay Masonry Walls: Experimental Testing and Finite-Element Modeling	100x93x30	25x30x22,5	blocco forato 43%	12	M10	no verticale (rettificato)
5a	Roberto Capozucca, Maria Nilde Cerri, Giorgio Zanarini, Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio	100x100x30	30x24x19	blocco liscio 45%	10	M1	orizzontali e verticali
5b	Roberto Capozucca, Maria Nilde Cerri, Giorgio Zanarini, Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio	100x100x30	30x27x19	blocco ad incastro 45%	10	M1	no verticale (rettificato)
6	Beconcini, P. Croce, D. Pellegrini, Comportamento meccanico di tamponamenti in blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili	100x100x(20-30)	48x25x20, 25x25x30	blocco forato 65%	2	collante sintetico	no verticale (rettificato)
7a	F. da Porto, M. R. Valluzzi, C. Modena, Laterizio rettificato per murature portanti: ricerca e sperimentazione	100x100x30	25x30x20	blocco forato 45%	1,8 - 2,8	malta+colla con fibre	no verticale (rettificato)
7b	F. da Porto, M. R. Valluzzi, C. Modena, Laterizio rettificato per murature portanti: ricerca e sperimentazione	100x100x30	25x30x20	blocco forato 45%	12	M2	no verticale (rettificato)
8a	Tommaso Rotunno, Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar	40x40x5(RILEM)		mattone comune		calce	orizzontali e verticali
8b	Tommaso Rotunno, Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar	40x40x5(RILEM)		mattone comune		cemento	orizzontali e verticali
8c	Tommaso Rotunno, Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar	120x120x12(ASTM), 40x40x5(RILEM)		mattone comune		calce-cemento	orizzontali e verticali

Tabella VI

No.	Resistenza laterizi		Resistenza malta			Poisson	
	Compressione[MPa] perpendicolare ai fori	Compressione[MPa] parallelo ai fori	senza fori	Compressione[MPa] brasiliiana diretta	Trazione[MPa] per flessione		Modulo elastico[MPa]
1		2					
2			1,75 - 90,3				
3a							
3b							
3c							
3d							
4a	6,84	20	17,68	4,43			
4b	7,95 - 9,1	20	11,51	3,51			
5a		21	24,5	4,6			
5b		24	24,5	4,6			
6	7,44 /12,34 (cappatura)						
7a	16 - 17		19,43 - 24,88	5,56 - 6,47	6616 - 8869	0,14 - 0,21	
7b	16 - 17		8,2	3,02	8809	0,28	
8a		17	0,96	0,17			
8b		17	8,33	2,63			
8c		17	2,75	0,89			

Tabella VII

No.	Resistenza muratura					Poisson
	compressione [Mpa]	modulo elastico [Mpa]	compr. Diagonale [Mpa]	dilatazione angolare * 10 ⁻³	Taglio	
					modulo elastico G [Mpa]	triplette [Mpa]
1	0,78-0,98	1650 - 2470 (1/3)	0,069 - 0,324	0,0014 - 0,136 (1/3)	131 - 17270 (1/3)	
2			0,047 - 0,072	0,136 - 0,942 (1/3)	19 - 131 (1/3)	0,130 - 0,149
3a			0,026 - 0,082			
3b			0,185			
3c			0,318			
3d			0,411			
4a	6,95	4424	0,206		753	0,45
4b	5,34 - 5,67	4278 - 4141	0,270 - 0,537		816 - 1213	0,25 - 0,36
5a			0,95			
5b			0,39			
6	2,31 - 3,48	5283 - 6494	0,15 - 0,25			
7a	4,79 - 6	5101 - 7468	0,122 - 0,189	0,498 - 0,777	1041 - 1537	0,333 - 0,487 0,77 - 1,9
7b	3,45 - 4,69	4324 - 6360	0,053 - 0,103	0,233 - 0,330	1451 - 1898	0,161 - 0,238 0,7 - 1,61
8a			0,130(A); 0,085(B); 0,056(C)			0,044
8b			1,678(A); 1,112(B); 0,734(C) (RILEM) 0,581(A); 0,419(B); 0,277(C) (ASTM)			0,531
8c						0,212

9.4. Osservazioni

Dagli articoli raccolti e dal database stilato è possibile fare alcune osservazioni.

La resistenza della muratura risulta influenzata da vari aspetti, tra cui in particolare:

- la resistenza e le caratteristiche deformative degli elementi;
- la resistenza e le caratteristiche deformative della malta;
- lo spessore dei giunti;
- la capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni;
- la capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta;
- la disposizione degli elementi.

Dal confronto tra le murature tradizionali e quelle del passato è possibile dedurre che il modulo di taglio delle murature moderne è di solito dalle 2 alle 10 volte maggiore di quella delle murature storiche in mattoni pieni.

Ciò si realizza, nonostante la presenza di elevate percentuali di foratura nel laterizio determini un sostanziale incremento della fragilità della muratura, in relazione con le maggiori dimensioni delle forature e della più elevata percentuale di vuoti. In compenso, nei blocchi e nei laterizi forati si ha un ulteriore incremento di resistenza a taglio. Questa è superiore nel caso di utilizzo di malta cementizia rispetto a quella con calce o mista (cemento e calce) ed è, invece, ridotta del 20% in caso di posa a blocchi asciutti. La causa è da identificare nell'assorbimento da parte del blocco dell'acqua presente nella malta.

La muratura con giunto sottile, inferiore o uguale a 3 cm, e blocchi rettificati offre una resistenza a compressione maggiore del 25% e una resistenza a compressione diagonale minore del 24%. Utilizzando però una combinazione di malta fibrorinforzata e colla si ottiene un incremento anche per quanto riguarda la resistenza a taglio, ma non si arriva ai valori di resistenza fornita dal tamponamento con giunti sia orizzontali che verticali.

La muratura con giunti verticali e orizzontali ha una resistenza a taglio superiore di 2,4 volte rispetto a quella con blocchi ad incastro senza giunti verticali, la presenza dell'incastro non compensa la mancanza del giunto.

L'Eurocodice 6 propone un coefficiente riduttivo da considerare in caso di assenza o di interruzione dei giunti, ma dalle prove sperimentali risulta sovradimensionato.

La resistenza al taglio dedotta da una prova RILEM fornisce risultati più precisi rispetto a quella ottenuta da ASTM, ma è a sfavore di sicurezza.

Inoltre, dalla formulazione proposta da Turnsek-Cacovic si ottengono risultati più vicini alla prova con triplete.

Dai risultati sperimentali contenuti nel database si può osservare che la resistenza a compressione diagonale rispetto a quella ottenuta dalla prova su tre mattoni è circa:

- il doppio nel caso di tamponamenti con giunti orizzontali e verticali;
- la metà nel caso di blocchi rettificati.

10. PRIME INDICAZIONI SULLA COMPOSIZIONE DELLA MALTA PER INCREMENTARE LA DUTTILITA'

10.1. Introduzione

All'interno del progetto ITALICI, il partner Litokol è quello che ha l'obiettivo di progettare e realizzare la malta a giunto sottile per blocco rettificato in laterizio, secondo le indicazioni fornite dall'Università di Bologna.

Inizialmente si sono effettuate prove preliminari su malte commerciali con l'aggiunta, in diverse proporzioni, di lattice, al fine di identificarne il comportamento duttile.

Nel §10.6 sono raccolte le considerazioni sulle prove di compressione, di flessione e di taglio eseguite da Litokol.

Successivamente, si è condotta una ricerca bibliografica al fine di individuare quali ingredienti potessero influire positivamente sulle caratteristiche di resistenza e di duttilità della malta (§10.7).

Infine, si sono testati alcuni campioni di malta con composizioni differenti il cui scopo è di valutarne le caratteristiche meccaniche ed identificare un impasto corretto per la malta in funzione dell'uso a cui è destinato.

10.2. Prove preliminari di LITOKOL

Il partner LITOKOL ha raccolto, inizialmente, informazioni sulle principali malte commerciali per usi analoghi a quelli del progetto (fig. 10.2.1), ossia malte per murature con blocchi rettificati con esigenze di resistenza sismica.

Nome	Taglio [Mpa]	Compressione [Mpa]	Flessione [Mpa]
WEBER		5	2,4
PROREP		45	8
ROFIX 940		10	4
ROFIX 945		12	
POROTHERM	0,3	10	

Fig. 10.2.1 – Malte commerciali per usi strutturali

Le schede tecniche generalmente non forniscono informazioni riguardanti eventuali caratteristiche di duttilità.

In particolare, la malta POROTHERM, venduta abbinata a particolari blocchi, è certificata commercialmente come “antisismica”.

Per questo motivo le prime prove condotte da LITOKOL saranno svolte proprio partendo dall’impasto di questa specifica malta, aggiungendo diversi materiali nella composizione, al fine di comprendere se ciò comporta un aumento di prestazioni resistenti o di duttilità.

Come indagine preliminare, al fine di investigare l’effetto del componente sulla duttilità, sono state introdotte in diverse quantità acqua e lattice con i seguenti rapporti:

- 1 H₂O + 0 Latex (0% lattice);
- 2 H₂O + 1 Latex (33% lattice);
- 1 H₂O + 1 Latex (50% lattice);
- 0 H₂O + 1 Latex (100% lattice).

Sono stati testati anche campioni di colla K18 con l’aggiunta di lattice e di colla K77.

Le prove sono state effettuate a diversi giorni di maturazione: 7, 14, 21, 28 o seguendo la procedura da normativa, cioè con l’eliminazione del cellophane dopo un tempo prestabilito.

L’aggiunta del lattice nel collante ha permesso un abbassamento della rigidità e quindi un comportamento più prossimo a quello definito duttile (fig. 10.2.2).

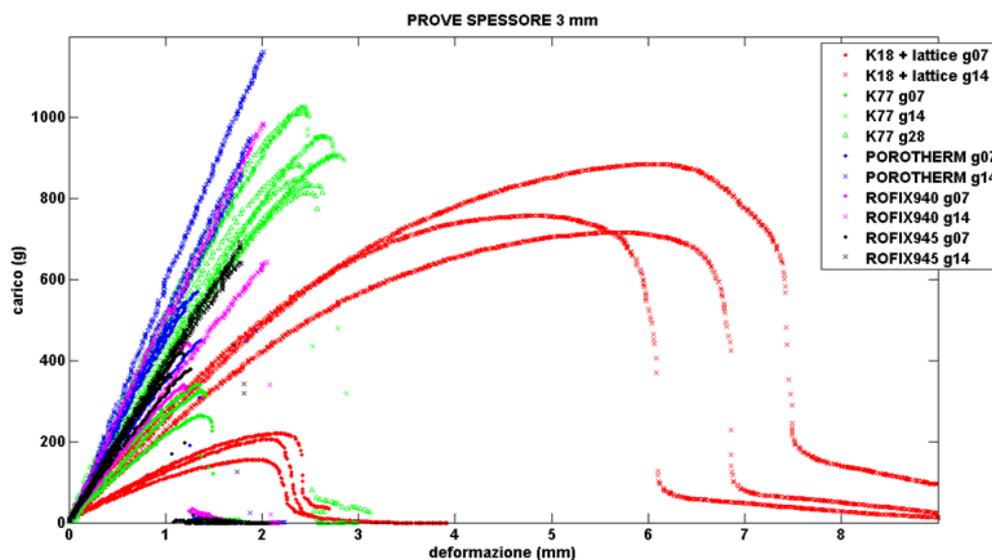


Fig. 10.2.2 – Risultati di prove di flessione

Sono state condotte prove di compressione, di taglio (scorrimento su triplete con due mattoni) e di trazione per flessione.

Nei materiali da costruzione di questo tipo, in genere, la tensione tangenziale calcolata con la prova di taglio è un decimo della resistenza a compressione.

La resistenza a trazione, invece, è affine alla resistenza a taglio. Valori più elevati di trazione, infatti, conducono a una maggiore resistenza a taglio.

10.3. Prova di compressione

Sono stati eseguiti sei test di compressione (fig. 10.3.1) sulla malta bicomponente Porotherm+lattice, per ogni tipo di impasto.



Fig. 10.3.1 – Pressa per prova di compressione

I campioni sono cubici con lati di 40 mm.

	Bicomp 1 H2O 0 Latex	Bicomp 2 H2O 1 Latex	Bicomp 1 H2O 1 Latex	Bicomp 0 H2O 1 Latex
prova 1	13,44	10,49	8,92	4,99
prova 2	13,50	10,91	10,29	4,88
prova 3	14,26	12,19	9,69	4,61
prova 4	14,19	10,20	11,22	4,92
prova 5	13,88	9,28	10,84	5,33
prova 6	13,61	11,50	9,92	5,66
media	13,81	10,76	10,15	5,06

Fig. 10.3.2 – Valori di resistenza a compressione in MPa

Come si evince dai risultati delle prove di compressione (fig. 10.3.2), la resistenza a compressione si dimezza passando dallo 0% al 100% lattice in aggiunta all'impasto base.

La normativa italiana prevede che la resistenza media sia almeno di 5 MPa (malta di tipo M5) e, nel caso di introduzione di solo lattice, il valore è al limite di quello richiesto.

Tuttavia, è proprio quest'ultima composizione che permette il comportamento più duttile (fig. 10.3.3).

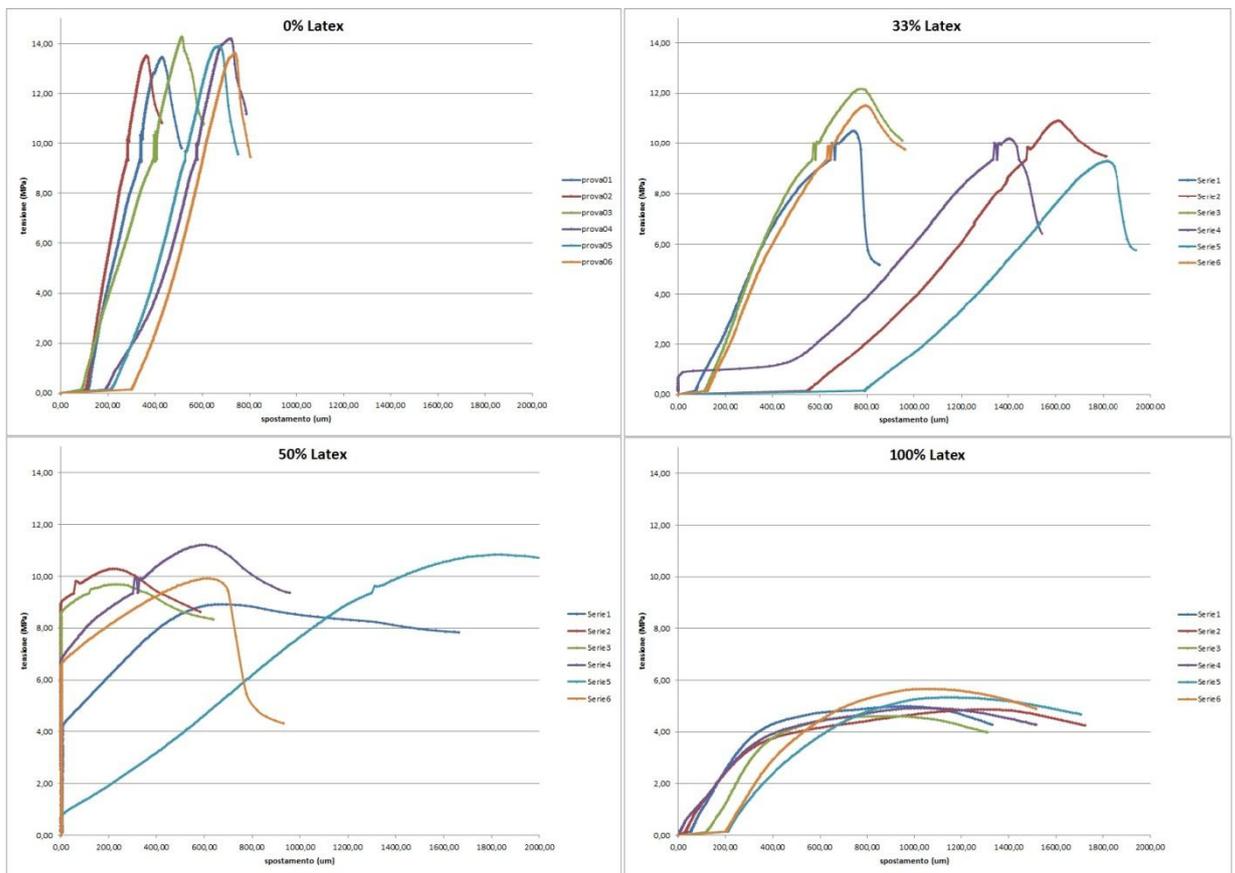


Fig. 10.3.3 – Risultati delle prove di compressione tensione (MPa) – spostamento (um)

A questo proposito, sarebbe opportuno testare anche campioni con lattice presente per il 75% del materiale in aggiunta.

10.4. Prova di flessione su “lingue”

Per la prova di flessione su tre punti (fig. 10.4.1) sono state preparate lingue spesse 3 mm circa e larghe 46 mm, per cui il modulo di resistenza W risulta pari a 69 mm^3 . La distanza tra gli appoggi è pari a 20 cm.



Fig. 10.4.1 – Macchinario utilizzato per prova di flessione su tre punti

Sono state condotte tre prove per ogni tipologia di composizione, ad eccezione della malta con l'aggiunta di 100% lattice per la quale sono state effettuate quattro prove.

In questa prova è molto più evidente il comportamento fragile della malta in assenza o con un quantitativo minore di lattice (fig. 10.4.3).

Anche in questo caso la malta subisce un decremento di resistenza con l'introduzione di maggiori quantità di lattice (fig. 10.4.2).

	Bicomp 1 H2O 0 Latex	Bicomp 2 H2O 1 Latex	Bicomp 1 H2O 1 Latex	Bicomp 0 H2O 1 Latex
prova 1	437,00	390,50	451,00	284,50
prova 2	450,50	408,00	405,50	288,00
prova 3	404,50	388,00	346,00	315,50
prova 4				251,50
Mmedio	430,67	395,50	400,83	284,88
$\sigma=M/W$	6,24	5,73	5,81	4,13

Fig. 10.4.2 – Valori di resistenza a flessione in MPa

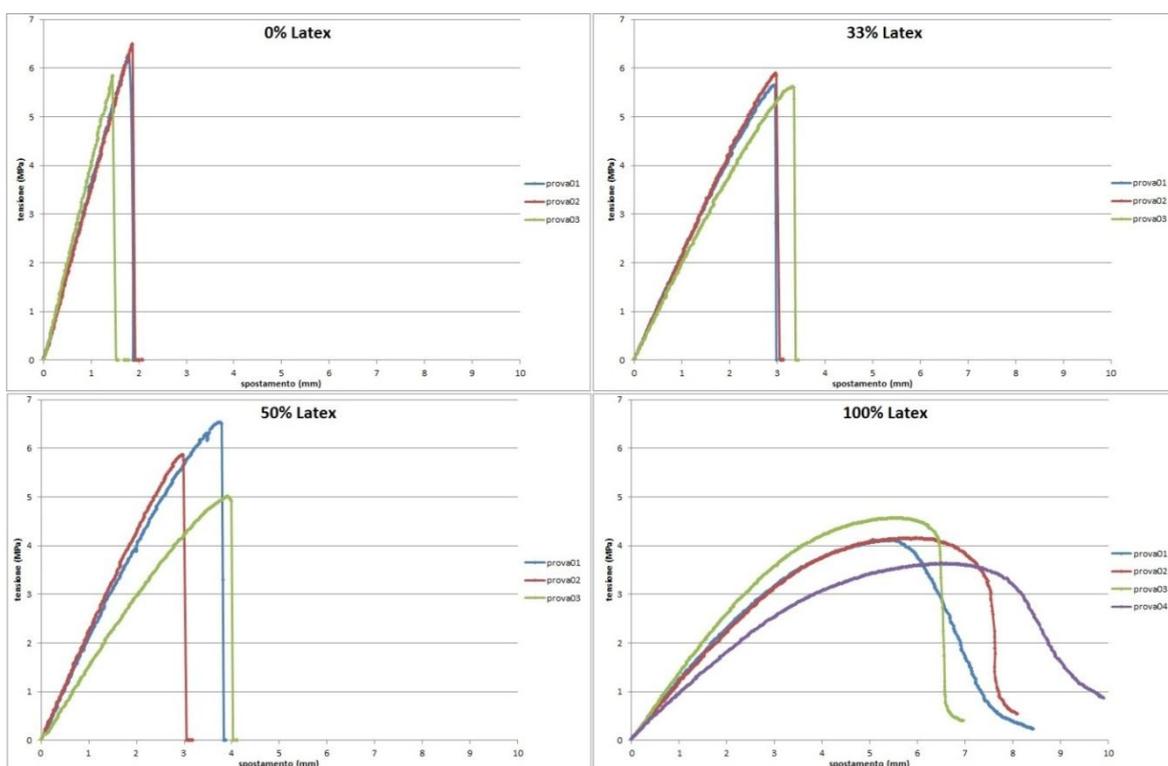


Fig. 10.4.3 – Risultati delle prove di flessione tensione (MPa) – spostamento (mm)

10.5. Prova di taglio

La prova di taglio (fig. 10.5.1) è stata eseguita su due mattoni, per cui per identificare la resistenza bisogna dividere il carico massimo per la singola area di contatto pari a 4900 mm^2 .



Fig. 10.5.1 – Pressa per prova di taglio su due mattoni

La resistenza caratteristica può essere valutata in due modi, come specificato nella normativa: considerando il valore più basso ottenuto o moltiplicando per 0,8 il valore medio. Nella tabella seguente (fig. 10.5.2) è stata utilizzata la seconda modalità.

I mattoni utilizzati per la prova sono pieni, senza fori. Queste prove sono preliminari e servono solo per un'indicazione sul percorso giusto da seguire e su quali componenti migliorano le caratteristiche resistenti della malta.

Sono state condotte due prove per la composizione senza aggiunta di lattice e per quella con il 33%, quattro test per la malta con il 50% di latex e tre per l'ultima tipologia.

	Bicomp 1 H2O 0 Latex	Bicomp 2 H2O 1 Latex	Bicomp 1 H2O 1 Latex	Bicomp 0 H2O 1 Latex
prova 1	2,74	2,60	2,89	2,56
prova 2	3,01	2,73	2,31	3,00
prova 3			2,23	1,18
prova 4			3,74	
fm	2,87	2,67	2,80	2,25
fk=0.8*fm	2,30	2,13	2,24	1,80

Fig. 10.5.2 – Valori di resistenza a taglio in MPa

Anche in questo test si nota un comportamento meno fragile (fig. 10.5.3), ma meno resistente, con l'incremento della quantità di lattice.

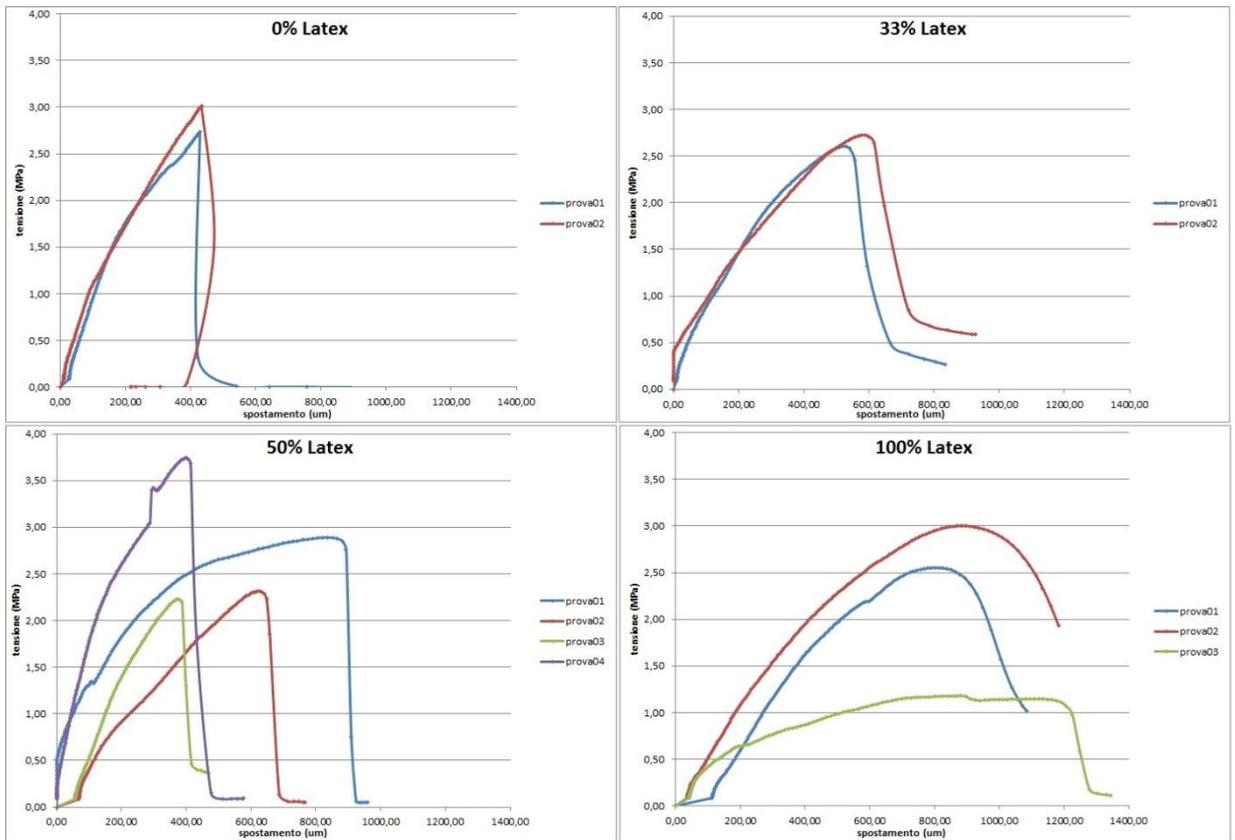


Fig. 10.5.3 – Risultati delle prove di taglio tensione (MPa) – spostamento (um)

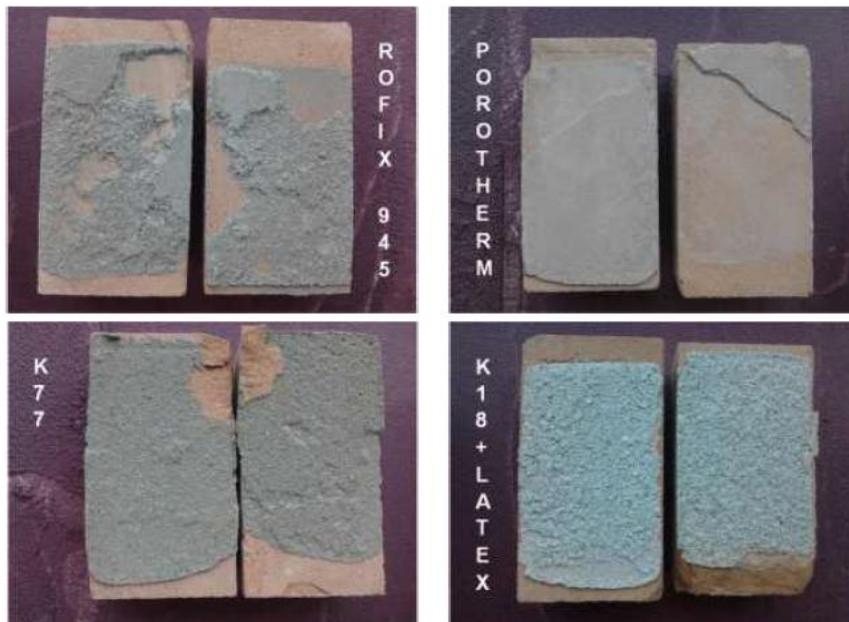


Fig. 10.5.2 – Valori di resistenza a taglio in MPa

In fig. 10.5.4 è mostrato il comportamento del giunto malta-mattone.

Si nota come le malte presentino un comportamento differente rispetto alle colle analizzate in precedenza, giungendo non solo ad una rottura immediata in corrispondenza del carico massimo, ma anche ad un distacco netto del giunto dalla superficie del mattone, in particolare per i provini con l'aggiunta dello 0% e del 100% di lattice. Nel caso delle colle, invece, la sollecitazione è ridistribuita su tutta la superficie e si osserva un'ottima tenuta del giunto malta-mattone, addirittura tale da portare alla rottura del mattone stesso anziché dello strato di collante. E' importante il giusto equilibrio dei componenti affinché la rottura avvenga nella malta.

Sarebbe opportuno eseguire prove di durabilità della malta e di resistenza agli agenti atmosferici, in quanto non si conosce la reazione del lattice a questi fenomeni.

10.6. Conclusioni emerse dall'interpretazione delle prove preliminari

I risultati delle prove preliminari condotte dal partner LITOKOL S.p.a hanno permesso di valutare qualitativamente l'effetto dell'aggiunta di additivi plastici, nel caso specifico lattice, sul comportamento meccanico della malta. La valutazione qualitativa della risposta meccanica è stata realizzata attraverso prove di compressione, di trazione per flessione (flessione a 3 punti) e di taglio malta-mattone, confrontando 4 diversi composti con le prestazioni di una malta commerciale.

I risultati principali dello studio condotto possono essere riassunti nei seguenti punti:

- dai risultati delle prove a compressione si evince che l'aggiunta del lattice determina da un lato una riduzione della resistenza a compressione piuttosto marcata (la composizione con maggiore quantitativo di lattice mostra una resistenza a compressione più che dimezzata), dall'altro un notevole incremento di duttilità (circa il

300% passando dalla composizione con assenza di lattice a quella con la maggiore percentuale di lattice);

- dai risultati delle prove a flessione su tre punti si evince che l'aggiunta del lattice determina da un lato una riduzione della resistenza a flessione (la composizione con maggiore quantitativo di lattice mostra un decremento di resistenza a flessione pari a circa il 50%), dall'altro un notevole incremento di duttilità (circa il 300% passando dalla composizione con assenza di lattice a quella con la maggiore percentuale di lattice).
- dai risultati delle prove a taglio su due mattoni si evince che l'aggiunta del lattice determina da un lato una modesta riduzione della resistenza a compressione (la composizione con maggiore quantitativo di lattice mostra un decremento di resistenza a compressione pari a circa il 30%), dall'altro un notevole incremento di duttilità (circa il 250% passando dalla composizione con assenza di lattice a quella con la maggiore percentuale di lattice).

10.7. Stato dell'arte in riferimento agli additivi per malte e cementi

In termini di definizione dello stato dell'arte, la ricerca bibliografica, condotta dal partner LITOKOL, è stata concentrata sul reperimento di informazioni in letteratura inerenti studi di proprietà di malte e cementi addizionati di additivi particolari, allo scopo di esaltare alcune proprietà di rilevanza strutturale.

Come noto, la malta è un conglomerato costituito da una miscela di legante, acqua, inerti fini ed eventuali additivi, il tutto in proporzioni tali da assicurare lavorabilità all'impasto bagnato e resistenza meccanica allo stato secco, una volta completati i processi di presa e di indurimento del manufatto.

La presenza di additivi (indicati generalmente col termine inglese "admixture") permette di ottenere modifiche anche significative delle proprietà del sistema,

rendendolo più adatto a specifiche applicazioni. Diversi materiali organici possono essere impiegati come additivi per malte e cementi con varie funzioni come, ad esempio, di ritardante di presa, di plastificante, di legante e di incremento della viscosità. Allo stesso modo, materiali inorganici e nanomateriali possono contribuire al miglioramento delle proprietà meccaniche del cemento o della malta.

Negli articoli reperiti compaiono alcune importanti osservazioni:

- l'utilizzo di additivi come ABS o fibre di PP porta all'ottenimento di cementi modificati che presentano una maggiore resistenza alla compressione, ma modulo elastico più elevato e una minore duttilità, rendendoli più rigidi, insieme a un maggior ritiro in fase di essiccaamento.
- di interesse è l'impiego di materiale di riciclo, proveniente da diverse realtà (sottoprodotti di lavorazione, scarti di processo o rifiuti), come ad esempio l'uso di gomma da pneumatici che permette l'ottenimento di interessanti valori di proprietà meccaniche per i cementi impiegati, soprattutto per quanto riguarda la resistenza.
- l'impiego di cosiddetti "superplasticizers", agenti a superficie attiva in grado di modificare le cariche superficiali delle particelle costitutive il cemento, migliorandone la dispersione nell'acqua per effetto dell'aumento della repulsione elettrostatica (plasticizzanti a base solfonata, ad es. ligninsolfonati), o sfruttando l'ingombro sterico (plasticizzanti a base polycarbosilica). Questi prodotti di formulazione modificano la fluidità del sistema, la viscosità e la resistenza allo stress dei cementi compositi, modellandone il comportamento finale in modo diverso a seconda della natura chimica dell'additivo.
- l'utilizzo di componenti inorganiche, come le "ceneri volanti" (silica fumes, o fly ashes), comporta l'aggiunta ai costituenti del materiale cementizio di strutture nanocomposite che presentano attività pozzolanica. Si tratta principalmente di nanoparticelle di silice,

allumina ed ossido di ferro che impartiscono notevoli proprietà al materiale, quali ad esempio una capacità di attenuazione delle vibrazioni ed una maggiore resistenza chimica, e vengono impiegate soprattutto nella produzione di cementi armati. Altri materiali inorganici di riciclo, come ad esempio fibre metalliche e vetrose, unitamente a composti fibrosi a base di alcool polivinilico (PVA), hanno effetti analoghi di aumento della resistenza della malta, pur se con effetti associati di una maggiore tendenza alla rottura, che deve essere controbilanciata con un opportuno dosaggio di tali additivi.

Anche se presenti in letteratura principalmente come additivi per la realizzazione di cemento e di calcestruzzo, questi additivi possono risultare interessanti per le loro proprietà anche nel contesto della produzione di una malta per tamponamento del laterizio murario, propriamente inteso come da specifiche del progetto ITALICI.

10.8. Prove per la determinazione dell'influenza degli ingredienti della composizione della malta sulle caratteristiche meccaniche

Il Disegno Sperimentale (DoE) permette di valutare in modo sistematico l'effetto di alcune variabili sperimentali (fattori) e delle loro interazioni su una o più risposte, ovvero proprietà e parametri misurati sul prodotto dell'esperimento, in modo tale da valutare quali variabili, loro interazioni ed eventualmente effetti quadratici e di ordine superiore, sono significative al fine di massimizzare o minimizzare le caratteristiche del prodotto finito.

In fase preliminare, è indispensabile definire i "fattori", ovvero le variabili che verranno modificate sperimentalmente (nel caso in esame i componenti della miscela) ed il "dominio sperimentale", e cioè l'intervallo in cui ciascuno di essi verrà fatto variare.

Nel caso in esame sono stati identificati i seguenti fattori per il sistema malta in esame:

- Cemento: Portland 52,5 N/mm². Intervallo di variabilità: 25 – 35%
- Sabbia: inerte, filler di formulazione (necessario per la chiusura a 100% della formulazione)
- Farina di calcare. Fattore costante al 5%
- Cellulosa. Intervallo di variabilità: 0,2 – 0,8%
- Polimero. Intervallo di variabilità: 0 – 15%
- Metacaolino. Intervallo di variabilità: 0 – 4%
- Fibra. Intervallo di variabilità: 0 – 0,03%

In particolare, per quanto riguarda la cellulosa, sono stati presi in considerazione tre tipi differenti di materia prima, indicati con i codici C1, C2 e C3, al fine di testare il miglior comportamento impartito al sistema.

Come per le prove preliminari si sono eseguiti test di compressione, flessione a tre punti su lingue e taglio.

In aggiunta, si sono valutati alcuni parametri indicativi della reologia della malta:

- valutazione empirica dell'attitudine della malta formulata alla stesura mediante dispositivo a "slitta" e misura della viscosità;
- quantità di acqua di impasto necessaria all'ottenimento di una reologia ottimale per il prodotto.

10.8.1. Valutazione di materiali filler alternativi alla sabbia

Lo scopo di questa prova è verificare se la sostituzione di parte della quantità di sabbia, prevista come riempitivo di formulazione, con due materiali alternativi (poraver e gomma riciclata) provochi un effetto significativo sul sistema, considerando le percentuali massime di sostituite compatibili con il costo del materiale base.

Per queste prove è stato preso in considerazione il sistema base cemento + farina di calcare + filler: è necessario tenere presente che, dal momento che si fa riferimento ad una malta decisamente "povera" (senza additivi), i risultati che si otterranno non sono direttamente confermabili per il sistema più complesso che

si andrà a formulare successivamente, né tengono conto di caratteristiche che si potrebbero ottenere variando il rapporto sabbia/cemento.

Premettendo che il compito del filler è di riempimento volumetrico della formulazione, è quindi opportuno valutare in volumi le quantità di ciascuno dei componenti che verranno testati. Questo perché, a parità di peso, la densità apparente dei diversi materiali è molto differente (ad esempio, la gomma occupa un volume decisamente maggiore rispetto alla sabbia).

A tal fine è stato pianificato un Disegno Sperimentale in cinque prove che ha permesso di valutare in modo quantitativo l'effetto sulla resistenza massima a compressione e a flessione della presenza dei tre filler (sabbia, poraver e gomma).

La pianificazione ed esecuzione di un Disegno Sperimentale in cinque prove ha permesso di valutare in modo quantitativo l'effetto sulla resistenza massima a compressione e a flessione della presenza dei tre filler (sabbia, poraver e gomma).

E' stata presa in considerazione la seguente formulazione:

- componenti in quantità fissa: cemento 35%; farina di calcare 5%;
- componente filler: inerte 60%.

La composizione del filler è stata variata come segue:

- prova 1: filler = sabbia 100%;
- prova 2: filler = sabbia 92%, poraver 8%;
- prova 3: filler = sabbia 84%, gomma 8%, poraver 8%;
- prova 4: filler = sabbia 92%, gomma 8%;
- prova 5: filler = sabbia 92%, gomma 4%, poraver 4%.

E' stato valutato in modo quantitativo l'effetto sulla resistenza massima a compressione e a flessione delle variazioni della quantità dei tre componenti mediante un modello Partial Least Squares a due variabili latenti.

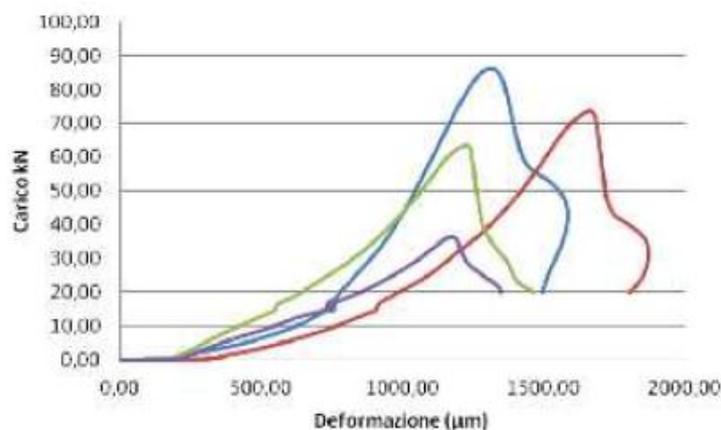


Fig. 10.8.1 – Prova di compressione
(blu: 100% sabbia; rosso: 92% sabbia 4% gomma 4% poraver;
verde: 84% sabbia 8% poraver 8% gomma; viola: 50% sabbia 50% gomma)

L'analisi esplorativa preliminare indica come la sostituzione del filler sabbia con quantità di poraver e gomma provochi una diminuzione delle caratteristiche meccaniche dei provini in termini di resistenza a flessione e compressione e non origini un significativo aumento delle caratteristiche di duttilità degli stessi. Ciò, unitamente al costo sensibilmente maggiore di questi filler rispetto alla sabbia, induce a ritenere non interessante l'utilizzo come filler di materiali alternativi alla sabbia stessa. In quest'ottica, le prove successive di formulazione verranno effettuate impiegando la sola sabbia come filler.

10.8.2. Studio dell'effetto di alcuni ingredienti e delle loro proporzioni in miscela sulle proprietà meccaniche di prototipi di malta

L'approccio mediante disegno sperimentale ha permesso di individuare il numero minimo di formulazioni da realizzare per ottenere indicazioni sull'effetto dei fattori individuati (cemento, cellulosa, polimero, metacaolino e fibra) e loro interazioni sulle proprietà, caratteristiche della resistenza e duttilità della malta e del sistema malta-mattone.

	cemento	farina di calcare	cellulosa	polimero	metacaolino	fibre	sabbia
N5	35	5	0,2	0	4	0	55,8
N3	35	5	0,2	15	0	0	44,8
N11	25	5	0,2	0	0	0,03	69,77
N1C1	25	5	0,2	0	0	0	69,8
N7	25	5	0,2	15	4	0	50,8
N17	35	5	0,2	0	4	0,03	55,77
N8	35	5	0,2	15	4	0	40,8
N16	25	5	0,2	0	4	0,03	65,77
N12	35	5	0,2	0	0	0,03	59,77
N14	25	5	0,2	15	0	0,03	54,77
N19	35	5	0,2	15	4	0,03	40,77
N22C1	30	5	0,5	7,5	2	0,015	54,99
N22C1	30	5	0,5	7,5	2	0,015	54,99
N22C1	30	5	0,5	7,5	2	0,015	54,99
N22C1	30	5	0,5	7,5	2	0,015	54,99
N2	35	5	0,8	0	0	0	59,2
N18	35	5	0,8	0	4	0,03	55,17
N6	25	5	0,8	0	4	0	65,2
N13	25	5	0,8	0	0	0,03	69,17
N10	35	5	0,8	15	4	0	40,2
N9	25	5	0,8	15	4	0	50,2
N20	25	5	0,8	15	4	0,03	50,17
N21C1	35	5	0,8	15	4	0,03	40,17
N4	25	5	0,8	15	0	0	54,2
N15	35	5	0,8	15	0	0,03	44,17

Fig. 10.8.2 – Composizioni relative agli esperimenti pianificati

Nella tabella (fig. 10.8.3) si riportano i risultati ottenuti dalle prove per le seguenti proprietà:

- Acqua d'impasto (AdI, %);
- Tensione massima di compressione (tmcM, MPa);
- Tensione massima di trazione per flessione (tmfM, MPa);
- Indicazione sul comportamento duttile dalla prova a flessione (mM, mm);
- Tensione tangenziale di rottura da prova su due mattoni (ttrE, MPa).

	AdI	tmcM	tmfM	ttrE	mM
N5	31	16,32	3,758	1,203	0,08070
N3	24	6,648	3,477	1,726	1,737
N11	29	7,238	2,484	1,120	0,1613
N1C1	30	6,114	2,450	0,9473	0,05300
N7	27	3,575	1,957	3,528	3,391
N17	31	15,16	3,531	1,543	0,1030
N8	26	7,630	3,422	2,179	1,415
N16	30	8,458	3,008	0,9751	0,02930
N12	30	21,30	5,523	1,349	0,01630
N14	22	4,422	3,492	3,168	3,177
N19	25	8,343	4,289	1,530	1,238
N22C1R3	44	2,213	1,090	1,058	1,261
N22C1R4	44	3,393	1,531	0,7690	1,002
N22C1R1	43	2,713	0,8555	1,650	0,922
N22C1R2	44	1,991	1,047	1,266	1,240
N2	49	1,617	0,9140	0,6500	<i>n.d.</i>
N18	52	1,883	0,8085	0,5939	0,1500
N6	50	0,7560	0,6100	0,4630	0,01600
N13	50	0	0,3437	0,4337	0,1983
N10	54	2,895	1,742	1,633	2,296
N9	52	1,893	1,465	1,671	3,519
N20	52	0,4755	0,5275	1,392	3,479
N21C1	53	1,596	0,9767	1,431	2,517
N4	42	1,476	0,8980	1,241	4,312
N15	48	1,222	0,5860	1,440	2,761

Fig. 10.8.3 – Risultati ottenuti dalle prove sperimentali

Per ciascuna curva carico-deformazione ottenuta sui provini a strato sottile (3 mm), è stato individuato il punto “pL” corrispondente alla posizione in cui si registra il cambiamento di pendenza tra il tratto iniziale, prevalentemente lineare, e il tratto finale, curvilineo e tendente a un massimo. Il tratto compreso tra il punto iniziale della curva e il punto “pL” così individuato è stato interpolato linearmente in modo da ottenere la migliore retta che lo approssimi ai minimi quadrati. E' stata dunque definita una retta tangente alla curva nel punto “pmax”, corrispondente al carico massimo: il punto “pi” rappresenta l'intersezione fra le due rette finora individuate e permette di stimare la deformazione “di” e il punto della curva ad essa corrispondente. Il punto “pf” corrisponde al punto della curva presentante uguale carico rispetto a quello a cui compete la deformazione “di” e posizione opposta rispetto al massimo della curva; in tale punto, la deformazione assume il valore “df”.

Il parametro preso in considerazione è definito come: $m = df - di$.

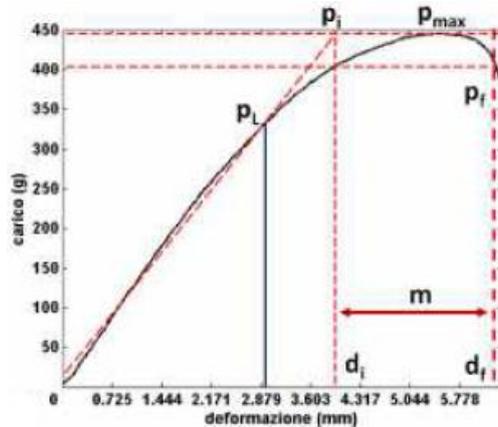


Fig. 10.8.4 – Schema generale per il calcolo del parametro m

Questa grandezza può essere considerata indicativa di un comportamento più o meno duttile, mentre il parametro di duttilità vero e proprio sarà calcolato successivamente.

Alla luce dei risultati ottenuti si può osservare che:

- la presenza di una correlazione marcata tra la quantità di acqua d'impasto e fattori legati alla quantità di cellulosa: tale correlazione è diretta, ciò significa che aumentando la quantità di cellulosa è necessaria una maggiore quantità di acqua per garantire la stessa scorrevolezza dell'impasto lungo la slitta;
- l'intervallo esplorato per il fattore metacaolino non permette di evidenziare un effetto significativo di questo fattore sulle proprietà del sistema. Inoltre dato il costo elevato si è scelto di non considerarlo nelle analisi future;
- la cellulosa influenza positivamente il parametro mM . Tuttavia, il suo effetto sulle altre proprietà meccaniche è di diminuirle in modo sensibile, oltre al già citato effetto di aumentare sensibilmente la quantità di acqua d'impasto. Queste considerazioni fanno propendere a considerare un livello basso di cellulosa.
- un livello alto di polimero aumenta sensibilmente il parametro mM ed ha anche effetto positivo sulla proprietà $ttrE$ relativa al sistema malta-

mattoni. Fornisce tuttavia un contributo negativo per la tensione massima a compressione della malta.

- la quantità di cemento influenza con segno positivo le resistenze della malta, mentre ha un effetto negativo sul parametro "duttilità".
- il fattore fibra non influisce in modo evidente sui risultati, tuttavia dalle curve sperimentali si nota una capacità di tenuta del carico oltre il ramo discendente.

Il miglior compromesso dipende da quale livello di duttilità può risultare accettabile per impartire proprietà significative al prototipo con finalità antisismiche, in modo da valutare se è possibile sacrificare qualcosa in termini di resistenza a compressione (pur restando nei limiti della categoria M5) per garantire duttilità.

Le proprietà meccaniche valutate per i campioni realizzati in corrispondenza di questo disegno sono state determinate fuori norma, in quanto misurate dopo 14 giorni di maturazione, per motivi legati alle tempistiche del progetto.

Questo significa che, potenzialmente, anche sistemi che presentano tensione massima di compressione inferiore a 5 MPa (ad esempio, 3 - 4 MPa) potrebbero, a maturazione di 28 giorni, risultare essere catalogabili come malte M5.

I campioni risultati migliori per garantire ottime capacità sismiche sono: N7, N8 e N14.

Gli impasti dei suddetti campioni contengono una quantità di cellulosa (0,2%) e di polimero (15%) tale da garantire sufficiente duttilità senza compromettere la resistenza.

In queste formulazioni, i valori ottenuti (maturazione a 14 giorni) sono compresi nel seguente range:

- tmcM: 3,6 ÷ 7,6 MPa;
- tmfM: 2 ÷ 3,5 MPa;
- ttrE: 2,2 ÷ 3,5 MPa;
- duttilità: 1,4 ÷ 1,8.

Il valore di resistenza a flessione del campione N7 pari a 2 MPa potrebbe essere un refuso, in quanto concettualmente non è logico avere una resistenza a flessione inferiore a quella a taglio.

Il parametro di duttilità calcolato è conservativo, infatti ricalcolandolo direttamente dal grafico si nota un valore più elevato (fig. 10.8.5).

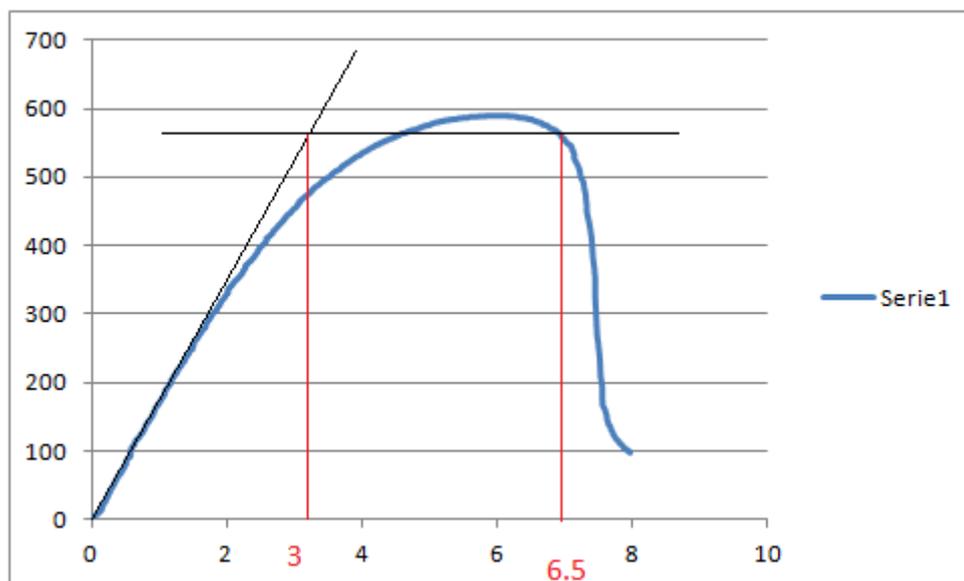
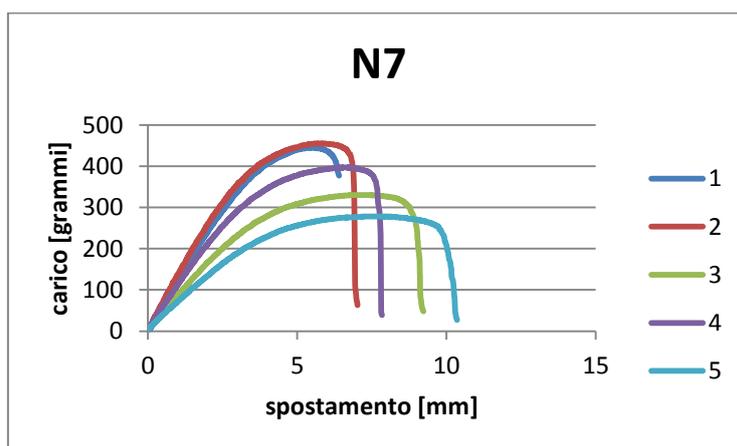


Fig. 10.8.5 – Grafico carico-spostamento della prova a flessione per il provino N14 (duttività ricalcolata: 2,2 circa)



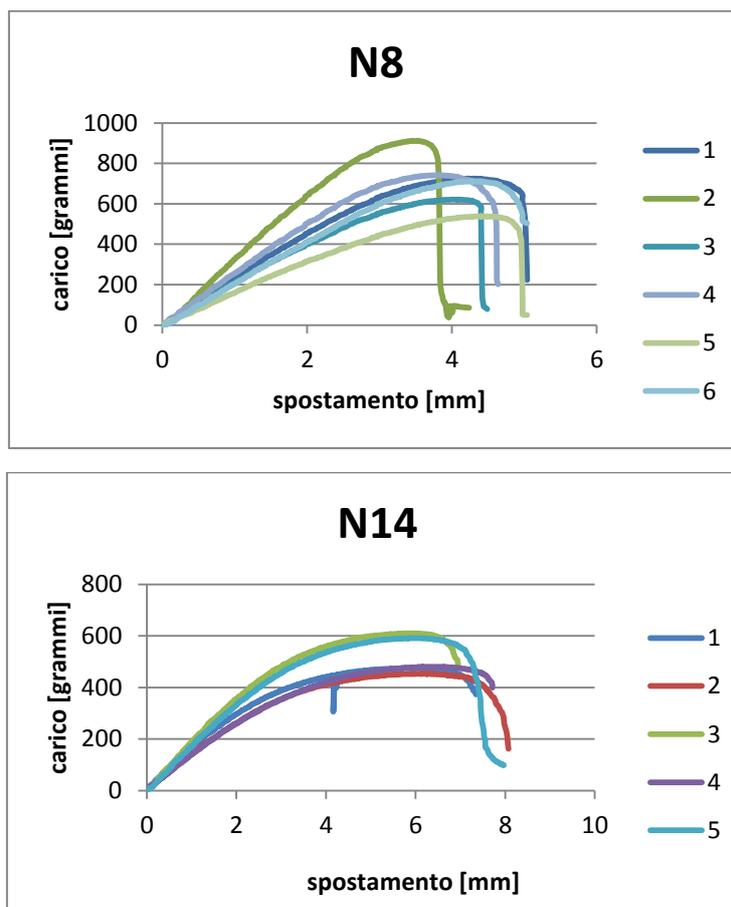


Fig. 10.8.6 – Grafici carico-spostamento della prova a flessione dei provini N7, N8 e N14

10.8.3. Valutazione dell'effetto del tipo di cellulosa sulle proprietà della malta

Si è testato l'effetto di tre varietà di cellulosa, indicate come C1, C2 e C3, sul sistema malta. Per esigenze di tempo, l'effetto è stato testato in modo qualitativo su un set ridotto di esperimenti estratti dal disegno precedente, per la precisione le condizioni N1 e N21, che individuano le condizioni estreme nel dominio sperimentale (tutti i fattori al livello basso e tutti i fattori al livello alto, rispettivamente), e N22, che rappresenta il centro del dominio sperimentale.

Per le condizioni prese in esame, e anche in virtù di quanto stabilito in precedenza nel disegno, non appare significativo il contributo del tipo di cellulosa all'ottenimento di proprietà significative della malta.

	cemento	cellulosa	polimero	metacaolino	fibre	Adl	tmfM	tmcM	mM	ttrE
N1C1	0,25	0,002	0	0	0	30	2,450	6,114	0,0530	0,9473
N1C2	0,25	0,002	0	0	0	30	2,297	2,127	<i>n.d.</i>	0,7781
N1C3	0,25	0,002	0	0	0	29	2,211	7,217	0,1318	0,8607
N22C1R1	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	43	0,8555	2,713	0,9220	1,6498
N22C1R2	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	44	1,047	1,991	1,240	1,266
N22C1R3	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	44	1,090	2,213	1,261	1,058
N22C1R4	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	44	1,531	3,393	1,002	0,7689
N22C2	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	42	0,7110	2,217	1,040	1,024
N22C3	0,3	0,005	0,075	0,02	0,00015	45	1,242	2,506	1,404	0,8796
N21C1	0,35	0,008	0,15	0,04	0,0003	53	0,9767	1,596	2,517	1,431
N21C2	0,35	0,008	0,15	0,04	0,0003	49	0,9690	1,730	2,423	1,491
N21C3	0,35	0,008	0,15	0,04	0,0003	56	1,187	2,095	2,626	1,178

Fig. 10.8.7 – Risultati delle prove al variare del tipo di cellulosa

11. PROPOSTA PRELIMINARE DEL BLOCCO IN LATERIZIO PER IL TAMPONAMENTO ANTISISMICO

11.1. Introduzione

In riferimento allo studio morfologico del blocco in laterizio, condotto dall'Università di Bologna e descritto nel cap. 5, i partner con competenze nella progettazione dei mattoni hanno fornito una prima proposta geometrica di blocco. Nel §11.2, questa proposta è stata analizzata secondo le prescrizioni della normativa italiana NTC 2008.

In riferimento, invece, alla composizione chimica del blocco, si riportano nel §11.3 alcune prove condotte su impasti differenti.

Nel laboratorio dell'Università di Bologna si sono condotti test di compressione su mattoni standard e successivamente su provini ricavati da blocchi con composizioni innovative.

11.2. Geometria del blocco

Premesso che è prevista la progettazione di una serie di prodotti, le dimensioni base di riferimento, da cui partire per lo sviluppo della gamma è stata identificata:

- nello spessore di 38 cm;
- nella larghezza di 25 cm, comprensiva dell'incastro.

Nei disegni di Tecnofilere (fig. 11.2.2), che si riferiscono a blocchi al verde non cotti, l'incastro si considera, per praticità, in aggiunta ai 25 cm.

In seguito, valutatene le prestazioni, si potrà decidere se sviluppare un ulteriore blocco di spessore pari a 42 o 45 cm per completare l'offerta commerciale.

La normativa italiana NTC 2008, richiede che la muratura portante in zona sismica abbia uno spessore non inferiore a 24 cm (fig. 11.2.1); questa condizione è rispettata dalle dimensioni del blocco proposte.

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_e/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Fig. 11.2.1 – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

L'ipotesi di progetto è relativa a blocchi rettificati con giunti orizzontali sottili, ma non prevede i giunti verticali. Quest'ultima condizione è in conflitto con la prescrizione della normativa NTC 2008 che richiede il riempimento con malta dei giunti verticali.

E' stata presa in esame l'ipotesi di sviluppo orizzontale dei fori, ma questa è caratterizzata dai seguenti svantaggi potenziali:

- necessità di rettificare le pareti piene del blocco con conseguenti perdite ingenti di materiale (faccia piena) con ovvi riflessi negativi sul costo del prodotto;
- formazione di casse acustiche nello sviluppo orizzontale dei fori.

L'obiettivo della geometria interna del blocco (forma e dimensione delle cavità e spessore dei setti) è, sotto il profilo termico, di ridurre la quantità di materiale impiegato e di aumentare il numero delle file di fori nella direzione della profondità.

Sotto il profilo della resistenza alle azioni sismiche è auspicabile la presenza di una sezione resistente la più ampia possibile nella sezione perpendicolare al piano della parete, continua nella direzione dello sviluppo della parete.

Dal punto di vista acustico, la situazione migliore è quella che vede una distribuzione e una dimensione dei fori la minor simmetrica possibile nella direzione della profondità del blocco; auspicata la maggior massa possibile.

Si è ipotizzato quindi un blocco a fori verticali con percentuale di foratura tra il 60% e il 62% con due fori di presa.

La NTC 2008, però, richiede che gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante devono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili; a tal fine la percentuale volumetrica dei vuoti non deve essere superiore al 45% del volume totale del blocco.

Prescrive inoltre che gli elementi di laterizio di area lorda maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per area lorda superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa la cui area non superi i 70 cm^2 .

E' stata presa in esame la possibilità di forometria alveolare (a nido d'ape).

L'alveolo permette di aumentare di qualche unità il numero delle file di fori ma presenta controindicazioni di rilievo: gli angoli acuti nella trafilatura provocano una rapida usura e quindi una maggiore attività di manutenzione; a seguito dell'usura aumenta la dimensione del setto. Si verifica anche un addensamento irregolare di materiale in corrispondenza dell'angolo con conseguenti problematiche in fase di essiccazione e di cottura.

Come ipotesi di progetto si sono scelte quindi cavità rettangolari sfalsate della dimensione di circa $7,5 \times 0,8 \text{ cm}$.

Gli spessori delle cartelle sono stati ipotizzati di circa $3,4 \text{ mm}$ per i setti interni e di $7,9 \text{ mm}$ per quelli esterni.

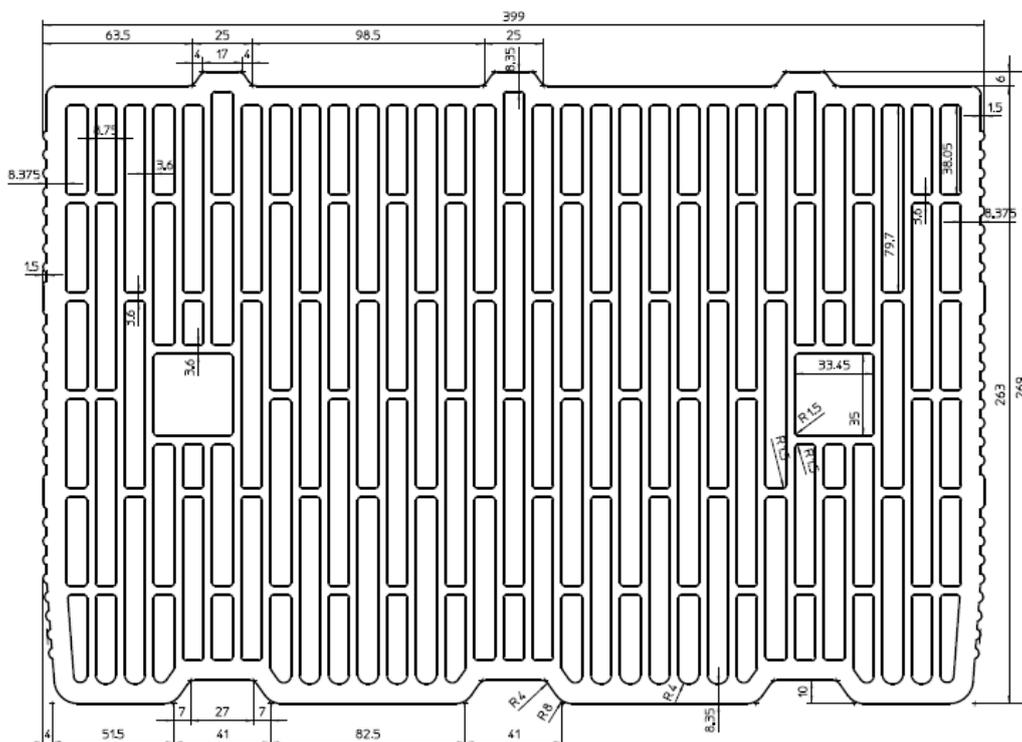


Fig. 10.2.2 – Vista in pianta del blocco di ipotesi

11.3. Risultati delle prime prove sperimentali

Presso il laboratorio di Ingegneria strutturale e geotecnica (LISG) dell'Università di Bologna si sono effettuate le prime prove relative alla determinazione delle proprietà meccaniche dei mattoni in laterizio di tipo standard.

11.3.1. Dimensione provini

I campioni testati sono 6 mattoni semipieni forati (fig. 11.3.1) con tre facce laterali lisce e una scanalata, tra quelle di dimensioni maggiori.

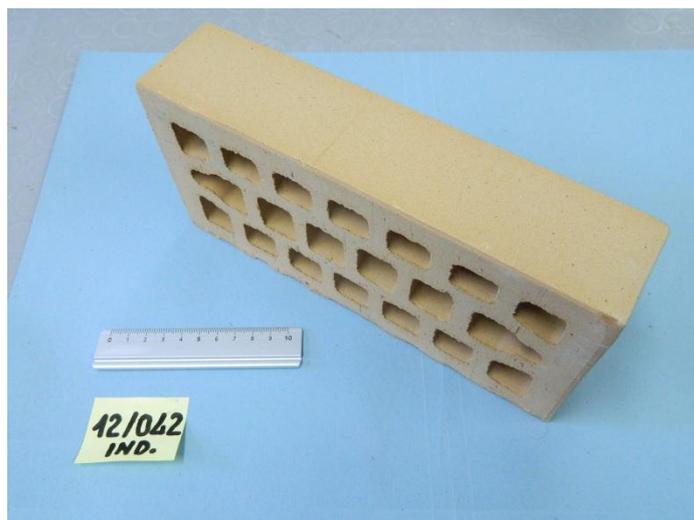


Fig. 11.3.1 – Mattoni testati nel laboratorio dell'Università di Bologna

I mattoni hanno 20 fori disposti su tre file. I due fori più esterni della fila centrale sono allungati per permettere una miglior presa.

Le dimensioni dei provini sono circa: 24,5 x 11,5 x 5,5 cm (fig. 11.3.2).

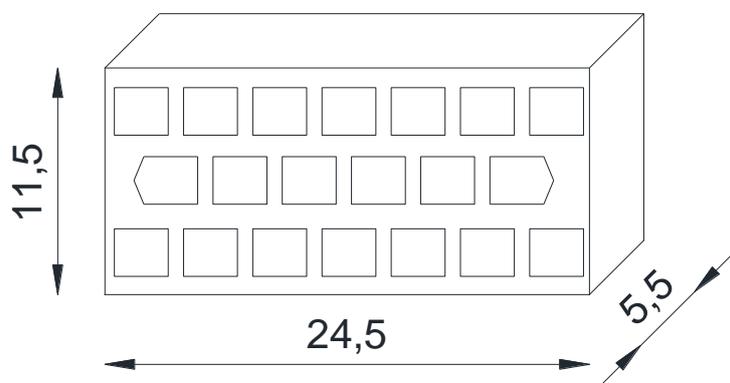


Fig. 11.3.2 – Dimensione in cm dei mattoni testati

11.3.2. Composizione

La composizione è stata determinata e analizzata dal Centro Ceramico.

Le prove sono state eseguite su barrette di dimensioni: 14 x 14 x 60 mm (fig. 11.3.3).



Fig. 11.3.3 – Barrette testate dal Centro Ceramico

La prova di resistenza a flessione è stata condotta su un numero limitato di provini (3÷5) rispetto a quelle condotte sui campioni con composizioni innovative.

Campione	Descrizione	σ_R [MPa]	Dev.St.	E [GPa]	Dev.St.	Densità [g/cm ³]
12/042/C10	Impasto standard con limo vecchio cotto	11,62	0,68	2,75	0,19	1,60

Fig. 11.3.4 – Risultati del Centro Ceramico sul campione relativo al mattone testato

11.3.3. Preparazione dei provini

Prima dell'esecuzione della prova, i provini sono stati opportunamente piallati su tutti i lati tranne quello scanalato (fig. 11.3.5). Ciò è utile per la corretta distribuzione del carico sulla superficie del mattone.

I provini sono stati numerati e misurati secondo la normativa UNI EN 772-16 (Determinazione delle dimensioni).



Fig. 11.3.5 – Provini preparati e numerati dopo la piallatura

Si è determinata inoltre la percentuale di foratura, sebbene non fosse richiesto per la prova di compressione, attraverso la UNI EN 772-2 (Determinazione dell'area percentuale dei vuoti in elementi di muratura – metodo dell'impronta su carta).

Si è posto il mattone in una pressa (fig. 11.3.6), sopra ad un foglio rigido e spesso, e si è sottoposto ad un carico di 3 kN (pari a circa lo 0,002% del carico di rottura); l'impronta ottenuta sul foglio è stata misurata con un planimetro, che ha fornito la percentuale di foratura dell'elemento.

Al fine di ottenere dati più accurati ed avere una possibile correlazione sulla resistenza del mattone in funzione allo stato di umidità, si sono seccati i provini all'interno di un forno alla temperatura di 105°C per 24 ore, come richiesto dalla normativa.



Fig. 11.3.6 – Modalità di esecuzione dell'impronta

11.3.4. Modalità di prova

Si è eseguita una prova di compressione secondo la norma UNI EN 772 mediante una pressa METROCOM con capacità di carico pari a 400 tonnellate (fig. 11.3.7).

La velocità di carico è applicata manualmente e si attesta intorno agli $0,6 \div 0,7$ MPa/s.



Fig. 11.3.7 – Pressa METROCOM

11.3.5. Risultati delle prove

Nella tabella (fig.11.3.8) sono illustrati i risultati della prova di compressione.

Per il primo provino si è ottenuto un valore di resistenza a compressione sensibilmente più elevato. Occorre notare che il test 1 è avvenuto nelle seguenti fasi:

- prima fase di carico: assumendo, erroneamente, per il mattone una classe di resistenza 40 MPa, si è incrementato il carico fino al presunto carico di rottura, senza però osservare nessuna cricca nel mattone (il caricamento è avvenuto ad una velocità di circa 0,3 MPa/sec);
- fase di scarico totale;
- fase di ricarico a velocità di carico superiore (circa 0,9 MPa): nel corso di questa fase si è assistito a rottura improvvisa, senza apparenti cricche di preavviso, di tipo decisamente più esplosiva delle altre rotture registrate (fig. 11.3.9).

I fattori che potrebbero aver inciso sono quindi: l'applicazione di una velocità di carico leggermente superiore e una precedente compressione con carico di 1500 kN circa.

Provino	Lungh. [mm]	Altezza [mm]	Spess. [mm]	Area lorda [cm ²]	Foratura [%]	Carico [kN]	σ [MPa]
1	243,5	116,0	52,5	285,0	37,6	1940	68,1
2	243,5	116,0	52,5	288,4	37,8	1650	57,2
3	243,5	115,5	52,0	287,6	37,6	1680	58,4
4	243,5	155,5	52,0	286,5	38,7	1679	58,6
5	244,0	116,0	52,5	280,0	37,0	1632	58,3
6	243,5	116,0	52,0	286,5	37,8	1713	59,8

Fig. 11.3.8 – Risultati misurazione e prova di compressione

Dai risultati della prova si evince che la classe di resistenza dei mattoni è di poco inferiore ai 60 MPa. La tensione di rottura calcolata sull'area netta, invece, è risultata sempre superiore ai 90 MPa.

Di seguito sono riportate le foto (fig. 11.3.9) relative ai mattoni collassati.



Test 1



Test 2



Test 3



Test 4



Test 5



Test 6

Fig. 11.3.9 – Provini al termine delle prove

In virtù delle osservazioni suddette, al fine della determinazione della resistenza media e della dispersione dei risultati, sono stati considerati esclusivamente i test numero 2,3,4,5 e 6.

Sulla base di questi 5 test sono riportati (fig. 11.3.10) i valori di resistenza media (tensione di rottura) valutati sull'area lorda ($f_{cm,l}$) e sull'area netta ($f_{cm,n}$), la deviazione standard ed il coefficiente di variazione (COV).

$f_{cm,l}$ [MPa]	Dev. Standard [MPa]	$f_{cm,n}$ [MPa]	Dev. standard [MPa]	COV
58,46	0,91	93,96	1,83	0,016

Fig. 11.3.10 – Risultati ottenuti dalla prova sperimentale

11.4. Test su provini innovativi

Presso il laboratorio di Ingegneria strutturale e geotecnica (LISG) dell'Università di Bologna si sono effettuate le prove relative alla determinazione delle proprietà meccaniche degli impasti standard e innovativo.

11.4.1. Dimensione provini

Si sono effettuati test su 6+6 provini cubici di lato 2,5 cm estrusi dal partner SACMI.

Si sono utilizzati campioni opportunamente scalati, facendo comunque riferimento ai rapporti dimensionali indicati dalla normativa UNI EN 12390-1:2002.

Per differenziare i 2 set di cubetti, con impasti differenti, sono state adottate le seguenti sigle:

- provino S*S*_{*i*} dove *i* indica l'*i*-esimo provino (con *i* da 1 a 6) realizzato con l'impasto innovativo.
- provino C*S*_{*i*} dove *i* indica l'*i*-esimo provino (con *i* da 1 a 6) realizzato con l'impasto standard.

Provino	Lunghezza [cm]	Larghezza [cm]	Spessore. [cm]	Area (lung. x largh.) [mm²]
CS 1	2,24	2,19	2,36	490,56
CS 2	2,22	2,26	2,33	501,72
CS 3	2,23	2,20	2,36	490,6
CS 4	2,23	2,22	2,36	495,06
CS 5	2,26	2,21	2,37	499,46
CS 6	2,24	2,2	2,36	492,80
SS 1	1,97	2,22	2,33	437,34
SS 2	2,24	2,08	2,38	465,92
SS 3	2,23	2,00	2,38	446,00
SS 4	2,24	2,02	2,35	452,48
SS 5	2,02	2,23	2,36	450,46
SS 6	2,09	2,23	2,38	466,07

Fig. 11.4.1 – Dimensioni geometriche

11.4.2. Composizione

La composizione degli impasti con cui sono stati realizzati i provini testati è stata studiata ed analizzata dal partner Centro Ceramico.

La caratterizzazione meccanica degli impasti è stata effettuata dal partner Centro Ceramico attraverso prove sperimentali eseguite su barrette di dimensioni: 14 x 14 x 60 mm (fig. 11.3.3).

Le prove per la caratterizzazione meccanica dell'impasto standard fornito dal partner UNIECO sono state condotte su un numero di provini pari a 20.

Di seguito si riportano i parametri meccanici per l'impasto standard ed innovativo, cioè con l'aggiunta del 5% di segatura all'impasto standard, così come ottenuti dalle prove sperimentali (fig. 11.4.2).

Campione	Descrizione	σ_R [MPa]	Dev.St.	E [GPa]	Dev.St.	Densità [g/cm ³]
12/071/C10	Impasto standard con limo nuovo cotto	13,91	0,75	3,25	0,35	1,59
12/071/C10	Impasto standard con limo nuovo cotto +segatura 5%	11,49	0,99	2,44	0,29	1,40

Fig. 11.4.2 – Risultati del Centro Ceramico sulla composizione standard e con segatura

Dall'analisi dei dati riportati in tabella si evince come il cosiddetto impasto innovativo sia caratterizzato da una resistenza a flessione e un modulo elastico inferiori (riduzione di circa il 20% per la resistenza e circa il 30% per il modulo elastico) rispetto ai valori esibiti dall'impasto standard.

11.4.3. Preparazione dei provini

I campioni sono stati preparati dal partner SACMI con la procedura di seguito descritta.

Le strisce si ricavano dal mattone dopo la trafilatura. Queste sono sottoposte al procedimento di cottura e, per l'ottenimento dei cubetti, si ritagliano ulteriormente con una sega circolare raffreddata ad acqua.

I provini così come ricevuti non presentavano le caratteristiche di uniformità geometrica necessarie ai fini di una corretta esecuzione delle prove di compressione. A tal proposito, prima delle prove, i provini sono stati opportunamente piallati sulle due facce di carico e successivamente numerati e misurati.



Fig. 11.4.3 – Provini preparati e numerati dopo la piallatura

Prima di effettuare la prova i mattoni sono stati seccati all'interno di un forno alla temperatura di 105°C per 24 ore, come richiesto dalla normativa per assicurare condizioni di umidità standard ed omogenee per i vari mattoni.

11.4.4. Modalità di prova

Si è eseguita una prova di compressione secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 772.

L'apparecchiatura di prova è costituita da una “Macchina Universale GALDABINI da 10 ton” (fig. 11.4.4).

Il test consiste nell'applicazione di un carico di compressione uniforme monotonicamente crescente, a velocità variabile fino ad un massimo di circa 1 MPa/s, sino alla rottura del provino.



Fig. 11.4.4 – Macchina universale GALDABINI

11.4.4. Risultati delle prove

Nella tabella (fig. 11.4.5) sono riportati i risultati della prova di compressione.

In particolare si riportano:

- carico di rottura così come ottenuto dalla prova;
- tensione di rottura;
- modulo elastico.

Provino	Carico di rottura [N]	σ [MPa]	E [MPa]
CS 1	20075	40,92	2683
CS 2	19500	38,87	2744
CS 3	19125	38,98	2788
CS 4	21825	44,09	3153
CS 5	19250	38,54	2854
CS 6	20200	40,99	3023
SS 1	39800	91,00	4241

SS 2	40575	87,09	4064
SS 3	42250	94,73	4509
SS 4	38325	84,70	4147
SS 5	42725	94,85	4477
SS 6	46350	99,45	4152

Fig. 11.4.5 – Risultati ottenuti dalla prova sperimentale

Sulla base dei risultati sono riportati i valori di resistenza (fig. 11.4.6) e modulo di elasticità medi (fig. 11.4.7), con le relative deviazioni standard e i coefficienti di variazione (COV) per i due set di provini.

Set	fcm [MPa]	Dev. Standard [MPa]	COV [-]
CS	40,40	2,10	0,05
SS	91,97	5,46	0,059

Fig. 11.4.6 – Resistenza media

Set	Em [MPa]	Dev. Standard [MPa]	COV [-]
CS	2874	180	0,06
SS	4265	186	0,05

Fig. 11.4.7 – Modulo di elasticità medio

Di seguito si riportano le foto di alcuni provini al termine delle prove.



Test CS1

Test SS3

Fig. 11.4.8 – Provino CS1 e SS3 al termine della prova



Fig. 11.4.9 – Provini al termine delle prove

Come si può notare dalle immagini la rottura è avvenuta in modo differente per i due tipi di impasto. In particolare, la crisi è avvenuta attraverso un'unica cricca per i provini con segatura, mentre con la rottura totale del cubetto per l'impasto senza segatura.

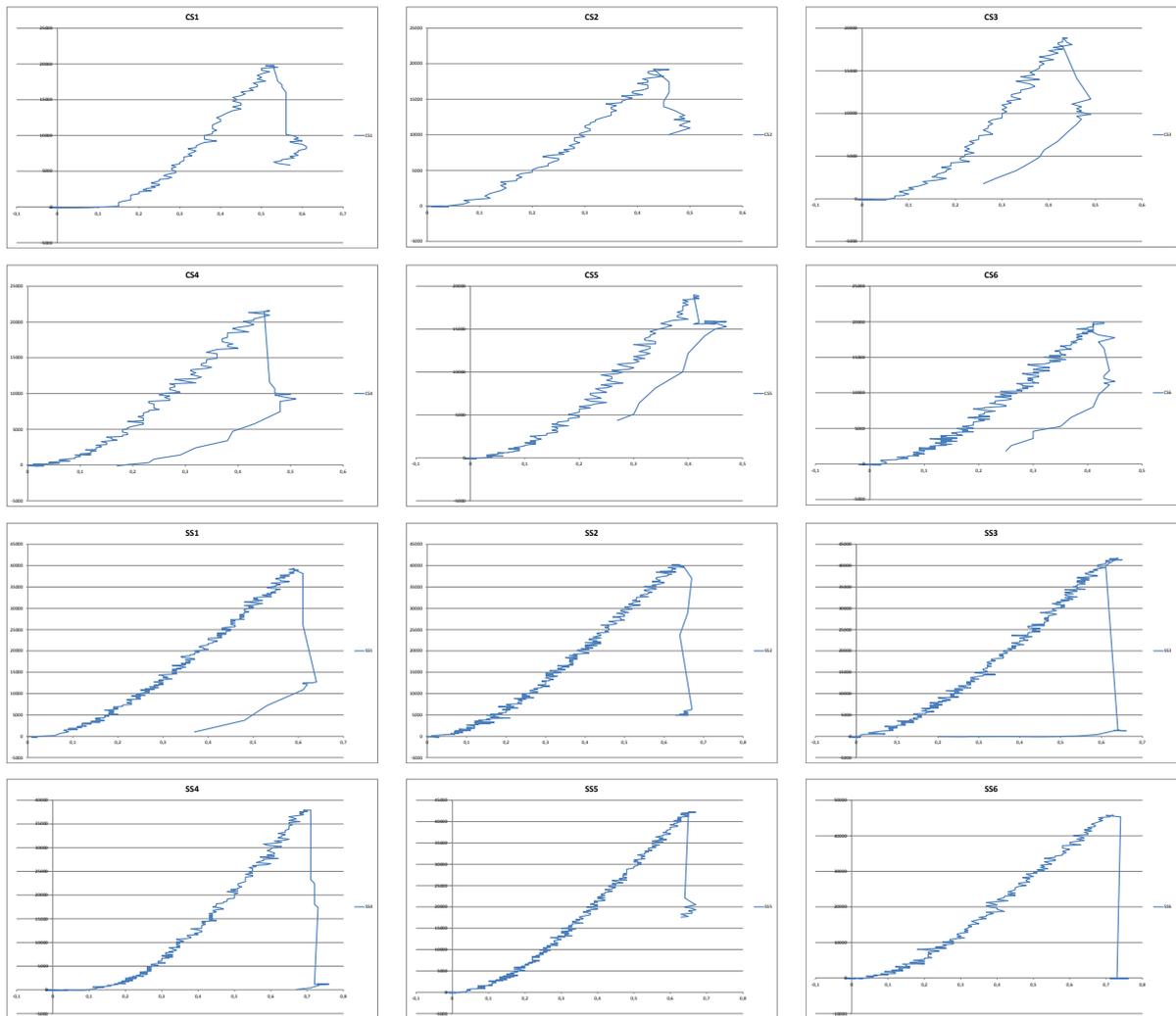


Fig. 11.4.10 – Curve sperimentali carico abbassamento per ciascuna prova

E' possibile notare come l'aggiunta di segatura determina una riduzione di resistenza a compressione media pari a circa il 56%.

Tali risultati confermano quanto riscontrato dalle prove a flessione condotte dal partner Centro Ceramico, da cui emerge però una minore riduzione della resistenza a flessione (circa il 20%)

Il modulo elastico medio (in compressione) risulta ridotto di circa il 33% (in accordo con la riduzione del modulo a flessione di circa 30%).

Sono riportate le curve sperimentali di carico [N] – abbassamento [mm] per ciascuna prova effettuata (fig. 11.4.10) e i grafici di confronto per i due set SS e CS (figg. 11.4.11 e 11.4.12).

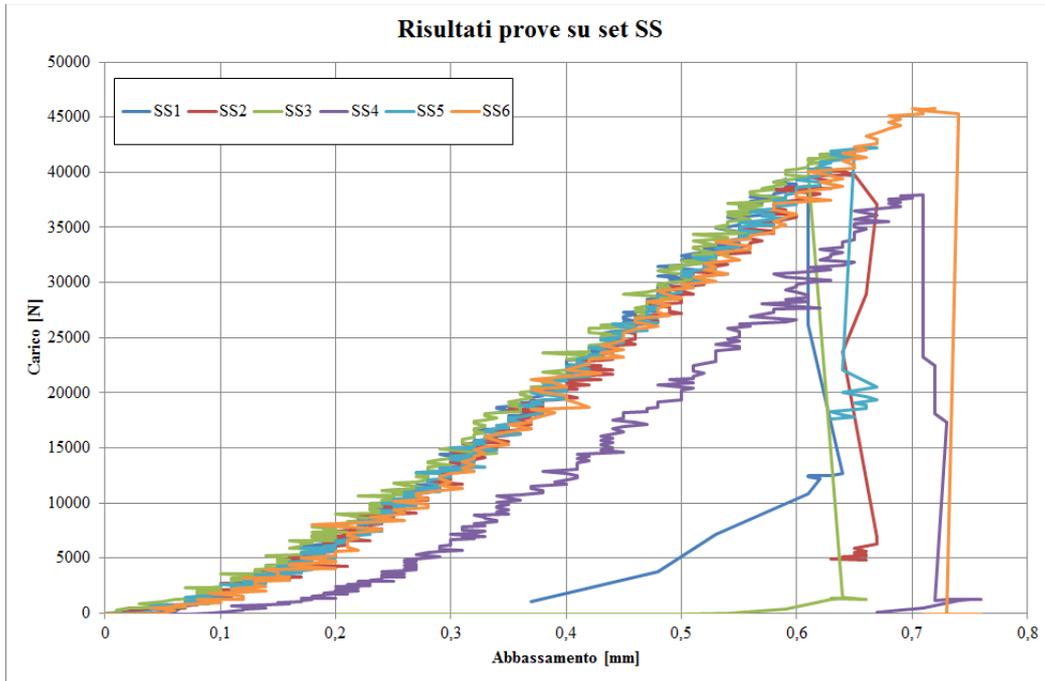


Fig. 11.4.11 – Curve sperimentali carico abbassamento per il set CS

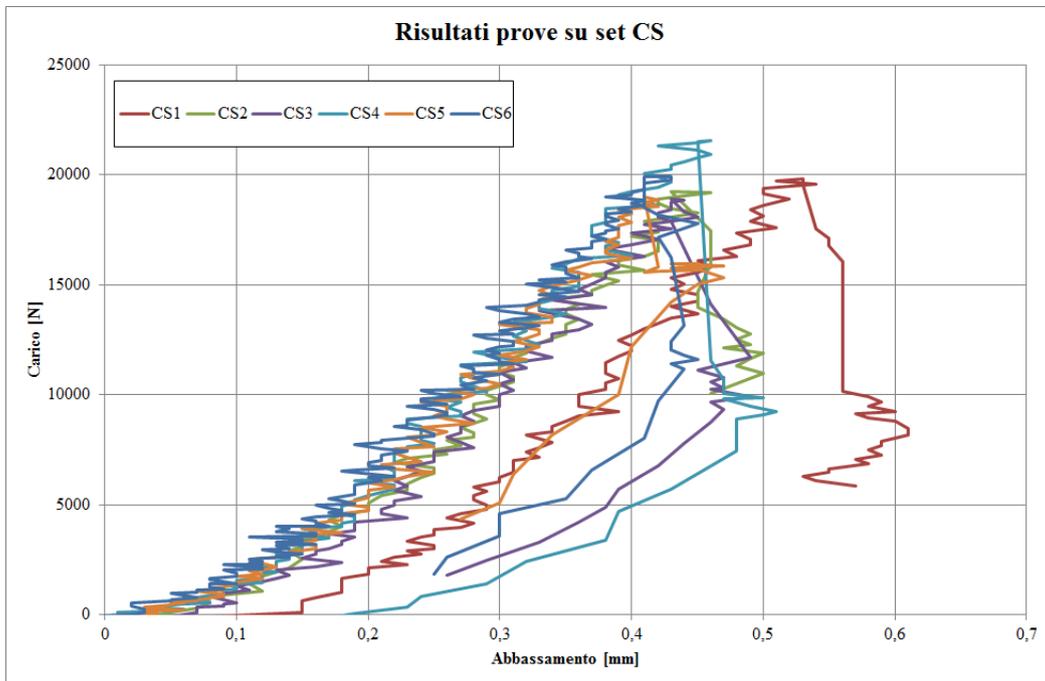


Fig. 11.4.12 – Curve sperimentali carico abbassamento per il set SS

11.4.5. Prossimi test

In seguito saranno testati gli impasti con nanoparticelle e 3 provini a lingua (strisce) lunghe 30 cm a flessione per ogni impasto.

Per la determinazione della resistenza a flessione delle composizioni con nanoparticelle si sono testate 20 barrette per gli impasti essiccati e 10 per quelli cotti, per ogni tipologia di nanoparticelle.

Campione	Descrizione	σ_R [MPa]	Dev.St.	E [GPa]	Dev.St.	Densità [g/cm ³]
12/071/C12	Impasto std con limo nuovo + Nano A 3 % Essiccato	5,18	0,45	1,56	0,46	
12/071/C12	Impasto std con limo nuovo + Nano A 3 % Cotto	13,09	1,17	4,00	0,21	1,57
12/071/C13	Impasto std con limo nuovo + Nano B 3 % Essiccato	4,49	0,47	1,25	0,41	
12/071/C13	Impasto std con limo nuovo + Nano B 3 % Cotto	12,67	1,46	3,59	0,54	1,59
12/071/C14	Impasto std con limo nuovo + Nano C 3 % Essiccato	5,92	0,80	1,63	0,30	
12/071/C14	Impasto std con limo nuovo + Nano C 3 % Cotto	15,73	1,28	4,08	0,57	1,61
12/071/C15	Impasto std con limo nuovo + Nano D 3 % Essiccato	6,06	0,75	1,57	0,30	
12/071/C15	Impasto std con limo nuovo + Nano D 3 % Cotto	15,75	0,90	4,44	0,60	1,62

Fig. 11.4.13 – Risultati del Centro Ceramico sulle composizioni innovative

12. SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI TAMPONATI

12.1. Introduzione

In questo capitolo si è proceduto alla calibrazione del software OpenSees sulla base di prove sperimentali e si sono analizzati portali tamponati, attraverso una modellazione a bielle equivalenti (Al-Chaar). Ciò è stato fatto con un'ottica di retrofitting e di progettazione di nuove strutture; si è così individuata la differenza di prestazioni sismiche tra l'utilizzo di tamponamenti standard e innovativi (§12.8).

12.2. OpenSees

Il modello matematico del telaio tamponato è stato costruito utilizzando il software Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees).

OpenSees è un software framework open source, sviluppato come piattaforma di calcolo per la ricerca sulla progettazione sismica al Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), che permette di definire modelli ad elementi finiti avanzati specifici per analisi sismiche e geotecniche.

Il programma si basa sulla scrittura di script in linguaggio Tcl e in questa tesi, in particolare, è stata usata la libreria BuildingTcl. Ogni modello che si vuole costruire deve essere definito in tutti i suoi aspetti: materiali, sezioni, tipi di elementi, tipi di analisi da effettuare, carichi, combinazioni dei carichi e modelli (collegamento e orientamento degli elementi e punti di applicazione dei carichi).

L'applicativo BuildingTclViewer è, invece, un'interfaccia grafica per la costruzione del database e la visualizzazione dei risultati. Per la presente tesi è stato utilizzato questo widget soltanto per visualizzare le risposte, mentre per la modellazione si è proceduto con la scrittura manuale di script in linguaggio Tcl.

12.3. Modello numerico: Travi

Per la modellazione della trave è stato scelto un legame costitutivo isteretico trilineare (fig. 12.3.1).

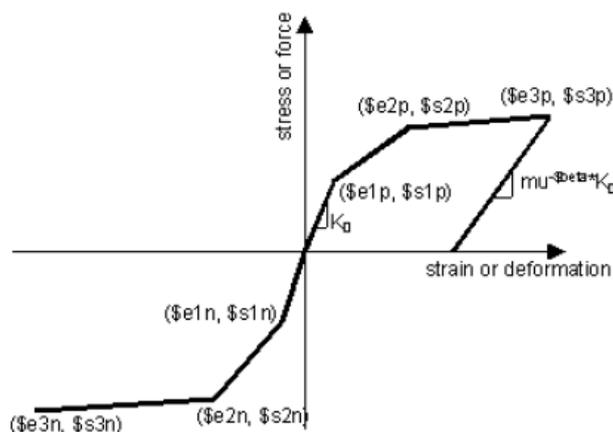


Fig. 12.3.1 – Legame costitutivo TrilinearHysteretic

Nello script sono stati inseriti i valori relativi ai momenti e alle curvature dei 3 punti considerati nel legame, precedentemente valutati con la modellazione a fibre usata in seguito per i pilastri.

Questo tipo di legame è stato scelto in quanto, in questo modo, è possibile far reagire la trave solamente nella direzione preferita.

Infatti, per la sezione è stata definita la tipologia disaccoppiata (Uncoupled), ponendo rispetto al momento y il comportamento trilineare isteretico e rispetto alla forza in direzione x quello elastico lineare (FlexibleElastic) con pendenza data dal modulo del calcestruzzo.

Si sono utilizzati elementi non lineari a 5 punti di integrazione, scelti anche per i pilastri.

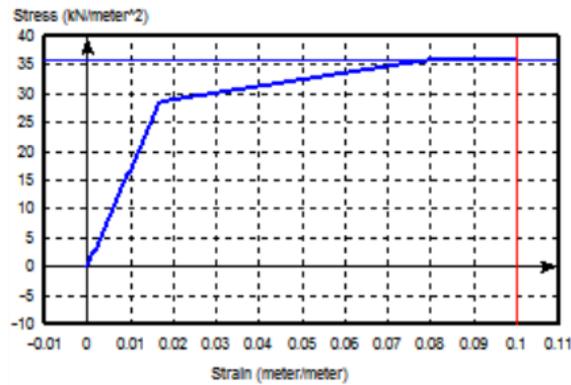


Fig. 12.3.2 – Legame costitutivo della trave modellata con il metodo descritto

12.4. Modello numerico: Pilastri

Inizialmente si sono definiti i materiali di cui è composto il pilastro.

Si è fatta la distinzione tra calcestruzzo confinato e non confinato attraverso il modello di Mander^[20], che tiene conto della staffatura presente (fig. 12.4.1).

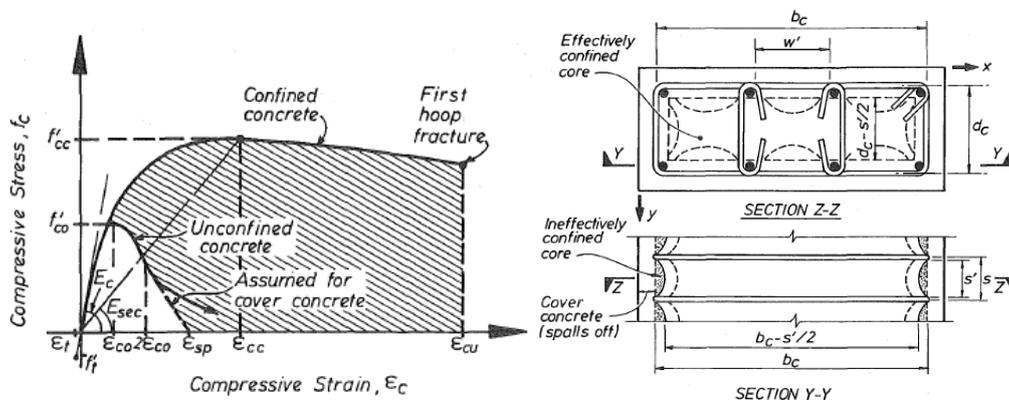


Fig. 12.4.1 – Diagramma tensione deformazione del modello di Mander (a sinistra) e confinamento efficace dovuto alle staffe (a destra)

Nello script si definisce il parametro rF_c , dato dal rapporto tra la tensione massima del calcestruzzo confinato e quello non confinato.

Per l'acciaio è sufficiente definire la tensione di snervamento e il legame costitutivo è trilineare, con il primo tratto elastico, il secondo incrudente e il terzo perfettamente plastico.

Per la sezione si è scelta la “Reinforced-Concrete Rectangular Fiber” o sezione rettangolare a fibre in c.a. (RCRectangularFiber).

E' necessario impostare: la geometria (dimensioni della base); i materiali (calcestruzzo confinato, non confinato e acciaio); numero e diametro delle barre di armatura nel lembo teso e in quello compresso; distanza del copriferro superiore, inferiore e laterale (fig. 12.4.2).

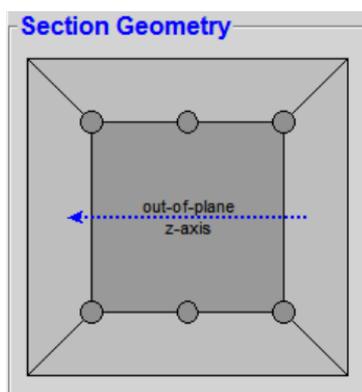


Fig. 12.4.2 – Sezione rettangolare a fibre in c.a. modellata

12.5. Modello numerico: Tamponamenti

Per i tamponamenti si è adottato il modello a biella equivalente (equivalent strut) seguendo l'approccio proposto da Al-Chaar^[17]. La procedura in questione risulta composta da 3 steps:

- valutazione della capacità resistente nel piano;
- valutazione della rigidezza nel piano;
- valutazione della capacità resistente fuori dal piano.

Dato che le modellazioni sono state confrontate con prove sperimentali di push-over su portali tamponati senza aperture, non si è preso in esame il terzo step e la riduzione della capacità resistente dovuta alle aperture.

La determinazione della capacità resistente di un telaio in c.a. con pannelli di tamponamento è un problema complesso e staticamente indeterminato. La resistenza globale non è, infatti, semplicemente la somma dei contributi del

telaio in c.a. e della tamponatura ma il risultato di un' articolata interazione che dipende dalle proprietà dei componenti e dai diversi meccanismi che possono potenzialmente instaurarsi. La determinazione, quindi, delle proprietà geometriche e meccaniche della biella equivalente risulta un problema ancora oggetto di ricerca. Numerose formulazioni, di maggiore o minore complessità, sono state proposte al riguardo. L'approccio più utilizzato ed oltretutto suggerito nell'ASCE-41 è quello di Mainstone che suggerisce di adottare una biella avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche (fig. 12.5.1):

- modulo elastico E_m della muratura costituente il tamponamento;
- spessore t_m uguale a quello del tamponamento;
- larghezza della biella equivalente $a=0,175 \cdot D \cdot (\lambda \cdot H)^{-0,4}$.

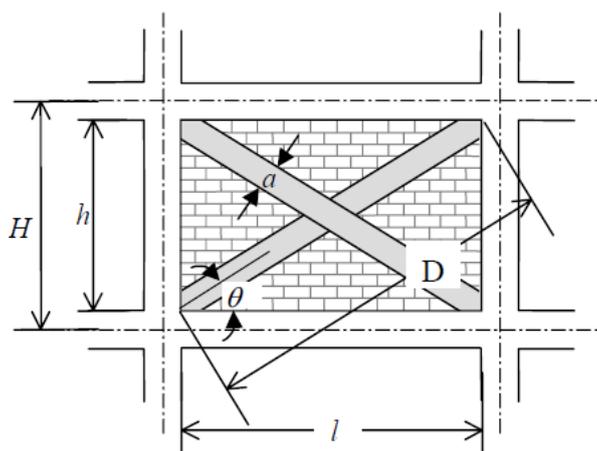


Fig. 12.5.1 – Geometria della biella

Il parametro λ dipende sostanzialmente dalla rigidezza relativo telaio-tamponamento e vale:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin(2\theta)}{4 E_c \cdot J_{pil} \cdot h}} \quad (12.1)$$

dove:

θ è l'angolo di inclinazione della biella;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo del telaio;

J_{pil} è il momento d'inerzia del pilastro.

La capacità resistente della biella è fornita dalla combinazione di due diversi meccanismi di crisi: a compressione della muratura e a taglio.

Le relative espressioni risultano essere:

$$R_{cr} = a \cdot t_m \cdot \sigma_m \quad (12.2)$$

$$R_{shear} = l \cdot t_m \cdot \tau_m \quad (12.3)$$

Con σ_m e τ_m rispettivamente la resistenza a compressione e a taglio della muratura di tamponamento.

La resistenza della biella è data da:

$$R_{strut} = \min \left(R_{cr}; \frac{R_{shear}}{\cos \theta} \right) \quad (12.4)$$

La capacità deformativa risulta espressa in funzione del massimo drift d funzione del rapporto h/l e del confinamento che il telaio fornisce al tamponamento (coefficiente $\beta = V_{telaio}/V_{tamponamento}$). Tali valori di deformazione possono essere desunti da tabella nell'ASCE-41 (fig. 12.5.2).

Table 7-9 Nonlinear Static Procedure-Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels¹

$\beta = \frac{V_{telaio}}{V_{mte}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria ²	
					LS %	CP %
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

1. Interpolation shall be used between table values.
2. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

Fig. 12.5.2 – Tabella dell'ASCE-41 relativa al drift massimo del tamponamento

L'utilizzo dell'equazione di Mainstone, per la valutazione della larghezza della biella equivalente, porta a sottostimare la rigidezza effettiva del telaio tamponato. Si è, infatti, osservato che i risultati di modelli analitici basati sull'equazione di Mainstone non rispecchiano i risultati ottenuti da prove sperimentali.

Per correggere l'effettiva rigidezza del tamponamento, Al-Chaar suggerisce due metodi, dei quali si prende in considerazione in questa tesi solo il secondo, cioè: $E_{m,eq} = 3 \cdot E_m$. Questa correzione è risultata approssimare bene i risultati sperimentali anche secondo le analisi condotte da M. Palermo^[18].

Per la modellazione del tamponamento è stato utilizzato un legame costitutivo trilineare non simmetrico (UnSymmetricTrilinear), nel quale sono stati definiti i valori di tensione e deformazione della biella, sia a trazione che a compressione.

Per la prova ciclica sono stati inseriti ulteriori dati:

- pinchX: fattore di pinching per la deformazione durante il ricarica;
- pinchY: fattore di pinching per la forza durante il ricarica;
- damage1: danno relativo alla duttilità;
- damage2: danno relativo all'energia;
- beta: potenza usata per determinare il degrado di rigidezza allo scarico basato sulla duttilità (fig. 12.3.1).

Come sezione si è scelta quella rettangolare a fibre (RectangularFiber) con 2 fibre per ogni lato, per la quale è necessario inserire i valori di larghezza a e spessore t_m della biella.

12.6. Carichi, analisi e modello

Il software non è ottimizzato per i carichi concentrati, per cui si è proceduto con la distribuzione sulla trave dei carichi esterni e dei pesi propri della trave stessa e dei pilastri (Element_Weight). Oltre a questi sono stati aggiunti i carichi derivanti dal peso proprio del tamponamento (Infill_Weight).

Entrambi i carichi sono di tipo gravitazionale.

Per l'analisi di push-over è sufficiente definire un carico laterale (LateralPushover) con uno spostamento massimo e considerarlo, unitamente ai due carichi suddetti, nella combinazione dei carichi.

Per quanto riguarda lo studio del comportamento ciclico è necessario definire più spostamenti massimi ed è possibile riferirli all'altezza del portale (drift).

L'incremento di spostamento dei vari steps sarà inserito nella combinazione dei carichi per la push-over e nella parte di script relativa alle analisi per l'andamento ciclico.

Infine il modello definisce la geometria della struttura, quindi l'altezza e la larghezza del portale, i vincoli, il collegamento tra i vari elementi (travi, pilastri e bielle) e il loro orientamento, il posizionamento e l'intensità dei carichi (fig. 12.6.1).

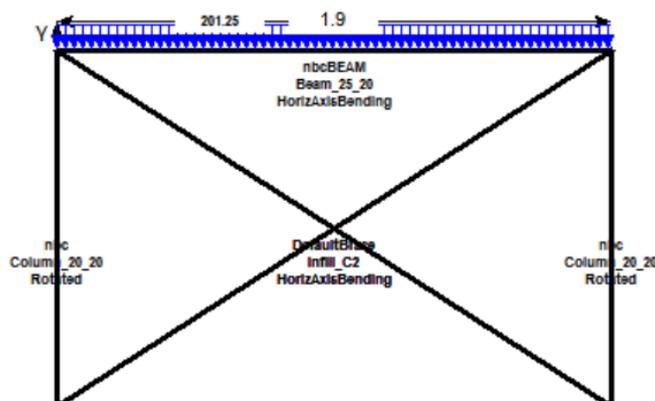


Fig. 12.6.1 – Modello visualizzato con l'interfaccia BuildingTclViewer

12.7. Calibrazione del modello a biella equivalente sulla base delle prove di Colangelo (2005)

Sono state prese in esame due prove sperimentali effettuate da Colangelo^[21] (fig. 12.7.1): il modello C2 riguarda un portale tamponato con muratura moderna e telaio con dettagli sismici, mentre il modello V22 è relativo ad una tipologia muraria meno recente (blocchi orizzontali e bassa capacità resistente) confinata da un portale progettato senza normative antisismiche.

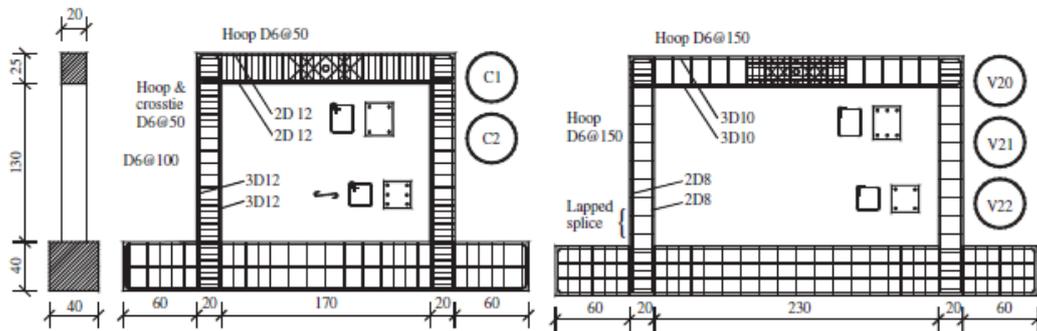


Fig. 12.7.1 – Schema strutturale dei portali testati da Colangelo

Il carico previsto dalla prova consiste in due forze concentrate verticali applicate ai nodi trave-pilastro (fig. 12.7.2) di intensità pari a 190 kN per il modello C2 e 250 kN per il V22. Questi carichi sono pari al 10÷16% della capacità resistente dei pilastri e rappresentano le forze indotte al piano terra da un edificio di quattro piani. Distribuendo tali forze sulla trave si ottiene per entrambi i provini un carico distribuito pari a 200 kN/m.

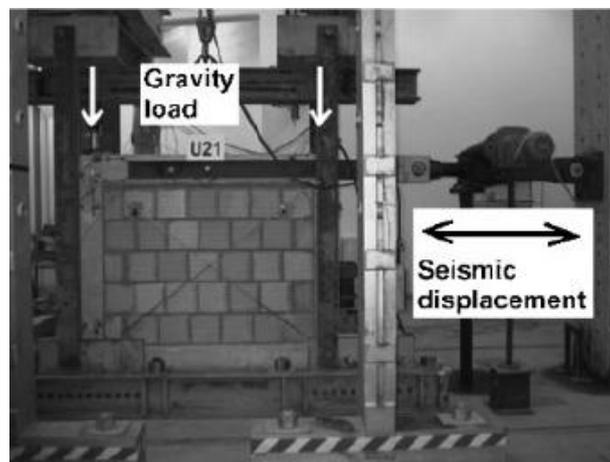


Fig. 12.7.2 – Schema del test

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati nelle prove di Colangelo.

Specimen			Seismic design		Steel bar	Concrete strength [†]
No.	Mark	Aspect ratio*	Strength	Details		
1	C1	0.75	Yes	Yes	Deformed	43.7
2	C2	0.75	Yes	Yes	Deformed	46.5
3	L1	0.57	Yes	Yes	Deformed	51.2
4	L2	0.57	Yes	Yes	Deformed	48.9
5	N1	0.57	Yes	not	round	44.5
6	N2	0.57	Yes	not	Deformed	54.6
7	U11	0.75	not	not	round	35.6
8	U21	0.75	not	not	Deformed	41.3
9	V10	0.57	not	not	round	49.0
10	V11	0.57	not	not	round	39.6
11	V20	0.57	not	not	Deformed	38.4
12	V21	0.57	not	not	Deformed	42.5
13	V22	0.57	not	not	Deformed	41.7

Fig. 12.7.3 – Resistenza media a compressione cilindrica del cls (in MPa)

	C and L frames			N2 frame		U2 and V2 frames		
	D6	D12	D14	D6	D10	D6	D8	D10
Yield	508	531	579	581	578	572	558	553
Max.	738	640	674	667	662	641	623	650

Fig. 12.7.4 – Resistenza media di snervamento e di rottura dell'armatura (in MPa)

Il tamponamento ha uno spessore di 120 mm per il provino C2 ed è composto di due strati di 80 mm nel modello V22 (fig. 12.7.5).

		C and L specimens	N specimens	U and V specimens
Brick	Dimension* (mm)	121 × 251 × 120	79 × 246 × 118	77 × 246 × 242
	Perforation	—	Vertical	Horizontal
	Void percent (%)	53.1	53.8	64.5
	Vertical strength [†] (MPa)	18.7	2.19	1.79
	Horizontal strength [†] (MPa)	2.74	16.4	4.68
Mortar	Flexure strength (MPa)	4.35	3.49	4.92
	Compressive strength (MPa)	15.5	10.4	25.1
Masonry	Vertical strength [†] (MPa)	5.10	2.74	2.24
	Horizontal strength [†] (MPa)	3.39	3.90	2.56
	Shear strength [†] (MPa)	0.87	0.58	0.35
	Vertical modulus [‡] (MPa)	4230	1212	—
	Horizontal modulus [‡] (MPa)	1688	2623	3188
	Shear modulus [‡] (MPa)	1636	1409	1574

*Thickness × length × height.

[†]Referred to gross area.

[‡]Referred to gross area, and secant from origin to maximum strength.

Fig. 12.7.5 – Proprietà medie relative a mattoni, malte e muretti

Di seguito si riportano i risultati delle prove condotte da Colangelo.

		C1	C2	L1	L2	N1	N2	U11	U21	V10	V11	V20	V21	V22
$r_{cracking}$	(kN)	80	55	65	75	—	70	50	40	20	55	25	80	85
r_{peak}	(kN)	205	224	221	229	164	215	155	159	80	190	98	175	221
$\delta_{cracking}$	(‰)	0.29	0.22	0.26	0.25	—	0.25	0.25	0.19	1.13	0.22	1.16	0.26	0.28
δ at r_{peak}	(%)	0.43	1.06	1.38	1.10	0.80	0.84	0.83	0.70	2.02	1.10	1.58	0.32	0.62
δ_{peak}	(%)	0.52	1.06	1.63	1.60	2.06	1.96	1.75	1.49	2.46	2.21	2.54	2.06	1.52

Fig. 12.7.6 – Risultati delle prove di Colangelo (r=carico, delta=drift)

Il provino C2 modellato ha fornito risultati di push-over in linea con quelli ottenuti da Colangelo nei test sperimentali, pertanto si può considerare soddisfacente l'ipotesi di modellazione fatta.

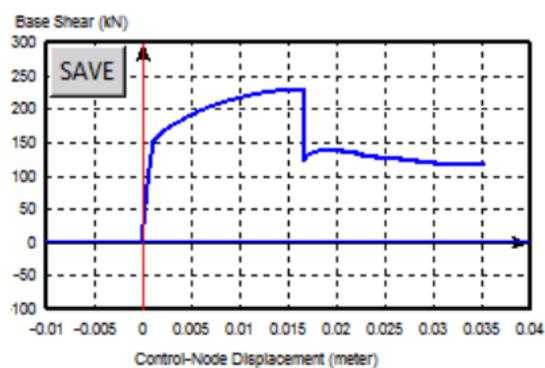


Fig. 12.7.7 – Diagramma Taglio alla base vs Spostamento del modello C2

	Colangelo	Opensees
Carico di cracking	55	-
Carico di picco	224	229
Spostamento di cracking	0,0003	0,0003
Spostamento al picco	0,0164	0,0166
Spostamento massimo	0,0164	0,0166
Rigidezza iniziale	191	193

Fig. 12.7.8 – Confronto risultati Colangelo e Opensees (carico in kN, spostamento in m e rigidezza in kN/mm)

Tramite la modellazione con il software è di difficile interpretazione l'identificazione della fessurazione (cracking), pertanto lo "spostamento di cracking" è stato determinato riferendosi al valore del "carico di cracking" risultato dalle prove di Colangelo, ossia 55 kN.

Dal confronto tra l'output di Opensees e i risultati di Colangelo è possibile osservare che:

- il carico di picco e lo spostamento di cracking, al picco e massimo sono circa i medesimi;
- la rigidezza iniziale è pressoché la stessa, ciò significa che l'aumento di rigidezza del tamponamento nella modellazione (pari a 3 volte quello calcolato) è risultato corretto;
- nel momento successivo alla rottura del tamponamento modellato, il carico risulta pari a 121,6 kN e dopo un picco di 138,3 kN si stabilizza attorno a 116 kN; nei risultati delle prove di Colangelo il secondo ricarico dopo la rottura del tamponamento raggiunge un massimo di 120 kN.

Per il tamponamento si è assunto il modello presente nella libreria di Opensees UnSymmetricTrilinear, nel quale i parametri che influiscono sul comportamento ciclico sono: pinchX, pinchY, damage1, damage2 e beta (v. §12.5).

In particolare nel presente lavoro si è operato nel modo seguente:

- 1) Si sono assunti come valori base quelli utilizzati per la modellazione dei tamponamenti nella tesi di Tardini^[19], ossia:
pinchX = 0,8;
pinchY = 0,1;
beta = 0,8.
- 2) Successivamente, si sono modificati questi valori confrontando la risposta con i risultati grafici della prova V22 di Colangelo, ottenendo:
pinchX = 0,8;
pinchY = 0,2;
beta = 0,5.
- 3) Infine, nello stesso modo, si sono calibrati i valori di danno:

damage1 = 0,001;

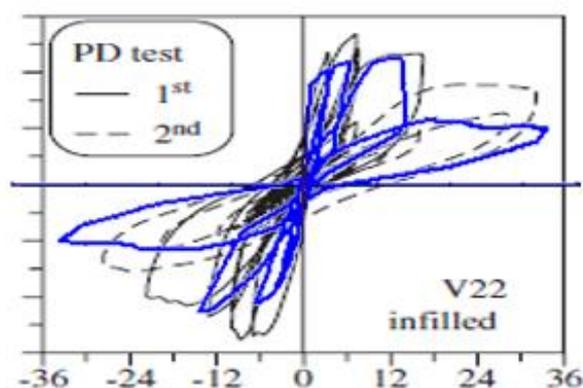
damage2 = 0,001.

Parametro	Valore
pinchX	0,8
pinchY	0,2
damage1	0,001
damage2	0,001
beta	0,5

Fig. 12.7.9 – Parametri calibrati da prova V22 di Colangelo

L'analisi ciclica si è condotta, mediante il software, indicando ad ogni ciclo la deformazione massima che si intendeva raggiungere.

In figura si riporta il confronto tra la risposta ottenuta dalla prova sperimentale e quella fornita dal software.



**Fig. 12.7.10 – Confronto prova V22
(nero: prova di Colangelo; blu: risposta Opensees)**

Confrontando la risposta monotona e ciclica del modello V22 con quella del provino C2 con dettagli antisismici è possibile osservare l'incremento di capacità resistente e dissipativa fornita dalla progettazione con la normativa più recente.

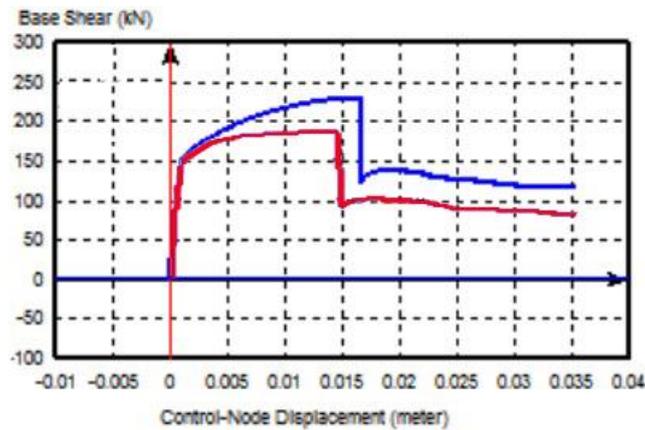
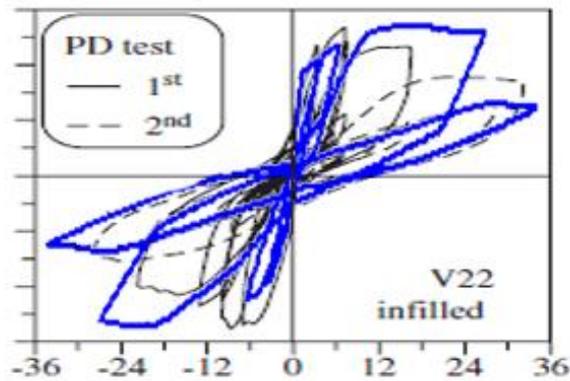


Fig. 12.7.11 – Confronto prova push-over C2 e V22 (rosso: V22; blu: C2)



**Fig. 12.7.12 – Confronto prova C2 e V22
(nero: prova di Colangelo V22; blu: risposta Opensees C2)**

Di seguito si riporta lo script utilizzato per la modellazione del provino C2:

```
# Set Up
setDataDir Data;
setUnits -Length meter -Force kN -Time sec;
# Material
addMaterialData MaterialLabel FlexibleElastic
addMaterialData MaterialModelLabel Elastic
addMaterialData E 46.5*\$MPa
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Beam20_25
addMaterialData MaterialModelLabel TrilinearHysteretic
addMaterialData eps1 0.017
addMaterialData f1 28.6
addMaterialData eps2 0.08
addMaterialData f2 35.83
addMaterialData eps3 0.2
```

```

addMaterialData f3 36
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Cls_C_trave
addMaterialData MaterialModelLabel ConfinedConcrete
addMaterialData Fc 46.5*\$MPa
addMaterialData rFc 1.11
addMaterialData rFu 0.6
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Cls_C_pil
addMaterialData MaterialModelLabel ConfinedConcrete
addMaterialData Fc 46.5*\$MPa
addMaterialData rFc 1.15
addMaterialData rFu 0.6
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Cls_UC
addMaterialData MaterialModelLabel UnconfinedConcrete
addMaterialData Fc 46.5*\$MPa
addMaterialData epsU -0.010
addMaterialData fT 0
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Steel_trave
addMaterialData MaterialModelLabel Steel
addMaterialData fY 531*\$MPa
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Steel_pil
addMaterialData MaterialModelLabel Steel
addMaterialData fY 531*\$MPa
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
addMaterialData MaterialLabel Infill
addMaterialData MaterialModelLabel UnSymmetricTrilinear
addMaterialData eps1p 0.0000066
addMaterialData f1p 0.087*\$MPa
addMaterialData eps2p 0.0006
addMaterialData f2p 0.0087*\$MPa
addMaterialData eps3p 0.006
addMaterialData f3p 0.0087*\$MPa
addMaterialData eps1n 0.00040
addMaterialData f1n 5.1*\$MPa
addMaterialData eps2n 0.00844
addMaterialData f2n 5.1*\$MPa
addMaterialData eps3n 0.00849
addMaterialData f3n 0.51*\$MPa
addMaterialData pinchX 0.8
addMaterialData pinchY 0.2
addMaterialData damage1 0.001

```

```

addMaterialData damage2 0.001
addMaterialData beta 0.5
addMaterialData MaterialDescription ""
addMaterial
# Section
addSectionData SectionLabel Beam_25_20
addSectionData SectionModelLabel Uncoupled
addSectionData xForceModelLabel FlexibleElastic
addSectionData yMomentModelLabel Beam20_25
addSectionData SectionDescription ""
addSection
addSectionData SectionLabel Beam_25_20F
addSectionData SectionModelLabel RCRectangularFiber
addSectionData B 20*\$cm
addSectionData H 25*\$cm
addSectionData CoverMaterialLabel Cls_UC
addSectionData CoreMaterialLabel Cls_C_trave
addSectionData ReinfMaterialLabel Steel_trave
addSectionData NBarTop 2
addSectionData BarSizeTop #4
addSectionData NBarBot 2
addSectionData BarSizeBot #4
addSectionData CoverTop 4*\$cm
addSectionData CoverBot 4*\$cm
addSectionData CoverInt 4*\$cm
addSectionData SectionDescription ""
addSection
addSectionData SectionLabel Column_20_20
addSectionData SectionModelLabel RCRectangularFiber
addSectionData B 20*\$cm
addSectionData H 20*\$cm
addSectionData CoverMaterialLabel Cls_UC
addSectionData CoreMaterialLabel Cls_C_pil
addSectionData ReinfMaterialLabel Steel_pil
addSectionData NBarTop 3
addSectionData BarSizeTop #4
addSectionData NBarBot 3
addSectionData BarSizeBot #4
addSectionData CoverTop 4*\$cm
addSectionData CoverBot 4*\$cm
addSectionData CoverInt 4*\$cm
addSectionData SectionDescription ""
addSection
addSectionData SectionLabel Infill_C2
addSectionData SectionModelLabel RectangularFiber
addSectionData B 12*\$cm
addSectionData H 22*\$cm
addSectionData MaterialLabel Infill
addSectionData nfH 2
addSectionData nfB 2
addSectionData SectionDescription ""

```

```

addSection
# ElementType
addElementTypeData ElementTypeLabel nbc
addElementTypeData ElementModelLabel nonlinearBeamColumn
addElementTypeData NIntegrationPoints 5
addElementTypeData ElementTypeDescription "{{{{{}}}}}"
addElementType
addElementTypeData ElementTypeLabel nbcBEAM
addElementTypeData ElementModelLabel nonlinearBeamColumn
addElementTypeData NIntegrationPoints 5
addElementTypeData ElementTypeDescription "{{{{{}}}}}"
addElementType
# Load
addLoadData LoadLabel Element_Weight
addLoadData LoadTypeLabel Gravity
addLoadData LoadDescription "Gravity Load Defined within
Model"
addLoad
addLoadData LoadLabel Infill_Weight
addLoadData LoadTypeLabel Gravity
addLoadData LoadDescription "Gravity Load Defined within
Model"
addLoad
addLoadData LoadLabel Push_X_1
addLoadData LoadTypeLabel LateralPushover
addLoadData DMax 0.1
addLoadData LoadDescription ""
addLoad
addLoadData LoadLabel StaticCyclic
addLoadData LoadTypeLabel LateralPushover
addLoadData CycleType Full
addLoadData DMax "0.0025 0.0045 0.0185 0.0235"
addLoadData DMaxFactor BuildingHeight
addLoadData ControlNodeFloor top
addLoad
# AnalysisModel
addAnalysisModelData AnalysisModelLabel
PushoverAnalysisSmallSteps
addAnalysisModelData AnalysisTypeLabel DisplacementHistory
addAnalysisModelData DisplacementIncrement 0.0005
addAnalysisModel
# LoadCombination
addLoadCombinationData LoadCombinationLabel Push_X
addLoadCombinationData LoadCombinationDescription ""
addLoadCombinationData -GravityLoad LoadLabel
Element_Weight
addLoadCombinationData -LateralLoad LoadLabel Push_X_1 DMax
0.15 DisplacementIncrement 0.0005
addLoadCombination
addLoadCombinationData LoadCombinationLabel Cyclic
addLoadCombinationData LoadCombinationDescription ""

```

```

addLoadCombinationData -GravityLoad LoadLabel
Element_Weight
addLoadCombinationData -GravityLoad LoadLabel Infill_Weight
addLoadCombinationData -LateralLoad LoadLabel StaticCyclic
AnalysisModelLabel PushoverAnalysisSmallSteps
addLoadCombination
# Model
addModelData ModelLabel C2
addModelData ModelTypeLabel Elevation
addModelData ModelDescription ""
addModelData -Geometry Story 1 Height 1.425
addModelData -Geometry Bay 1 Width 1.9
addModelData -Columns ElementTypeLabel nbc SectionLabel
Column_20_20 Orient Rotated ColumnLine 1 Story 1
addModelData -Columns ElementTypeLabel nbc SectionLabel
Column_20_20 Orient Rotated ColumnLine 2 Story 1
addModelData -Beams ElementTypeLabel nbcBEAM SectionLabel
Beam_25_20 Orient HorizAxisBending Bay 1 Floor 2
addModelData -GravityLoad LoadLabel Element_Weight
DistributedLoad 201.25 Bay 1 Floor 2
addModelData -GravityLoad LoadLabel Infill_Weight
DistributedLoad 2.8 Bay 1 Floor 2
addModelData -DiagonalBraces ElementTypeLabel DefaultBrace
SectionLabel Infill_C2 Orient HorizAxisBending Bay 1 Story
1 BraceDirection Up Eccentricity {1.*$ft}
addModelData -DiagonalBraces ElementTypeLabel DefaultBrace
SectionLabel Infill_C2 Orient HorizAxisBending Bay 1 Story
1 BraceDirection Down Eccentricity {1.*$ft}
addModel
#####

```

12.8. Confronto prestazionale tra il tamponamento tradizionale e quello innovativo da simulazioni numeriche

12.8.1. Progettazione

Lo studio è stato posto in essere su due scenari differenti:

- intervento su esistente;
- nuova progettazione.

Per quanto riguarda la prima condizione, si considera un edificio ubicato a L'Aquila di 4 piani, ciascuno di altezza pari a 3 m, e con 4 campate, per entrambe le direzioni, di luce uguale a 5 m.

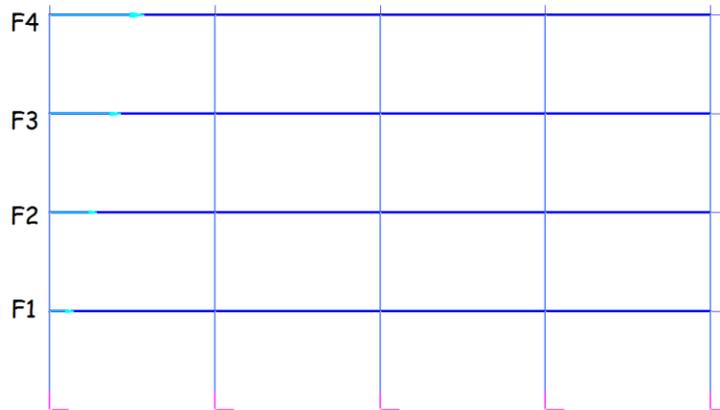


Fig. 12.8.3 – Telaio shear-type considerato nella progettazione

L'edificio è stato progettato alle tensioni ammissibili utilizzando le normative precedenti a quella antisismica (D.M. 16/01/96):

- D.M. 26/03/1980. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 3/03/1975. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Si è considerato un peso sismico w di 1000 kg/m^2 .

Per i pilastri si è scelta una sezione quadrata di lato pari a 40 cm, mentre le travi si sono ipotizzate in altezza con dimensione 40 x 50 cm.

I materiali utilizzati nel progetto sono:

- Calcestruzzo classe Rbk 300 equivalente al C25/30;
- Acciaio FeB44k equivalente al B450C.

La normativa prevede il calcolo della generica forza di piano tramite l'espressione:

$$F_i = \frac{C \cdot W_i \cdot h_i}{h_G} \quad (12.5)$$

dove:

C è il coefficiente di intensità sismica;

W_i è il peso delle masse strutturali del generico piano;

h_i è la quota di ogni piano dalla fondazione;

h_G è la quota del baricentro delle masse della struttura.

Per il telaio in questione si è ottenuto:

$$F_1 = 2,24 \text{ t};$$

$$F_2 = 4,48 \text{ t};$$

$$F_3 = 6,72 \text{ t};$$

$$F_4 = 8,96 \text{ t}.$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni più elevate presenti sugli elementi e le relative armature progettate.

Elemento	Sforzo Normale	Momento flettente	Armatura longitudinale	Taglio	Staffe
Pilastro	25 t	6,7 t*m	2 ϕ 24 per lato	4,5 t	ϕ 6/25''
Trave	-	- 10,4 t*m + 15,6 t*m	2 ϕ 18 sopra 2 ϕ 18+1 ϕ 24 sotto	12,5 t	ϕ 12/15''

Fig. 12.8.4 – Sollecitazioni massime e armatura calcolata (pre D.M. '96)

Per la nuova costruzione si considera lo stesso edificio, ma la progettazione avviene allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con la normativa D.M. 14/01/2008.

Il periodo del modo di vibrare principale vale:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,48 \text{ sec (plateau)} \quad (12.6)$$

Lo spettro di risposta di progetto si calcola come:

$$S_d = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,261 \text{ g} \cdot 1,3 \cdot 2,360}{3,5} = 0,23 \text{ g} \quad (12.7)$$

La forza da applicare alla massa i -esima è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (12.8)$$

dove:

$$F_h = S_d \cdot W \cdot \lambda / g = 736 \text{ kN};$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;

S_d è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W è il peso complessivo del telaio pari a 3200 kN;

λ è un coefficiente pari a 1,0;

g è l'accelerazione di gravità.

Per il telaio in questione si è ottenuto:

$$F1 = 74 \text{ t};$$

$$F2 = 147 \text{ t};$$

$$F3 = 221 \text{ t};$$

$$F4 = 294 \text{ t}.$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni più elevate presenti sugli elementi e le relative armature progettate.

Elemento	Sforzo Normale	Momento flettente	Armatura longitudinale	Taglio	Staffe
Pilastro	250 kN	221 kNm	4 ϕ 22 per lato	147 kN	ϕ 12/15''
Trave	-	- 104 kNm + 156 kNm	2 ϕ 20+1 ϕ 24 sopra 2 ϕ 20+1 ϕ 24 sotto	125 kN	ϕ 12/15''

Fig. 12.8.5 – Sollecitazioni massime e armatura calcolata (NTC 2008)

12.8.2. Modellazione

Si è modellato il tamponamento tradizionale prendendo i valori medi di resistenza e duttilità emersi dalla letteratura di cui ai capitoli precedenti (cap. 9).

In tabella si riportano i valori limite superiore ed inferiore.

	Resistenza a taglio	Drift massimo
Valore limite inferiore	0,3 MPa	0,3 %
Valore limite superiore	1,0 MPa	0,6 %

Fig. 12.8.1 – Valori limite di resistenza e deformazione del tamponamento tradizionale

Si sono modellati i tamponamenti tradizionali riferendosi ai quattro casi:

- A) Resistenza: 0,3 MPa; Drift: 0,3 %.
- B) Resistenza: 0,3 MPa; Drift: 0,6 %.
- C) Resistenza: 1 MPa; Drift: 0,3 %.
- D) Resistenza: 1 MPa; Drift: 0,6 %.

Per il tamponamento innovativo si fa riferimento ai primi risultati dei test effettuati.

Resistenza a taglio	Drift massimo
2 MPa	1 %

Fig. 12.8.2 – Valori di resistenza e deformazione del tamponamento innovativo

Si è modellato un portale di altezza e di luce rispettivamente pari a 3 m e 5 m.

Il carico distribuito agente è stato scelto in accordo con la considerazione fatta da Colangelo^[21], ossia 200 kN/m equivalente alle forze indotte al piano terra da un edificio di 4 piani, a cui sono stati aggiunti il peso della trave (5 kN/m) e dei tamponamenti (18 kN/m).

Il tamponamento è stato modellato a bielle equivalenti, ponendo come valori di modulo elastico e resistenza a compressione quelli medi ottenuti da letteratura:

- $E = 5300 \text{ MPa}$;
- $\sigma_m = 4,7 \text{ MPa}$.

Lo spessore della muratura di tamponamento si è posto pari a 40 cm, in riferimento alla dimensione del blocco innovativo.

Pertanto, l'altezza della biella è risultata di 52,3 cm.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalla modellazione (fig. 12.8.3), dove per spostamento massimo si intende quello relativo al carico di picco e che equivale alla rottura del tamponamento.

Caso	Telaio	Tamponamento	Carico max [kN]	Spostamento max [cm]
1	Esistente	A	869	1,08
2	Esistente	B	882	2,30
3	Esistente	C	1153	1,13
4	Esistente	D	1168	2,32
5	Nuovo	A	1110	1,10
6	Nuovo	B	1215	2,26
7	Nuovo	C	1415	1,11
8	Nuovo	D	1510	2,27
9	Esistente	Innovativo	1177	3,88
10	Nuovo	Innovativo	1558	3,78

Fig. 12.8.3 – Risultati della modellazione

Passando dalla resistenza a taglio del tamponamento di 0,3 MPa a quella di 1,0 MPa si ha un incremento di resistenza della biella equivalente in quanto l' R_{shear} supera l' R_{cr} (vedi §12.5). Tuttavia, ciò si verifica anche nel caso del tamponamento innovativo ma senza un ulteriore incremento; infatti, la superiore resistenza a taglio dovrebbe modificare solamente la capacità di deformazione (drift), ma avendo fissato a priori il valore ciò non avviene.

Inoltre, come si è osservato nei capitoli precedenti (vedi §9.4) la resistenza a taglio fornita dalla prova a compressione diagonale è circa la metà di quella ottenuta con la prova su triplette (§ 10.8), pertanto il valore da considerare è intermedio all'1 e ai 2 MPa considerati.

Per ottenere una sovreresistenza, con il modello adottato, è necessario migliorare le performance a compressione.

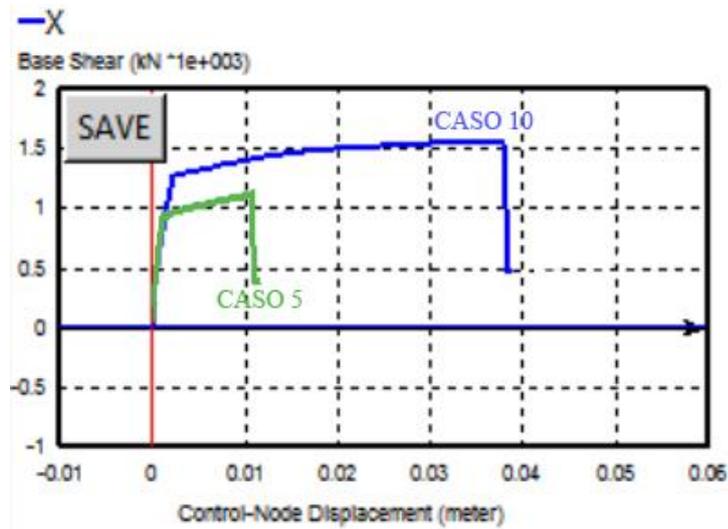


Fig. 12.8.4 – Confronto tamponamento standard e innovativo (caso 5 VS caso 10)

In conclusione, dai risultati e dai grafici ottenuti è possibile affermare che, utilizzando i tamponamenti innovativi, si può avere:

- per le costruzioni esistenti, un incremento del carico massimo fino al 35 %;
- per le costruzioni esistenti, un incremento della duttilità fino al 100%;
- per le costruzioni nuove, un incremento del carico massimo fino al 40 %;
- per le costruzioni nuove, un incremento di duttilità fino al 93%.

13. CONCLUSIONI

In questa tesi si presentano i primi sviluppi inerenti la concezione di un sistema di tamponamento in laterizio di tipo “innovativo”, finalizzati alla definizione delle proprietà meccaniche degli elementi di base (malta e mattone): resistenza, duttilità e smorzamento. L’obiettivo è quello di ottenere un sistema di tamponamento dalle proprietà certificate e, quindi, tale da poter essere considerato ai fini progettuali, soprattutto nei confronti delle azioni sismiche.

Ciò permetterebbe una riduzione delle sollecitazioni nel telaio e quindi un abbassamento dei costi di carpenteria.

Il lavoro è stato articolato in una fase preliminare di estesa ricerca bibliografica seguita da una seconda fase di supporto alla determinazione delle proprietà meccaniche dei componenti di base, eseguita dai diversi partner del progetto. Sono state inoltre sviluppate analisi numeriche finalizzate al confronto della risposta sismica di telai tamponati con tamponamenti tradizionali e con quelli “innovativi”, le cui proprietà sono state definite a valle delle indicazioni emerse dalle prime prove sperimentali effettuate.

La ricerca bibliografica ha permesso di fornire uno “state of the art” relativo alle tamponature tradizionali. Da tale studio è emerso che i tamponamenti tradizionali esibiscono valori di resistenza al taglio (malta-mattone) piuttosto limitati, se confrontate con le resistenze medie dei singoli componenti.

Alla luce di quanto emerso dallo studio preliminare, nella seconda fase sono state individuate due strategie per l’ottenimento del tamponamento “antisismico”:

- 1) incremento della resistenza dei materiali di base;
- 2) incremento della duttilità della malta.

Nel dettaglio, si è proceduto con la seconda strategia, attraverso l’introduzione nell’impasto di cellulosa e di polimero.

Per i mattoni, invece, si è scelto di non incrementarne la resistenza e di inserire nell’impasto una bassa percentuale di segatura, al fine di ridurre la densità e permettere migliori performance termiche.

Dai risultati delle prime prove sperimentali condotte sui componenti di base è emerso quanto segue:

- l'impasto di base del laterizio presenta notevoli valori di resistenza a compressione (circa 90 MPa) e flessione (circa 15 MPa);
- la malta innovativa è in grado di sviluppare elevati valori di resistenza a flessione e soprattutto a taglio (3,5 MPa). E' stato inoltre osservato un comportamento duttile (duttilità misurata da prova a flessione pari a circa 2,5).

Entrambi possiedono caratteristiche superiori a quelle minime richieste dalla normativa vigente.

Inoltre, le proprietà della malta presentate sono state analizzate alla metà dei giorni di maturazione normati, pertanto si prevede un incremento di resistenza al completamento della maturazione.

La resistenza a taglio, determinante per le performance antisismiche, è risultata molto elevata e la rottura avviene in maniera duttile.

Si prevede, nel proseguimento del progetto di ricerca, di testare blocchi innovativi contenenti nell'impasto anche nanoparticelle per incrementare ulteriormente le proprietà del mattone.

Dalla terza fase del lavoro, concernente lo sviluppo di analisi numeriche su telai tamponati con tamponamenti tradizionali ed innovativi, è emerso quanto segue:

- i tamponamenti innovativi, in edifici esistenti e in nuove costruzioni, consentono di ottenere un incremento di capacità resistente globale superiore anche al 35%;
- i tamponamenti innovativi, in edifici esistenti e in nuove costruzioni, consentono di ottenere una duttilità raddoppiata.

Riguardo i risultati ottenuti dalle sopramenzionate analisi numeriche, bisogna segnalare i limiti dei modelli sviluppati (2-D, pareti di tamponamento piene). Ne consegue la necessità di ulteriori indagini sperimentali atte a confermare l'attendibilità dei risultati preliminari ottenuti.

Inoltre, prove cicliche su portali tamponati potrebbero permettere di valutare l'effettiva capacità di dissipazione della muratura.

14. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] T.P. Tassios (1988). *Meccanica delle murature*.
- [2] N. Augenti (2008). *Raccolta dati esistenti sui parametri meccanici ed elastici delle murature*, www.reluis.it.
- [3] A. Gabor, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin (2005). *Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels*.
- [4] R.H. Atkinson (1989). *Response of masonry bed joints in direct shear*.
- [5] R. Capozucca, M.N. Cerri, G. Zanmarini (2001). *Resistenza a taglio di murature con blocchi in laterizio*.
- [6] ANDIL Assolaterizi (2006). *Muratura portante in zona sismica*.
- [7] F. da Porto, E. Barbiero, M. Dalla Benetta, C. Modena (2006). *Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio*.
- [8] M.R. Valluzzi, F. da Porto, C. Modena (2002). *Murature realizzate con blocchi rettificati e giunti sottili*.
- [9] M.L. Beconcini, P. Croce, D. Pellegrini (2007). *Comportamento meccanico di tamponamenti in blocchi di laterizio rettificati e giunti sottili*.
- [10] A. Borri, M. Corradi, E. Speranzini (2009). *Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni*.
- [11] M. Corradi, A. Borri, A. Vignoli (2002). *Experimental study on the determination of strength of masonry walls*.
- [12] A. Brignola, S. Frumento, S. Lagomarsino (2009). *Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test*.
- [13] F. da Porto, M. R. Valluzzi, C. Modena (2005). *Laterizio rettificato per murature portanti: ricerca e sperimentazione*.
- [14] T. Rotunno (2012). *Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar*.
- [15] N. Canal (2006). *Resistenza meccanica di blocchi forati a fori orizzontali*.

- [16] S. Petry, K. Beyer (2012). *Testing unreinforced masonry structures at reduced scale.*
- [17] G. Al-Chaar (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures.*
- [18] M. Palermo (2010). *L'effetto dei tamponamenti sulla risposta sismica delle strutture in c.a. Il caso degli edifici di Pettino (AQ).*
- [19] A. Tardini (2011). *Analisi sismica non lineare di strutture intelaiate in cemento armato con tamponamenti in muratura.*
- [20] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete.*
- [21] F. Colangelo (2005). *Pseudo-dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry.*
- [22] L. Bari, R. Calliari (2009). *Terremoto in Abruzzo. Analisi delle problematiche strutturali.*
- [23] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves (2007). *Opensees command language manual.*

RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14/01/2008. *Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008).*
- O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003. *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.*
- O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.*
- D.M. 20/11/1987. *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.*
- Eurocodice 6, UNI EN 1996 (-1;-2;-3). *Progettazione delle strutture in muratura.*
- RILEM TC 76-LUM. *General recommendations for methods of testing load-bearing masonry.*

- ASTM E 519 (-07;-74). *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages.*
- UNI EN 771 (-1). *Specifica per elementi per muratura.*
- UNI EN 772 (-2;-16). *Metodi di prova per elementi per muratura.*
- UNI 8942. *Prodotti di laterizio per murature.*
- UNI EN 998 (-2). *Specifiche per malte per opere murarie.*
- UNI EN 1015 (-11). *Metodi di prova per malte per opere murarie.*
- UNI EN 1052 (-1;-3;-4). *Metodi di prova per muratura.*
- D.M. 26/03/1980. *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 3/03/1975. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- Legge 2/02/1974, n. 64. *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- D.M. 16/01/1996. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- Ordinanza 3274 del 20/03/2003. *Nuova normativa antisismica.*

RINGRAZIAMENTI

Il mio primo pensiero, nonché il mio più grande ringraziamento, è doverosamente rivolto alla mia famiglia.

Ringrazio i miei genitori, per aver avuto fiducia nelle mie capacità e per avermi permesso questo percorso universitario, e mia sorella, per il sostegno e i consigli che mi ha fornito e per essere stata sempre un esempio da seguire e un modello con cui confrontarmi per il raggiungimento dei miei obiettivi.

Un sentito ringraziamento è rivolto al relatore Prof. Ing. Tomaso Trombetti e al Dott. Ing. Michele Palermo per aver seguito gli sviluppi di questa tesi sempre con gentilezza e disponibilità.

Un ringraziamento speciale a Mattia Marchetti, il compagno ideale durante tutte le battaglie del percorso; a Marko Todorovic, presente sin dai primi giorni da universitari; a Mattia Longhi e a Francesco Pulcini, purtroppo separati al termine della triennale; agli altri colleghi del corso e agli amici con i quali è stato possibile affrontare insieme le avventure di questi anni.

Ringrazio Federico Franceschi, che ad ogni nostro incontro fu sempre interessato alle novità sul proseguimento dei miei studi.

Last but not least, Virginia. Grazie per ogni momento passato insieme, per tutti i sorrisi di contagiosa allegria che mi hai regalato, per i momenti di serenità tra gli studi e per il tuo incitamento lungo il cammino universitario.