DOSSIER ©2014

"COSTRUIRE IN LATERIZIO IN ZONA SISMICA"

Sul WEB

le ***Garanzie Antisismiche del Laterizio***

Costruzioni e terremoti: *il punto di vista di...*

- ***Luigi Di Carlantonio*** **– Presidente ANDIL**
- ***Guido Magenes*** **– Università di Pavia/EUCentre**
- ***Claudio Modena*** **– Università di Padova**
- ***Francesca da Porto*** **– Università di Padova**

Normativa di riferimento

- **La progettazione sismica secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni**
- **NTC08: requisiti e metodi di calcolo per le murature portanti in laterizio**
- **Divisori, tamponamenti e facciate in laterizio negli edifici in c.a.**

Calcolo e verifica strutturale

- **L'affidabilità del calcolo strutturale con ANDILWall 3**
- **Esempio applicativo del software per l'analisi di un edificio in muratura**

Emilia 2012: gli edifici moderni in laterizio

- **Esiti dei rilievi post-sisma**
- **Ricognizione fabbricati in muratura strutturale e non**

Approfondimenti vari

- **Sisma e sicurezza delle costruzioni**
- **La progettazione sismica delle murature "faccia a vista": dettagli costruttivi**
- **Comportamento e verifica dei tamponamenti soggetti ad azioni sismiche**
- **Le strutture di copertura degli edifici in zona sismica**
- **Costruire in laterizio con isolamento sismico**
- **Progetti europei sulle murature portanti: DISWall e ESECMase**
- **La CE finanzia l'innovazione delle tamponature antisismiche: INSYSME**

Costruzioni e terremoti:
il punto di vista di...

Costruire in laterizio oggi è sicuro!

A partire dalla seconda metà del secolo scorso, con il passaggio della “fornace” ad “industria” ad alto tasso di meccanizzazione, anche i prodotti in laterizio hanno subito una significativa evoluzione, in quantità, qualità e gamma dell’offerta. A conferma di come il settore abbia prodotto nel tempo materiali in continua evoluzione, innovandoli costantemente, a seconda delle conoscenze e delle tecniche disponibili, dal punto di vista delle prestazioni richieste: termiche, acustiche, ambientali, strutturali, ecc.

Si sono così succedute, negli ultimi decenni, generazioni di prodotti e sistemi che hanno indirizzato , o seguito, l’evoluzione della normativa di riferimento. In particolare, il drammatico ripetersi dei terremoti, come è da attendersi, ha sempre costretto la regolamentazione sismica a continui cambiamenti nel tentativo di dare sempre più sicurezza ed affidabilità agli edifici: è noto, ad esempio, come le “Norme Tecniche per le Costruzioni” del 2008 non abbiano ancora raggiunto una definitiva stabilizzazione, proprio in quanto alla ricerca di un continuo perfezionamento legato alla richiesta di requisiti sempre più spinti, per regolamentare prodotti e sistemi sempre più performanti.

E’ proprio grazie alla ricerca svolta presso numerosi centri di sperimentazione universitaria (Pavia, Padova, Torino, Bari, Ancona, Napoli, ecc.), oggi è possibile “costruire in laterizio” in zona sismica in modo sicuro ed affidabile scegliendo tra diverse soluzioni a lungo testate, rigorosamente contemplate all’interno di normative nazionali e standard europei. Infatti, oltre al collaudato sistema della muratura ordinaria, oggi il progettista ha anche a disposizione: murature con blocchi ad incastro, con blocchi rettificati, armate, confinate, fino alla soluzione su isolatori sismici, in grado di filtrare alla base dell’edificio, indipendentemente dal sistema costruttivo adottato, le violente azioni del terremoto.

Su questo particolare tipo di impiego, decisamente innovativo per il nostro Paese, ANDIL ha avviato, in stretta collaborazione con ENEA e con il Comune di Sulmona, una interessante sperimentazione che prevede la realizzazione di un edificio pubblico, con funzioni strategiche in caso di emergenza, in muratura portante su isolatori simici, sistema questo che consente di realizzare costruzioni con un maggior numero di piani anche in zone ad alto rischio sismico, risolvendo in modo radicale il problema della prevenzione, del contenimento dei danni possibili e della definitiva messa in sicurezza degli edifici.

Tutto ciò conferma come il laterizio possa e debba essere considerato al centro della dialettica del “costruire oggi”, quale materiale di eccellenza, assolutamente attuale in termini di prestazioni e affidabilità.

Credo che ormai lo scopo di qualsiasi costruzione in zona sismica, soprattutto nelle aree a più alta intensità, debba essere non solo quello di salvare vite umane, ma anche di assicurare la massima minimizzazione dei danneggiamenti.

Il dramma del terremoto - è bene ricordarlo - non è solo legato alle vittime che drammaticamente lo accompagnano, ma anche ai danni inferti a case ed opifici dichiarati poi inagibili, difficilmente riparabili se non a costi elevati, con la distruzione di posti di lavoro, del tessuto sociale, della storia stessa del territorio.

ANDIL
Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi
Aderente alla CONFINDUSTRIA
00161 Roma
Tel. 06/44236926
andil@laterizio.it
Via A. Torlonia, 15
Fax 06/44237930
www.laterizio.it

Il sisma in Emilia
Intervista a Guido Magenes*

Purtroppo ci risiamo: un nuovo terremoto ha scosso gli edifici e gli animi della gente, con una risposta degli emiliani che è stata ed è fantastica.
Se è possibile sostenere che, anche con riferimento alle vicende abruzzesi, si sia oramai diffusa in Italia una coscienza sismica di massa, al contrario sembra che la cultura di governo del territorio, che contraddistingue i Paesi (quali il Giappone e gli Stati Uniti) con rischi simili a quelli italiani, stenti ad affermarsi. Soprattutto nell'individuazione di quelle azioni che dovrebbero essere intraprese per ridurre i rischi della popolazione. Ne parliamo con il prof. Guido Magenes.

Professore, molti edifici storici tra quelli che hanno subito danni sono realizzati in muratura. È possibile intervenire su questa tipologia di costruzioni per evitare analoghi problemi in futuro?

I danni agli edifici storici in Emilia, in prima battuta, sembrano essere riconducibili a diversi fattori, fra i quali non sono tra l'altro da escludere la possibile presenza di componenti a bassa frequenza nel moto del terreno e la componente verticale del moto stesso. Si notano molti danni o collassi di strutture alte (campanili, torri) e in strutture con elementi architettonici snelli o campate di luci elevate (edifici con grandi aule come le chiese), insieme a collassi di porzioni di edifici caratterizzati da scarsi collegamenti d'insieme (ad esempio, ribaltamento di facciate) con danni in prevalenza alle porzioni alte, spesso legate a una inadeguata organizzazione dell'orditura del tetto (assenza o insufficienza di controventamenti e di collegamenti adeguati tra elementi lignei e tra muratura e copertura), e mancanza di idonei incatenamenti. Inoltre, nella muratura piena di mattoni, diffusa nelle zone colpite, la resistenza risente molto della qualità della malta e in alcuni casi anche della tessitura dei mattoni (disposizione di testa o di lista). Come per tutte le tecniche costruttive, la scarsa manutenzione ed il conseguente degrado dei materiali rappresentano altre importanti concause (molto frequenti negli edifici rurali).
In generale, è possibile intervenire sugli edifici storici per migliorarne il comportamento sismico; tuttavia, quando una struttura è stata concepita e costruita in assenza di una memoria storica di terremoti (come succede nelle zone in cui vi sono lunghi periodi di scarsa o modesta attività sismica) inevitabilmente presenta elementi di vulnerabilità che è più difficile correggere: ad esempio, quando la sezione muraria è decisamente insufficiente (pochi setti murari posti a grande distanza), o la tipologia architettonica è intrinsecamente più vulnerabile (torri alte e snelle), o la qualità della muratura è particolarmente scadente. In tali casi, le soluzioni e gli interventi diventano più complessi e più onerosi, e aumentano le difficoltà nell'individuazioni di tecniche che rispettino i principi della conservazione e del restauro del bene storico-architettonico.
In altri casi, invece, possono essere sufficienti interventi relativamente semplici sulle coperture, sui solai e sui collegamenti: con l'inserzione di catene

SEZIONE SOLAI
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI
LA GAZZETTA DEI SOLAI
Mensile di informazione tecnica su Solai, Murature e Divisori in Laterizio

e tiranti, in ogni caso, si ottiene un notevole miglioramento della sicurezza e delle prestazioni sismiche.

Per quanto riguarda gli edifici in muratura moderna, è possibile progettarli e costruirli in modo da resistere ad eventi sismici?

Nelle zone a bassa o moderata pericolosità sismica, un edificio moderno in muratura, anche ordinaria, può essere realizzato garantendo adeguati livelli di sicurezza. È importante conoscerne i principi fondamentali di progettazione e costruzione, come del resto vale per tutte le altre tecniche costruttive, e applicare le norme di riferimento. Per le zone a maggiore pericolosità sismica vi è, tra l'altro, anche la soluzione della muratura armata o confinata.
In relazione al terremoto dell'Emilia, vi sono casi di edifici di recente costruzione in muratura ordinaria che, pur in zona molto prossima all'epicentro, non hanno subito danni apprezzabili. Si tratta in genere di edifici residenziali a pochi piani, caratterizzati da una sufficiente "densità muraria", ovvero quantità di muri, costruiti con materiali di qualità adeguata e nel rispetto delle regole costruttive. Certamente anche le caratteristiche del moto del terreno e degli strati superficiali del suolo possono aver giocato un ruolo determinante nel mettere maggiormente in crisi le strutture con maggiore altezza e flessibilità, ma il fatto che edifici in muratura ben concepiti e ben costruiti possano avere un'ottima resistenza al sisma è cosa nota.
Alcune informazioni e immagini relative ai danni rilevati alle strutture in muratura (e non solo), possono essere trovate sul sito www.terremotoemilia.it, predisposto da EUCENTRE in collaborazione con diversi enti e con tecnici, rilevatori e ricercatori che hanno condiviso le informazioni raccolte nei sopralluoghi.

Come può il comune cittadino capire se l'edificio in cui vive è sicuro?

La risposta potrebbe essere, banalmente: rivolgersi ad un tecnico competente. È un po' come quando si hanno problemi di salute, ci si rivolge ad un medico. Tuttavia, sempre usando l'analogia con la professione medica, tutti sanno che esistono degli ambiti di specializzazione ed è quindi necessario che il tecnico, ingegnere o architetto, sia esperto di strutture e di progettazione sismica; cioè abbia avuto una formazione specifica e sia aggiornato sugli sviluppi più recenti del settore, che come tutti i settori tecnico-scientifici è in continua evoluzione. Ecco allora che la risposta banale si dimostra insufficiente: come fa il "comune cittadino" ad avere la garanzia che un tecnico abbia le competenze adeguate? Il mio personale parere è che l'abilitazione professionale degli ingegneri ed architetti è attualmente una garanzia troppo generica, e che sarebbe utile introdurre una abilitazione professionale specifica, o perlomeno dei percorsi formativi specifici e accreditati, come peraltro si fa per altre attività professionali, anche in ambito ingegneristico (ad esempio, la certificazione energetica degli edifici).

* Ingegnere, Master presso l'Università della California a San Diego, Dottore di Ricerca presso il consorzio Politecnico di Milano/Università di Pavia, Guido Magenes è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni e di Progetto e Riabilitazione delle Strutture in Muratura presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pavia, e coordinatore della Sezione Murature del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (EUCENTRE) di Pavia.

Intervista tratta da: http://www.ingenio-web.it/

Schede estratte dal "Rapporto preliminare sul rilievo dei danni dopo i terremoti dell'Emilia del maggio 2012", redatto dalla Sezione Strutture in muratura dell'EUCENTRE.

Comune: ***Finale Emilia (MO)***	*GPS:* ***N44.831937, E11.299328, lato SUD/EST***
Sopralluogo eseguito: ***30 Maggio 2012***	*Team:* ***G4***
Tipo edificio: ***Palazzo "storico", isolato, a 3 piani in muratura ordinaria***	
Tipo di danno: ***Collasso strutturale***	

Comune: ***Finale Emilia (MO), Fraz. Casoni di Sopra***	*Indirizzo:* ***via Casoni di Sopra,1***
GPS: ***N44.79950, E11.19247***	*Immagine:* ***IMG_2754***
Sopralluogo eseguito: ***29 Maggio 2012***	*Team:* ***Morandi - Manzini***
Tipo edificio: ***Villetta "moderna" unifamiliare, isolata, a 2 piani in muratura portante non armata in blocchi di laterizio semipieni (spessore 45 cm per le pareti perimetrali e 30 cm per le pareti interne portanti)***	
Tipo di danno: ***Nessun danno***	

Sisma in Emilia. Intervista a Claudio Modena

A. Di Fusco, ANDIL Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi

Dopo ogni evento sismico, l'attenzione si sposta inevitabilmente sulla normativa di riferimento, su un suo possibile adeguamento per rendere più sicure le future costruzioni. Resta però il problema di come intervenire sull'esistente e come mettere in sicurezza gli edifici danneggiati. Ne parliamo con Claudio Modena, professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il DICEA (Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale) dell'Università degli Studi di Padova.

Il DL n. 74 del 6 giugno 2012 ha fissato le regole per il rilascio del certificato di agibilità sismica delle costruzioni colpite dal terremoto emiliano: può esporre, in sintesi, quali sono le modalità e gli interventi previsti?

Il DL n. 74 del 6 giugno 2012, che recepisce (art. 3, comma 7) l'Ordinanza del Dipartimento alla Protezione Civile n. 2 del 2 giugno 2012, con riferimento agli edifici interessati da attività produttive, precisa un processo per gradi prevedendo:

a) un'*agibilità in via provvisoria* (art. 3, comma 8), che potrà essere rilasciata, in assenza di verifica di sicurezza effettuata ai sensi delle norme tecniche vigenti, nel caso non siano presenti, o dopo aver risolto, eventuali carenze strutturali dovute a:

1. mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali ed elementi strutturali orizzontali, e tra questi ultimi;
2. presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;
3. presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso;

b) un'*agibilità definitiva,* da ottenere, ai sensi del comma 7, tramite verifica di sicurezza effettuata ai sensi delle norme tecniche vigenti (cap. 8, Costruzioni esistenti, del DM 14/01/2008) e l'eventuale progetto di adeguamento (al 60% della sicurezza richiesta per un edificio nuovo – art. 3 comma 10) da redigere entro 6 mesi dalla data di entrata in vigore del decreto stesso. Gli eventuali interventi necessari ai fini del miglioramento sismico dovranno essere eseguiti entro ulteriori diciotto mesi.

È possibile indicare un sistema costruttivo semplice ed affidabile da utilizzare per i capannoni risultati non agibili, allo scopo di rinforzare e rendere sicure queste strutture per eventuali futuri terremoti?

Dal punto di vista tecnico, la situazione è molto critica, in quanto i capannoni progettati senza considerare le azioni simiche sono sostanzialmente labili, per la mancanza di collegamenti, e dotati di elementi strutturali caratterizzati da scarsa resistenza e rotture fragili: della base del pilastro, delle pareti del bicchiere e, infine, dello stesso plinto che tende a ribaltarsi.

Seguendo l'impostazione del DL 74, vale la pena anche qui di distinguere tra provvedimenti per l'*agibilità provvisoria* e *definitiva*. Per l'agibilità provvisoria, in particolare per la realizzazione dei collegamenti, si possono ipotizzare più soluzioni: con connessioni meccaniche (se il cls è poco armato c'è però il rischio che si rompa il pilastro, o le pareti del bicchiere, o il plinto); oppure, per esempio, si possono prevedere catene orizzontali che impacchettino le travi ai pilastri. Si può pensare di sfruttare, in via provvisoria, la pavimentazione, dove si è mostrata efficace, per evitare rotture del bicchiere e ribaltamenti, e quindi procedere al cerchiaggio della base del pilastro. Si dovrà anche provvedere alla messa in sicurezza di pannelli di tamponamento e scaffalature.

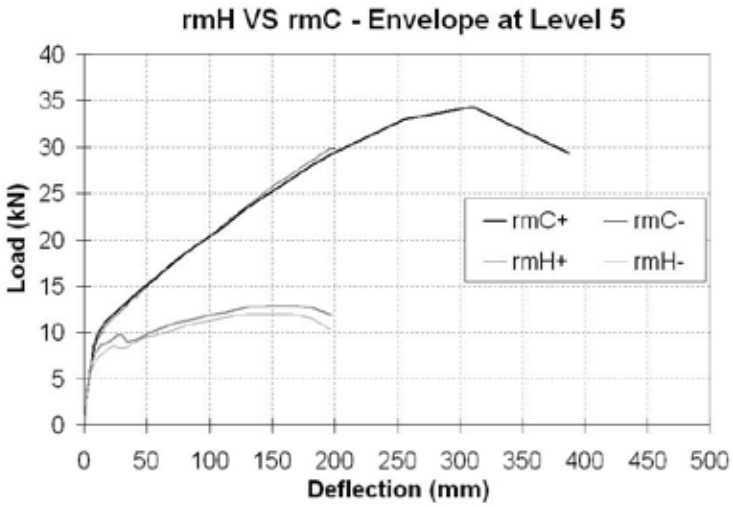
SEZIONE SOLAI
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI
LA GAZZETTA DEI SOLAI
Mensile di informazione tecnica su Solai, Murature e Divisori in Laterizio

Per il successivo *adeguamento definitivo*, gioca un ruolo decisivo aver fissato il limite dell'adeguamento stesso al 60% della resistenza del nuovo. Gli interventi da fare sono ovviamente gli stessi, ma resi più affidabili e definitivi, e quindi, una volta realizzati i collegamenti (può essere che a tal fine siano già sufficienti quelli messi in opera per l'*agibilità provvisoria*), sarà difficile far affidamento sulla pavimentazione come elemento strutturale, ed inoltre potrebbe risultare comunque insufficiente l'armatura dei pilastri e dei bicchieri.
Una soluzione utile potrebbe consistere nell'introduzione di sistemi di controventamento, tradizionali o di tipo diverso. Per esempio, si possono anche utilizzare sistemi di setti in muratura armata, lavorando sul perimetro dell'edificio. Nel corso di precedenti ricerche finanziate dalla Commissione Europea (progetto *DISWall, Developing Innovative System for Masonry Walls*, 2006-08), ed in collaborazione con aziende che hanno sede proprio in Emilia Romagna, abbiamo svolto presso l'Università di Padova test sperimentali sotto azioni orizzontali, oltre che su tradizionali sistemi per edilizia residenziale, anche su pareti alte in muratura armata di laterizio per edifici industriali, ottenendo prestazioni molto buone. Suggerimenti tecnici più specifici su altri sistemi, per la realizzazione dei singoli interventi, sono in via di pubblicazione tramite delle Linee Guida preparate da Reluis (Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

Altri edifici con importanti carenze strutturali dovranno essere verificati ai fini della sicurezza sismica. Ad esempio, per gli edifici in c.a. con una struttura portante sottodimensionata rispetto alla pericolosità sismica locale si sono potuti riscontrare anche gravi danneggiamenti delle tamponature: esistono delle opportune Linee Guida da seguire per la loro ricostruzione?

Anche il problema degli edifici a telaio in c.a. con tamponature in muratura è molto complesso. Da un lato, è facile riscontrare carenze a livello strutturale, legate all'epoca di progettazione, ma anche ad errori in fase progettuale (sbagliata concezione strutturale) o di esecuzione (difetti nei materiali o nei dettagli costruttivi). In questi casi, è necessario intervenire localmente mediante rinforzo di pilastri, travi e nodi. Non si deve dimenticare che, oltre al rinforzo locale, può addirittura essere vantaggioso intervenire con sistemi ed approcci che modifichino il comportamento complessivo della struttura. Alcune delle più comuni ed aggiornate tecniche di riparazione e rinforzo locale su elementi strutturali sono contenute nelle Linee Guida preparate da Reluis già in occasione del sisma che colpì L'Aquila nel 2009.
D'altra parte, anche nel caso di strutture in c.a. adeguatamente progettate nei confronti dell'azione sismica, se non si è presa in dovuta considerazione l'interazione tra struttura in c.a. ed elementi non strutturali, è possibile rilevare il danneggiamento diffuso di questi ultimi. Per evitare i danni alle tamponature, è possibile effettuare una serie di interventi non strutturali, che comprendono tecniche di collegamento perimetrale, di collegamento trasversale delle tamponature a doppia fodera e di rinforzo tout-court della muratura di tamponamento, in particolare per evitare il problema dell'espulsione fuori piano. Esempi di questo tipo sono contenuti nelle Linee Guida appena citate.
È chiaro che tali interventi hanno senso se la muratura di tamponamento non risulta già danneggiata, e quindi non necessita di essere sostituita. In questo caso, è utile prevedere l'utilizzo di tamponature dotate di un certo spessore, quindi robuste e più resistenti nei confronti delle azioni nel piano e fuori piano, eventualmente dotate di sistemi di armatura per il miglioramento del comportamento del pannello murario stesso e/o del collegamento al telaio. Ricerche sperimentali in questo senso sono in corso di svolgimento su sistemi armati presso l'Università di Padova e su altri sistemi in laterizio presso l'Università di Pavia, nell'ambito di progetti cofinanziati dal Piano Triennale Reluis e da aziende del settore. Nel caso dei sistemi armati, per i quali sono disponibili i risultati, si può valutare l'interazione tra telaio e tamponature in modo da utilizzare queste ultime come pareti d'irrigidimento, e integrare gli interventi di miglioramento del telaio con quelli di rinforzo/sostituzione dei tamponamenti danneggiati.

Intervista tratta da:
www.ingenio.web.it



Progetto di ricerca DISWall. Pareti in laterizio alte 6 m in scala reale: deformazione finale con spostamento massimo in testa pari a 387,6 mm.

Edificio industriale con tamponature in laterizio di altezza > 5 m, sito a Luzzara, circa 25 km dall'epicentro del sisma emiliano (29/5/2012). Vista esterna ed interna dello stabilimento dopo i recenti terremoti: nessun danno rilevato.

RETE DEI LABORATORI UNIVERSITARI DI INGEGNERIA SISMICA

Area Tematica 2 - 1 – Aspetti nella progettazione sismica delle nuove costruzioni
Task 3 – Costruzioni in muratura

OGGETTO DELLA RICERCA:

1. Nel caso di tamponature e rivestimenti in muratura collegati rigidamente alla struttura: valutazione degli intervalli di deformazione angolare interpiano che ci si possono attendere per l'azione sismica di progetto con riferimento a diversi livelli di pericolosità sismica del sito diversi stati limite prestazionali in configurazioni strutturali rappresentative di edifici pluripiano.

2. Definizione di correlazioni tra deformazione imposta nel piano della tamponatura e parametri meccanici che caratterizzano la risposta alle azioni fuori piano.

3. Individuazione delle condizioni progettuali (pericolosità sismica del sito, numero di piani dell'edificio, rigidezza delle strutture verticali) in cui è possibile/necessario ricorrere a soluzioni costruttive quali:
   a) Tamponatura/rivestimento in muratura rigidamente collegato alla struttura, senza particolari dettagli di rinforzo alla tamponatura stessa;
   b) Tamponatura rigidamente collegata alla struttura, con rinforzi alla tamponatura (reti da intonaco, armatura a traliccio, fibre..) e rivestimento rinforzato;
   c) Tamponatura/rivestimento disaccoppiati dalla struttura (per quanto riguarda le deformazioni nel piano) mediante giunti o collegamenti flessibili, in cui comunque è garantita la stabilità all'azione ortogonale al piano.

4. Sviluppo e verifica sperimentale (mediante prove statiche e dinamiche) di alcune soluzioni costruttive idonee alla limitazione del danno alle tamponatura.

Estratto dal Piano triennale RELUIS 2010/2013: obiettivi specifici riguardanti la ricerca sul comportamento sismico delle tamponature in laterizio, monostrato e pluristrato, con e senza rivestimento faccia a vista.

Alfonsina Angela Di Fusco*

Normativa e traguardi per le pareti in laterizio

Francesca da Porto è ricercatrice di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Padova, dove tiene il corso di Costruzioni in Zona Sismica. Le sue ricerche sono concentrate sul comportamento sismico di strutture in muratura moderne, realizzate con sistemi costruttivi innovativi, e sulle tecniche di rinforzo per strutture in muratura storiche.

Francesca da Porto

L'evoluzione normativa dovrebbe andare al passo con gli avanzamenti della ricerca. Ritiene che le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni riservino idoneo spazio al trasferimento tecnologico e alle integrazione di sistemi, opere e strumenti di ultima generazione?

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, in generale, hanno modificato molti aspetti della progettazione e realizzazione di opere, prevedendo anche innovazioni di notevole portata come la coerente introduzione del criterio di prestazionalità in luogo del carattere prescrittivo delle precedenti normative tecniche. Alcune tra le principali innovazioni riguardano la definizione del metodo semiprobabilistico agli stati limite quale procedimento per la valutazione della sicurezza delle strutture, e un insieme organico di indicazioni per quanto riguarda la progettazione e la costruzione di opere soggette all'azione sismica. Questa parte delle norme (cap. 7), insieme al capitolo che disciplina la valutazione della sicurezza e la progettazione, esecuzione e collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti (cap. 8), sin dalla pubblicazione del D.M. 14/09/2005 e dalle precedenti versioni delle Ordinanze Sismiche (OPCM 3274 del 20/03/2003 e OPCM 3431 del 03/05/05 in particolare), hanno visto l'introduzione delle maggiori innovazioni tecniche e metodologiche del panorama normativo e conseguentemente nel campo della progettazione, a livello nazionale. Per quanto riguarda l'integrazione di materiali e sistemi costruttivi differenti da quelli già presenti nella normativa, questa in parte è stata attuata in modo diretto (si pensi per esempio all'introduzione nelle Norme Tecniche dei dispositivi di isolamento sismico e/o dissipazione), e a ogni modo è stato introdotto un esplicito riferimento alla possibilità di utilizzare gli Eurocodici Strutturali pubblicati dal CEN. Un caso emblematico, in tale senso, è quello delle strutture in alluminio, disciplinate dall'EC 9, che tuttora non risultano contemplate dalla normativa nazionale. Inoltre, al capitolo 12 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, si fa riferimento anche alle istruzioni e ai documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.), che in generale possono fornire regole di progettazione e utilizzo, e quindi fungere da linee guida, in situazioni fortemente innovative, per materiali e strutture emergenti (si pensi all'impiego strutturale dei materiali compositi). Nel caso in cui un sistema costruttivo o un elemento strutturale non rientri in questa disciplina, è possibile ricorrere alla dichiarazione di idoneità all'uso rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP., che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Which perfomance goals, also related to the seismic safety, can be reached by a «traditional» material like clay brick? How can the results of scientific research go beyond some restrictions and be adopted by the legislation? Which innovative solutions are applicable to huge walls?

Il testo delle NTC08 è in revisione, oramai, da quasi due anni; quali sono le carenze e gli aspetti concettuali che andrebbero migliorati e adeguati rispetto alle più recenti innovazioni del settore delle murature strutturali e non?

Riporto un esempio relativamente a quanto già c'è nelle Norme Tecniche per le Costruzioni. Le costruzioni in muratura armata, di fatto, erano prima disciplinate solo nel contesto della normativa sismica (D.M. 16/1/1996, «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»), mentre il D.M. 20/11/87 («Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento») riguardava solo la muratura ordinaria. Ora le Norme Tecniche per le Costruzioni riportano un insieme coerente di regole di progetto e di dettaglio per le costruzioni in muratura armata, definite e rafforzate anche sulla base di nuove ricerche condotte a livello europeo, che hanno dato un notevole impulso a questo tipo di costruzioni. Allo stesso tempo, proprio nel corso dei recenti eventi sismici che hanno interessato l'area emiliana, tali strutture hanno fornito delle ottime prestazioni, dimostrando un adeguato livello di sicurezza e addirittura, nella stragrande maggioranza dei casi, non subendo alcun danno a dispetto delle elevate PGA (0,25-0,30g) che hanno caratterizzato le ripetute scosse di maggio e giugno 2012. Come per la muratura armata, quindi, ci si potrebbe auspicare che anche altri sistemi per murature strutturali già ampiamente utilizzati e testati, quali le murature con giunti non ordinari o le murature confinate, trovassero un'apposita e più chiara descrizione all'interno delle normative, nel rispetto di ragionevoli limitazioni di impiego da definirsi sulla base delle ricerche condotte e delle verifiche sperimentali provenienti dalla pratica. Insieme all'introduzione di sistemi costruttivi alternativi, le innovazioni del settore riguardano anche l'aggiornamento di regole di progettazione, o la definizione e validazione di regole di progettazione per situazioni speciali, come per le pareti alte, e di verifica per pareti di tamponatura.

L'industria dei laterizi è particolarmente attenta al tema della sicurezza sismica ed, a tale proposito, investe costantemente in ricerca e sviluppo al fine di produrre nuove soluzioni valide e affidabili. Come i risultati scientifici di questi studi possono superare alcune restrizioni ed essere recepiti dal testo normativo?

In parte la replica a questa domanda è già contenuta nella precedente risposta. Bisogna però sottolineare che negli ultimi anni, probabilmente, la più intensa attività di ricerca sul tema della sicurezza, e in particolare sulla sicurezza sismica, delle strutture in muratura, è stata svolta nell'ambito di grossi progetti finanziati dalla Comunità Europea. Mi riferisco a ESECMASE, «Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe», che ha visto la partecipazione di 26 partners tra cui 11 esecutori di ricerca (tra i quali l'Università di Pavia, Prof. G. Magenes), con un budget di circa 3.000.000 di euro, nell'ambito del 6° Programma Quadro (durato da giugno 2004 a giugno 2008), e a DISWALL, «Developing Innovative Systems for Reinforced Masonry Walls», coordinato dall'Università di Padova (Prof. C. Modena), a cui hanno partecipato 12 partners di cui 5 esecutori di ricerca, con un budget di oltre 1.000.000 di euro, sempre assegnati nell'ambito del 6° Programma Quadro (durato da gennaio 2006 a gennaio 2008). Recentemente, nel 7° Programma Quadro, è stato finanziato il progetto INSYSME, «Innovative Systems for Earthquake Resistant Masonry Enclosures in R.C Buildings», sul tema della sicurezza sismica delle tamponature e dei rivestimenti in edifici con struttura a telaio. Il progetto, ancora una volta coordinato dall'Università di Padova, vede la partecipazione di 16 partners, tra cui 7 università e centri di ricerca. Non stiamo quindi parlando di un solo comparto industriale che investe in ricerca, ma di un sistema di ricerca europeo e mondiale che sta producendo risultati sui temi della sicurezza delle strutture in muratura.

Sulla base delle conoscenze ed esperienze dell'Università Di Padova, può illustrare brevemente eventuali esempi di soluzioni innovative in laterizio applicabili anche a pareti di grandi dimensioni? A quali traguardi prestazionali può spingersi ancora un materiale «tradizionale» come laterizio?

All'Università di Padova abbiamo testato e analizzato soluzioni in laterizio armato per la costruzione di pareti di grandi dimensioni, in particolar modo pareti alte per edifici monopiano a destinazione industriale e commerciale, che trovano già applicazione in alcune strutture tipo palestre, edifici industriali destinati alla trasformazione e stagionatura di alimentari, etc. In queste soluzioni, l'armatura non solo migliora le prestazioni in condizioni di esercizio, ma può notevolmente incrementare le prestazioni delle pareti agli stati limite ultimi, consentendo per il calcolo l'utilizzo di modelli noti, con cui i progettisti hanno una certa confidenza. Questi sistemi, pensati per muratura portante, ma anche applicabili a sistemi di muratura di tamponatura o comunque non portanti, possono condurre a una sempre più larga applicazione della muratura, anche per soluzioni strutturali tradizionalmente concepite per essere realizzate con altri materiali.

I violenti e ripetuti terremoti del 2012 in Emilia hanno mostrato la vulnerabilità delle fabbricati industriali e le note difficoltà del costruito storico. Gli edifici moderni in laterizio, invece, hanno manifestato un comportamento sismico esemplare. Qual è la sua opinione in merito?

Si sta parlando di edifici in muratura portante fino a 3 piani, in muratura ordinaria, in generale con blocchi di laterizio a fori verticali, ma anche con diverse tipologie di giunto: blocchi rettificati con giunti orizzontali sottili. La muratura non armata di laterizio, di norma, è realizzata utilizzando blocchi di medio/grande spessore (tra 25 e 45 cm). In alcuni casi fabbricati raggiungono anche i 4 piani, e tra quelli sui quali sono stati eseguiti sopralluoghi, molti edifici sono realizzati in muratura armata (per altri dettagli sui sopralluoghi vedasi anche Bacchi et al., sul numero di dicembre 2012 di Progettazione Sismica). Tali edifici sono stati progettati secondo criteri antisismici, seguendo in alcuni casi il D.M. 16/1/1996 e per lo più le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni. I dettagli costruttivi sono adeguati e consentono di inibire le principali fonti di vulnerabilità tipiche delle strutture in muratura storica. Essi vanno dall'utilizzo di blocchi con una sufficiente robustezza e di forma regolare, alla limitazione sulla snellezza delle pareti, all'uso di connessioni efficaci all'intersezione tra muri e tra muri e solai/coperture attraverso l'esecuzione di cordoli in c.a. continui, alla realizzazione di diaframmi che possiedono una sufficiente rigidezza nel piano, oltre che alla concezione, in termini più generali, di strutture dotate di una certa regolarità. Complessivamente, quindi, si sta parlando di edifici di dimensioni medio-piccole, dotate di buona regolarità strutturale, e concepiti e realizzati con una serie di dettagli costruttivi che favoriscono lo sviluppo di un adeguato comportamento scatolare d'insieme. Alla luce di queste premesse, il buon comportamento sismico mostrato dalla maggior parte di queste strutture non deve stupire. ¶

*Alfonsina Angela Di Fusco
Andil, Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi

Normativa di riferimento

Paolo Morandi, Guido Magenes
Università degli Studi di Pavia, EUCENTRE Pavia
paolo.morandi@unipv.it / guido.magenes@unipv.it

Andrea Penna
EUCENTRE Pavia
andrea.penna@eucentre.it

COSTRUZIONI IN MURATURA DI LATERIZIO

La progettazione **sismica** secondo le NTC 2008

Seismic design of clay unit masonry buildings according to NTC 2008 *This paper deals with the most significant points of the DM 14/1/2008 on the design of masonry buildings with particular reference to clay unit masonry, focusing primarily on the seismic design chapter. Some critical reflections on the innovative aspects introduced in the current code and on the issues that are of dubious interpretation when applied to masonry buildings are reported*

Il quadro normativo nazionale relativo alla progettazione antisismica delle strutture è stato caratterizzato da frequenti aggiornamenti a partire dall'emanazione dell'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003 fino all'approvazione del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC 2008).

L'OPCM 3274 del 2003, che aveva introdotto una serie di importanti innovazioni nella progettazione sismica degli edifici, in particolare delle costruzioni in muratura, era stata concepita come una normativa di transizione dal vecchio sistema normativo nazionale all'assetto normativo basato sugli Eurocodici.

Tuttavia, il testo dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274, approntato in condizioni di urgenza a seguito del terremoto del Molise del 2002 presentava una serie di problemi che avrebbero potuto avere una ricaduta fortemente negativa sull'industria delle costruzioni in muratura in Italia. Tra i principali punti controversi vi era un aumento notevole dell'azione sismica di progetto da utilizzare nell'analisi elastica (principalmente legato alla scelta del fattore di struttura).

A tal proposito, l'adozione delle azioni di progetto e del relativo fattore di struttura derivava direttamente dalle raccomandazioni dell'Eurocodice 8 (EC8) che, come è noto, è stato approvato in sede CEN nella sua versione definitiva (Dicembre 2003). Si sottolinea tra l'altro come il valore q=1.5 del fattore di struttura per le costruzioni in muratura ordinaria adottato dall'OPCM e raccomandato dall'EC8 circolasse da più di vent'anni in ambito tecnico-normativo nazionale ed europeo. Nell'applicazione della norma con questo livello di azione sismica emergeva in modo evidente come con i metodi di analisi lineare elastica non fosse sostanzialmente possibile soddisfare le verifiche di sicurezza di qualunque edificio che non fosse in zona 4 (ex zona "non sismica"), in contraddizione con l'esperienza e le evidenze sperimentali.

Un contratto di ricerca tra ANDIL e EUCENTRE (Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, con sede a Pavia) attivato nella primavera 2003 ha consentito di svolgere studi approfonditi per una verifica ed un miglioramento della normativa, in particolare sul problema della definizione dei fattori di struttura e dei metodi di analisi e verifica per gli edifici in muratura. Tali studi hanno costituito un contributo fondamentale alla revisione dell'Allegato 2, culminata nell'emanazione dell'OPCM 3431 del 3/5/2005, che costituisce la principale ricaduta della ricerca e che ha fornito una soluzione a gran parte dei problemi sopra menzionati.

La normativa costituita dal testo coordinato delle OPCM 3274, 3316 e 3431 ha quindi costituito un riferimento fondamentale per l'emanazione delle NTC 2008. Dapprima, il D.M. 14 settembre 2005 ha fatto esplicito riferimento a tale documento, successivamente il D.M. 14 gennaio 2008, con le opportune precisazioni della Circolare Ministeriale n. 617 del 3 febbraio 2009, ne ha recepito impostazione e contenuti. Il risultato, pur richiedendo al lettore qualche sforzo nella corretta comprensione di alcuni aspetti (chiari solo a chi conosca norme e circolare nella loro interezza), è una norma moderna e nel complesso coerente che sicuramente introduce alcuni significativi cambiamenti nell'approccio alla progettazione sismica degli edifici in muratura.

Alcuni elementi di novità delle attuali norme sono il risultato dell'interazione tra fra il mondo accademico, professionale, industriale e istituzionale, e di una intensa attività di ricerca che è stata svolta a verifica e a supporto della normativa stessa.

In questo articolo, che consiste in uno sviluppo ed un ampliamento del testo di Magenes e Penna 2010, si descrivono i punti più significativi del D.M. 14 Gennaio 2008 sulla progettazione delle costruzioni in muratura con particolare riferimento alle murature in laterizio, focalizzando l'attenzione principalmente sul capitolo 7.8 relativo alla progettazione sismica.

REGOLE GENERALI, PREMESSA

Nella premessa alle regole generali si ricorda che le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto riportato ai cap. 4.5 e 11.10 delle NTC 2008, in particolare per quanto concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.
Nel cap. 7.8 vengono quindi riportate disposizioni aggiuntive a quelle valide in senso generale riportate nei cap. 4 e 11. Non si può dunque prescindere dal riportare alcune brevi considerazioni sugli aspetti innovativi e maggiormente significativi introdotti nelle Norme Tecniche per quel che riguarda la progettazione di costruzioni in muratura per azioni non sismiche (cap. 4.5) e la valutazione dei parametri meccanici dei materiali murari (cap. 11.10). Un discorso a parte merita invece l'introduzione al cap. 7 "Progettazione per azioni sismiche" che disciplina la progettazione delle costruzioni in zona 4 e che, al momento della stesura del presente articolo, risulta di dubbia interpretazione quando applicato alle strutture in muratura.

Indicazioni per la progettazione di costruzioni di muratura soggette ad azioni "non sismiche" (capitolo 4.5)

Il capitolo 4.5 fornisce indicazioni sui materiali, sulle caratteristiche tipologiche, sulla valutazione delle caratteristiche meccaniche, sull'organizzazione strutturale, sui dettagli costruttivi, sulle analisi e verifiche di sicurezza delle costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura soggette ad azioni non sismiche.
Sostanzialmente vengono riprese molte delle indicazioni già presenti nel D.M. del 20 novembre 1987 (Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento) con l'aggiunta di regole e dettagli relativi alla muratura armata (paragrafo 4.5.7) che, nel passato, era stata disciplinata solamente nelle normative per le costruzioni in zona sismica, originariamente con il D.M. del 16 gennaio 1996 (Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche) e recentemente nelle Ordinanze 3274 e 3431.
Nel paragrafo 4.5.6.4 "Verifiche alle tensioni ammissibili" sono riportati i criteri per consentire il progetto, in presenza di azioni non sismiche, con un dimensionamento semplificato senza verifica estesa (edificio o costruzione "semplice"), limitandosi al rispetto dei requisiti da a) ad f) ed alla verifica dell'espressione (4.5.13). Si ricorda tuttavia che le situazioni in cui è possibile applicare il metodo delle tensioni ammissibili è chiarito nel capitolo 2, per le quali si rimanda chiaramente al D.M.'87. Relativamente alle costruzioni "semplici" descritte nel paragrafo 4.5.6.4, la Circolare Ministeriale n. 617 ha successivamente puntualizzato la necessità di rispettare le aree minime di pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale specificate nella tabella 7.8.III del capitolo delle costruzioni in zona sismica che riporta, tra l'altro, percentuali valide anche per valori di accelerazione di picco al terreno inferiori a 0.07g e quindi coerenti con la pericolosità sismica della zona 4.
Questa precisazione della Circolare ha colmato l'assenza (tra l'altro molto rischiosa) di una percentuale minima di pareti resistenti nelle due direzioni, peraltro già prescritta nel D.M.'87. Si sottolinea infine che i requisiti per l'applicabilità del metodo semplificato dell'edificio o costruzione "semplice" per le verifiche ai carichi non sismici (azioni verticali e vento), garantiscono un buon comportamento d'insieme della struttura senza risultare eccessivamente stringenti; questi aspetti rendono il metodo dell'edificio "semplice" particolarmente attraente tra i progettisti in quanto rapido, efficace e di semplice applicazione.
E' bene ricordare tuttavia che il rispetto dei requisiti da a) ad f) e la verifica della (4.5.13) non garantiscono il progettista nei confronti di eventuali problemi "locali" come quello ad esempio della eccessiva compressione sotto carichi concentrati (si pensi ad una trave in c.a. in appoggio diretto su una parete in muratura ad essa trasversale), che devono essere prevenuti e risolti con adeguati accorgimenti costruttivi o eventuali verifiche locali.

Costruzioni in zona 4: introduzione al capitolo 7

Quanto riportato nell'introduzione al capitolo 7 "Progettazione per azioni sismiche" relativamente alle costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4, richiede qualche riflessione critica. Difatti non sembra al momento esserci univocità di interpretazione in merito a cosa le NTC 2008 ammettano in zona 4 per le murature, in particolare come materiali e tecniche costruttive (tipi di blocchi, di giunti etc.). Il primo problema è costituito dall'ambiguità, per quanto riguarda le costruzioni in muratura, dell'introduzione al capitolo 7 delle norme, relativa alle costruzioni in zona a sismicità molto bassa (zona 4). Il testo delle NTC 2008 recita infatti: ***"Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:***

- ***i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6; (ovvero i diaframmi possono essere considerati come infinitamente rigidi nel piano)***
- ***gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla classe di duttilità "B" quale definita nel § 7.2.1;***
- ***le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel §3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1)$ = 0,07g per tutte le tipologie."***

La seconda condizione non è applicabile agli edifici in muratura, in quanto per essi non esiste una classe di duttilità B o A, e quindi resta il dubbio se le semplificazioni in zona 4 siano ammesse per la muratura e quali dei requisiti riportati nel capitolo 7 (requisiti sui materiali, dettagli costruttivi) debbano essere rispettati e quali no. La Circolare n. 617 non è d'aiuto su questo punto.

Con riferimento sia al quadro normativo precedente che all'impostazione degli Eurocodici (6 e 8) sembra naturale pensare che lo spirito della norma sia quello di semplificare la progettazione in zona di sismicità molto bassa, e quindi che anche per la muratura sia possibile seguire le regole del cap. 4 senza considerare le prescrizioni del cap. 7.8. Peraltro, se ciò non fosse, non si avrebbe alcun vantaggio nell'applicazione di quanto riportato all'introduzione del cap. 7. Infatti, se in zona 4 si dovessero rispettare tutti i requisiti costruttivi del cap. 7, sarebbe più conveniente per il progettista applicare in toto il cap. 7 anche per l'analisi e la verifica. Difatti l'analisi lineare statica equivalente è sempre ammessa per gli edifici in muratura, e con i valori di ag ed i fattori di struttura q del cap. 7.8 la forza sismica totale di progetto sarebbe nella maggior parte dei casi più bassa di 0.07 volte il peso della struttura. Sembra quindi più ragionevole una interpretazione secondo quanto segue, e cioè che le costruzioni in muratura in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni che:

- **i diaframmi orizzontali possano essere considerati rigidi nel piano rispettando quanto descritto al § 7.2.6;**
- **le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1)$ = 0,07 g per tutte le tipologie.**

Seguendo questa strada, le regole del capitolo 7 potrebbero non essere applicate, ad eccezione di quanto specificato nel punto 7.2.6 per i diaframmi.

Dal punto di vista delle tipologie murarie, sarebbero quindi ammessi in zona 4 anche blocchi con percentuale di foratura maggiore del 45%, ma comunque inferiore al 55%, e con resistenze f_{bk} e minori rispettivamente di 5 MPa e di 1.5 MPa, purché siano rispettati i requisiti del capitolo 4 e 11. Analogamente, in zona 4 sarebbero ammesse murature con giunti verticali a secco (non riempiti di malta), con blocchi di tipo normale o rettificato, e giunti orizzontali di tipo tradizionale (spessore da 5 a 15 mm) oppure di tipo sottile (secondo la classificazione della EN 1996-1-1, con spessore compreso tra 0.5 e 3 mm).

Valutazione dei parametri meccanici delle murature (capitolo 11.10)

Per quanto riguarda la valutazione di parametri meccanici delle murature, è bene ricordare che nel capitolo 11 delle NTC 2008, punto 11.10.3, le correlazioni empiriche fornite tra proprietà meccaniche dei blocchi e della malta e resistenza caratteristica a compressione (fk) e a taglio (fvk) della muratura (tabelle 11.10.V, 11.10.VI, 11.10.VII) sono valide solo per murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Nel caso quindi di murature che non rientrano in quest'ultima tipologia, è necessario procedere alla sperimentazione diretta (nelle figure 1a e 1b sono riportate alcune delle prove di caratterizzazione da effettuare sulla muratura), secondo quanto riportato al § 11.10, o in alternativa rifarsi a "normative di comprovata validità" (§ 4.5.6.2). In conformità con quanto specificato al Capitolo 12, si intendono coerenti con i principi alla base delle NTC le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

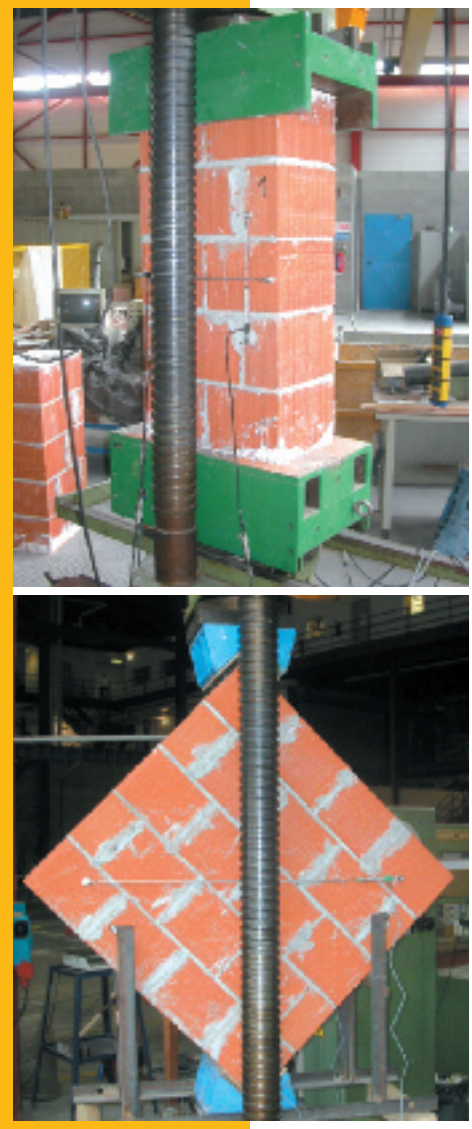
- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

La EN 1996-1-1 (Eurocodice 6) fornisce indicazioni per definire le resistenze caratteristiche a partire dalle proprietà degli elementi e della malta, per i diversi spessori di giunto, anche nel caso di giunti verticali a secco (si ricorda in particolare che nel caso di giunti verticali a secco la resistenza caratteristica a taglio della muratura assume valori inferiori che per il caso di giunti verticali riempiti, § 3.6.2 di EN 1996-1-1).

Un'altra situazione in cui la EN 1996-1-1 è un importante riferimento è relativamente all'uso di letti (giunti orizzontali) di malta interrotti, nella quale gli elementi di muratura sono disposti su due o più strisce uguali di malta ordinaria. Tale pratica costruttiva è spesso seguita per migliorare le caratteristiche di isolamento termico, e in tal caso la resistenza della muratura va opportunamente ridotta (EN 1996-1-1, § 3.6.1.3 e § 3.6.2). Se ciò non fosse previsto in fase progettuale, l'uso di giunti interrotti non dovrebbe essere consentito in cantiere.

Per quanto riguarda invece le prove di accettazione in cantiere, un'importante novità introdotta nel capitolo 11.10 è data dall'obbligatorietà, da parte del Direttore dei Lavori, di effettuare prove di compressione su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre blocchi (le modalità di prova sono riportate nella UNI-EN 772-1); nel D.M.'87 era invece lasciata facoltà al Direttore dei Lavori di eseguire o meno tale controllo di accettazione. Infine, per quanto riguarda la determinazione della resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{vk0}, la norma introduce le prove di taglio su triplette, con riferimento alla UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, alla UNI EN 1052-4:2001.

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio f_{vk0} può comunque continuare ad essere valutata anche con prove di compressione diagonale (figura 1b) su n muretti (n = 6), come peraltro già prescritto nel D.M.'87, prestando però attenzione all'utilizzo di espressioni coerenti con il parametro da misurare ed ai limiti di applicabilità di tale prova su alcune tipologie murarie "moderne" come, ad esempio, le murature con giunti verticali a secco.



1 - Prove sperimentali su muretti realizzati in blocchi di laterizio semipieno (Morandi e Magenes, 2009a). **Prova di compressione verticale (a) e diagonale (b).**

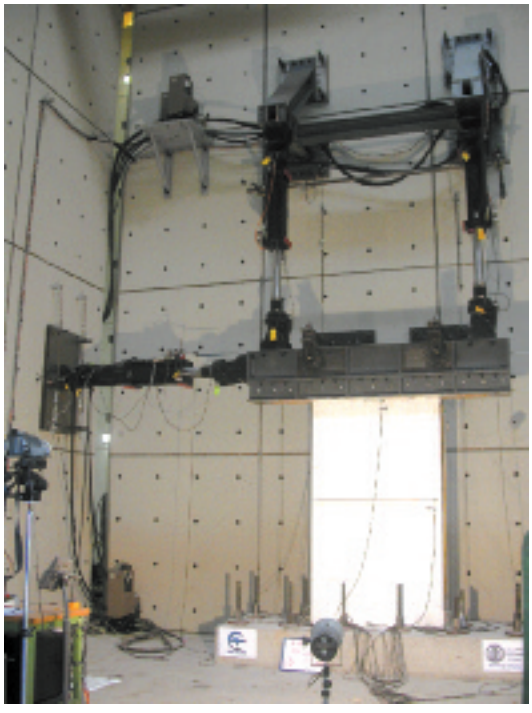
MATERIALI : § 7.8.1.2

Ai fini della progettazione sismica, è precisato che gli elementi da muratura devono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine si prescrivono un limite superiore alla percentuale di foratura degli elementi artificiali (45%), dei limiti inferiori alla resistenza caratteristica degli elementi in direzione verticale ed orizzontale, e si richiede che gli eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro siano continui e rettilinei (le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature). Inoltre si richiede che i giunti orizzontali e verticali siano riempiti con malta. Queste prescrizioni scaturiscono dal fatto che gran parte delle ipotesi di calcolo (in particolare i fattori di struttura, legati alle capacità deformative e dissipative del sistema) si basano su validazioni sperimentali riferite a muratura con elementi di adeguata robustezza e giunti integralmente riempiti di malta (relativamente ai giunti verticali, si ricorda che secondo la EN 1996-1-1, § 8.1.5 (3), nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento su tasche per riempimento di malta, i giunti perpendicolari possono considerarsi riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto, su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento stesso).

Tuttavia, relativamente alle caratteristiche di robustezza dei blocchi, si nota che sono stati rimossi dalle norme i requisiti relativamente agli spessori minimi dei setti, laddove nel DM'87 erano presenti prescrizioni sulle distanze minime tra i fori e tra i fori e il bordo esterno. Per quanto sembri aperta la strada all'utilizzo di elementi a setti sottili, sia in zona 4 che nelle zone a maggiore pericolosità sismica, è opportuno ricordare che i riferimenti sperimentali principali riguardano murature costruite con elementi caratterizzati da setti interni con spessore di almeno 7-8 mm e cartelle esterne con spessore di almeno 10 mm.

Le esperienze in merito al comportamento sismico di blocchi con spessori dei setti inferiori sono finora estremamente limitate e non particolarmente incoraggianti per quel che riguarda la fragilità della rottura. Si ritiene pertanto che l'uso di elementi con setti di spessore inferiore sia da evitare in attesa di informazioni sperimentali più complete.

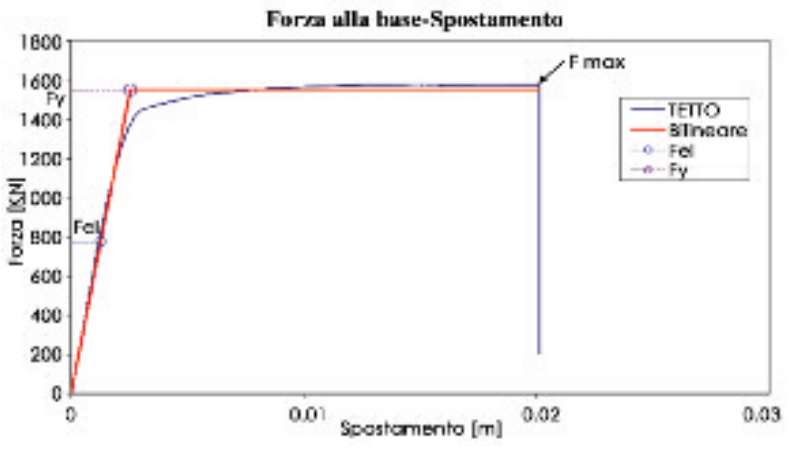
Peraltro, nell'ottica della filosofia prestazionale che si cerca di perseguire nelle moderne normative, nelle Norme Tecniche al § 7.8.1.2 si precisa che "l'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici". Si ammette quindi che possano essere utilizzati materiali o tipologie diverse per cui si disponga di una omologazione (Certificato di Idoneità Tecnica) rilasciato sulla base di una documentazione sperimentale della loro idoneità. E' evidente la rilevanza di questa precisazione nel contesto attuale in cui si sta procedendo alla verifica sperimentale sistematica del comportamento sismico di murature quali ad esempio quelle con blocchi ad incastro con giunti verticali a secco (Frumento et al., 2009, Modena et al., 2005, da Porto et al., 2009), oppure altre nuove tipologie che mirano ad ottimizzare le prestazioni termiche. Il comportamento sismico nel piano di una muratura può essere valutato attraverso l'esecuzione di prove sperimentali cicliche di compressione e taglio su singole pareti; nella **figura 2** si riporta il sistema di prova realizzato presso il laboratorio di EUCENTRE a Pavia.



2 - Sistema per prove cicliche pseudo-statiche per la valutazione del comportamento sismico nel piano di pareti in muratura di laterizio (Morandi e Magenes, 2009a).

MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA : § 7.8.1.3

Come già l'OPCM 3431, il D.M. 14 gennaio 2008 riporta un'importante innovazione nella definizione dei valori da adottare per il fattore di struttura q nell'analisi elastica lineare. L'importanza della modifica è di ordine sia concettuale che pratico. Si introduce infatti anche nell'ambito delle costruzioni in muratura il "rapporto di sovraresistenza" che maggiora il fattore di struttura "di base". Tale innovazione porta ad un innalzamento significativo del valore del fattore di struttura, che a titolo di esempio per edifici multipiano regolari in muratura ordinaria sale fino a 3.6, ottenuto come prodotto di un rapporto di sovraresistenza di 1.8 moltiplicato per un q_o di base di 2.0. L'introduzione del rapporto di sovraresistenza anche per gli edifici in muratura trae la giustificazione da un esteso lavoro di simulazione numerica con metodi lineari e non lineari eseguito, in parte, nell'ambito della ricerca ANDIL-EUCENTRE (Magenes e Morandi, 2006a e 2006b, Magenes, 2006, Morandi e Magenes, 2009b), che ha chiarito il rapporto che sussiste fra la verifica di resistenza eseguita mediante il calcolo elastico lineare ed il comportamento allo stato limite ultimo sotto l'azione sismica. Sinteticamente, con riferimento alla **figura 3**, il valore di forza F_{el} rappresenta il valore del taglio totale alla base corrispondente alla "rottura" del primo elemento murario in una analisi lineare, laddove per "rottura" si intende il raggiungimento della massima resistenza, in termini di forze interne, che l'elemento può opporre alla deformazione richiesta.



3 - Rappresentazione della risposta taglio alla base -spostamento in sommità di un edificio in muratura sottoposto ad una "analisi di spinta" (pushover).

Tale situazione in realtà non rappresenta una condizione ultima della struttura, in quanto l'elemento in muratura "rotto" non ha un comportamento perfettamente fragile, ma ha una capacità deformativa ulteriore, sufficiente per consentire alla struttura di sostenere forze crescenti incrementando le sollecitazioni su altri elementi strutturali. La "resistenza ultima" della struttura in termini di forze resistenti viene raggiunta per valori ben superiori a F_{el}. Una serie di analisi parametriche su numerose configurazioni di edifici correnti ha consentito di valutare il valore del rapporto di sovraresistenza F_y / F_{el} (o, in modo equivalente, usando la simbologia delle Norme Tecniche e dell'EC8, α_u / α_1) per soluzioni in muratura ordinaria e armata, mettendo in evidenza una grande variabilità di tale rapporto, con valori che nella maggioranza dei casi degli edifici in muratura ordinaria sono superiori a 2. Il valore numerico del rapporto dipende fondamentalmente dalla possibilità di ridistribuzione delle azioni interne, e quindi dalla configurazione strutturale, ovvero dalla geometria e disposizione di muri ed aperture, nonché da altri fattori quali la presenza e le proprietà di elementi orizzontali di accoppiamento fra i montanti murari, quali solai e cordoli (si ricorda a tal fine che viene sempre richiesta la realizzazione di cordoli di collegamento in c.a.) e dai criteri di resistenza adottati nella normativa e quindi nel modello.

E' sicuramente il caso di ricordare come la presenza della sovraresistenza negli edifici in muratura sia stata giustificata anche mediante un riesame critico delle sperimentazioni dinamiche su prototipi di edifici (Benedetti, 2004).

ANALISI LINEARE STATICA : § 7.8.1.5.2
ANALISI DINAMICA MODALE : § 7.8.1.5.3

La ricerca ha inoltre consentito di approfondire ulteriormente le problematiche legate all'analisi elastica lineare degli edifici in muratura, mettendo in evidenza come spesso la distribuzione delle azioni interne allo stato limite ultimo di un edificio in muratura differisca in modo molto apprezzabile dalla distribuzione ottenuta dall'analisi lineare, come conseguenza della ridistribuzione delle azioni che avviene a seguito del progressivo raggiungimento della capacità resistente dei diversi elementi strutturali. L'utilizzo di un unico coefficiente di sovraresistenza cautelativo per tutti gli edifici non risolve il problema della verifica elastica di quelle configurazioni strutturali caratterizzate da fattori di sovraresistenza elevati, superiori a 2. Risulta quindi opportuno e pienamente accettabile l'uso della analisi elastica con ridistribuzione, come peraltro previsto anche nell'EC8. I limiti imposti alla ridistribuzione nell'EC8 sono, tuttavia, molto severi, pur senza base razionale. Essi hanno infatti origine da studi relativi a strutture intelaiate in cemento armato e non sussiste quindi una giustificazione per la loro adozione nel caso degli edifici in muratura. Le NTC08 propongono limiti abbastanza ampi, che consentono una notevole libertà di ridistribuzione delle azioni, in migliore accordo con le risultanze delle analisi non lineari.
In sintesi, la definizione dei nuovi fattori di struttura, unitamente ai nuovi limiti per la ridistribuzione delle azioni a seguito dell'analisi lineare, consente di ottenere anche con l'analisi lineare dei risultati che sono maggiormente coerenti con quelli ottenuti con i metodi non lineari, per quanto mediamente più cautelativi. I notevoli limiti dell'analisi elastica lineare quando applicata agli edifici in muratura mettono in forte dubbio l'effettiva maggiore accuratezza di una analisi lineare dinamica multimodale rispetto all'analisi lineare statica equivalente. Per tale motivo il documento normativo consente la possibilità di applicare l'analisi statica lineare anche nel caso di edifici in muratura irregolari in elevazione, a patto che si consideri come massa partecipante l'intera massa dell'edificio (ovvero che si ponga nel calcolo dei coefficienti per l'equazione 7.3.6 del § 7.3.3.2 il coefficiente $\lambda = 1.0$).

ANALISI STATICA NON LINEARE : § 7.8.1.5.4

L'inadeguatezza dell'analisi elastica lineare nel cogliere la realtà fisica del comportamento ultimo delle strutture murarie, la tendenza dell'analisi lineare a fornire risultati penalizzanti e sovente irrealisticamente cautelativi, la conseguente necessità di fare ricorso alla ridistribuzione, rendono i metodi non lineari particolarmente attraenti anche per la pratica professionale, soprattutto quando i metodi a macroelementi attualmente disponibili e consentiti dalla normativa, fra i quali l'approccio a telaio equivalente, rendono ormai possibile l'analisi statica non lineare di interi edifici con un onere computazionale modesto e comunque alla portata dei comuni PC. E' ormai appurato che la disponibilità di software adeguati di tipo non lineare costituisce il presente e il futuro del calcolo delle costruzioni in muratura in zona sismica, così come nel passato i metodi non lineari semplificati di tipo "POR" (o “a meccanismo di piano”) hanno costituito uno strumento di ampio utilizzo in ambito professionale, proprio in conseguenza dei limiti dell'analisi elastica lineare.
Rispetto alla procedura di analisi statica non lineare definita in generale nel § 7.3.4.1 delle Norme Tecniche, l’applicazione dell'analisi statica non lineare agli edifici in muratura richiede modalità specifiche: per questo è chiarito in modo esplicito come per gli edifici in muratura non valga la limitazione della massa partecipante sul primo modo di vibrazione al 75% (ridotta al 60% al paragrafo 7.8.1.5.4). Analogamente, il § 7.8.1.6 introduce la definizione del tratto lineare della curva bilineare equivalente come secante al 70% della resistenza massima (anziché 60% come nella metodologia generale suggerita al § C7.3.4.1 della Circolare n. 617 per tutte le altre tipologie strutturali) e la limitazione a 3 del rapporto tra il

taglio alla base per un sistema indefinitamente lineare e il taglio alla base resistente. La Circolare n. 617 (§ C.7.1.5.4) precisa, inoltre, che la verifica, eseguita esclusivamente in termini gli stati limite di spostamento, deve essere effettuata per lo stato limite di danno, identificato come lo spostamento minore tra quello che porta al raggiungimento di un valore limite della deformazione angolare di interpiano (0.003) e quello corrispondente alla resistenza massima, e per lo stato limite ultimo, identificato da una perdita di resistenza non superiore al 20% della resistenza massima (anziché al 15% come per le altre tipologie strutturali).

VERIFICHE FUORI PIANO DI PARETI MURARIE

Nelle NTC 2008 si specifica che le verifiche fuori piano di pareti murarie possono essere effettuate separatamente sia nel caso di utilizzo di analisi globali lineari che non lineari (in quest'ultimo caso la precisazione è riportata nella Circolare n.617). Per tali verifiche, come specificato al § 7.8.1.5.2, si possono adottare le forze equivalenti indicate al punto 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a S_a/q_a volte il peso della parete. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti della Tabella 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a.
Il momento ultimo resistente fuori piano per pareti in muratura non armata può essere calcolato, come indicato al § 7.8.2.2, assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza a compressione pari a $0.85 \cdot f_d$, trascurando la resistenza a trazione della muratura. Tuttavia, è importante sottolineare che le pareti in muratura, in particolare quelle non armate, possono essere sensibili ad effetti del secondo ordine a causa della relativa snellezza nei confronti delle azioni fuori dal piano unita alla trascurabile resistenza a trazione. Un procedimento semplificato per la valutazione di tali effetti è stato proposto e sviluppato da Morandi et al. (2008) su pareti in muratura ordinaria; tale metodo si basa sulla valutazione di un coefficiente f_M riduttivo dei momenti resistenti del primo ordine, che dipende dalla snellezza della parete, dal carico verticale applicato e dal modulo di elasticità E della muratura.

FONDAZIONI : § 7.8.1.8

Secondo le Norme Tecniche le strutture di fondazione devono essere realizzate in c.a., continue e senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti e devono essere progettate seguendo i criteri esposti nel § 7.2.5.
Oltre a queste disposizioni, si precisa che, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato, esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

COSTRUZIONI SEMPLICI : § 7.8.1.9

Nella definizione di costruzione "semplice" non sono state introdotte modifiche sostanziali rispetto al testo coordinato delle due ordinanze. L'unica importante novità è che le Norme Tecniche non consentono più l'applicazione del metodo della costruzione semplice per strutture ricadenti in zona sismica 1. La tabella 7.8.III, relativa alla percentuale minima di muri resistenti, modula le percentuali non in base alla zona sismica, ma, coerentemente con la definizione dell'azione

sismica, all'accelerazione di ancoraggio dello spettro elastico, che dipende anche dalle caratteristiche del terreno e dall'eventuale fattore di amplificazione topografica. In generale, i requisiti riportati in questa sezione e i criteri per l'analisi elastica lineare rendono maggiormente coerenti tra di loro i risultati delle analisi lineari, delle analisi non lineari e i requisiti degli edifici semplici.
Si sottolinea infine che le NTC 2008 non escludono esplicitamente la possibilità di applicare il metodo della costruzione "semplice" nel caso di strutture appartenenti alle classi d'uso III e IV (costruzioni strategiche e/o rilevanti); le Norme riconoscono dunque che il rispetto di tutte le condizioni richieste alle costruzioni semplici garantisce la realizzazione di configurazioni strutturali adeguate che possiedono un comportamento sismico globale soddisfacente, per qualsiasi classe d'uso. La classe d'uso dell'opera si riflette difatti in un aumento dell'azione sismica di progetto, ovvero dell'accelerazione di picco del terreno a_gS da utilizzare nella tabella 7.8.III ed in un conseguente aumento dell'area complessiva di pareti resistenti al sisma.
E' certo il caso di sottolineare come un edificio che rispetti le condizioni geometriche, costruttive, di regolarità e di area minima di muro nelle due direzioni, come quelle prescritte per l'edificio semplice, ha molto probabilmente un comportamento sismico migliore rispetto ad un edificio "calcolato" con i metodi e le verifiche estese ma che non rispetta le condizioni di regolarità. Quanto più un edificio in muratura è irregolare, tanto meno i nostri metodi di calcolo risultano affidabili nel prevederne la risposta sismica, e non va quindi enfatizzata eccessivamente la funzione del "calcolo" come garanzia di sicurezza a fronte di altre fondamentali scelte quali una corretta configurazione strutturale e la cura dei dettagli costruttivi.
Tuttavia, una interpretazione cautelativa delle Norme potrebbe suggerire l'opportunità di effettuare il calcolo "esteso" anche su quelle strutture che, sebbene appartenenti alla categoria di costruzioni "semplici", prevedano funzioni pubbliche strategiche importanti o affollamenti significativi (per es. gli istituti scolastici), in particolare al fine di verificare alcune situazioni locali che potenzialmente possono essere fonte di rischio (ad esempio la stabilità fuori piano di muri cosiddetti "secondari", ovvero non resistenti al sisma, che non rispettano i requisiti geometrici di Tabella 7.8.II).

RIGIDEZZA DEI DIAFRAMMI : § 7.2.6

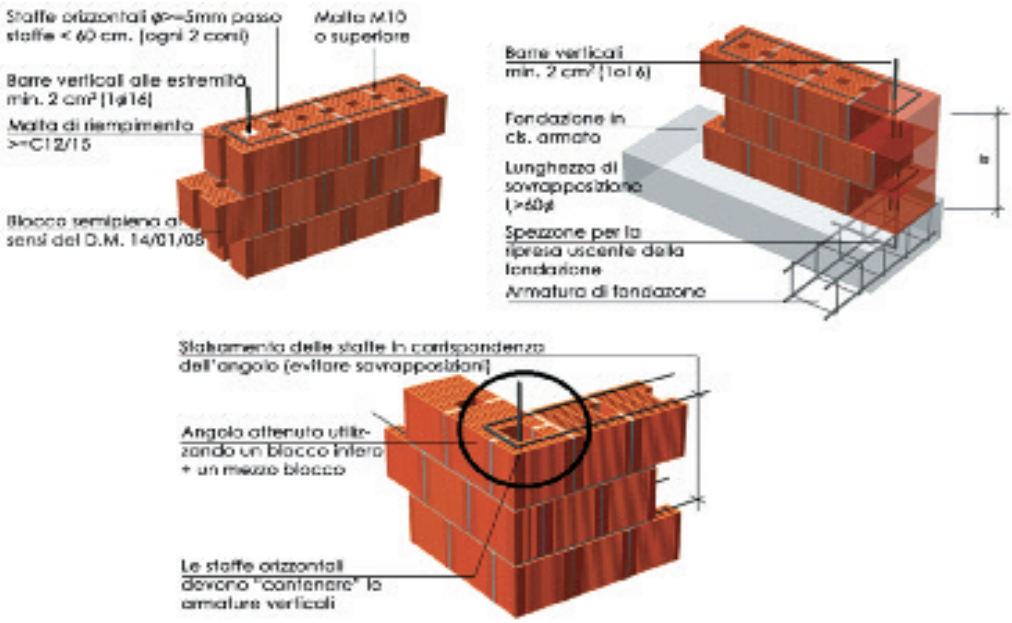
Il § 7.2.6 chiarisce, come già il § 8.1.5.2 dell'OPCM, le condizioni in cui è possibile assumere, nella modellazione, l'ipotesi di infinita rigidezza dei diaframmi, precisando che i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, se realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno. Al § C7.2.6, la Circolare n.617 precisa, inoltre, che gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano di oltre il 10% quelli calcolati nell'ipotesi di infinita rigidezza.
E' opportuno rammentare che l'infinita rigidezza dei diaframmi non è un requisito da rispettare in senso generale, ma è un'ipotesi relativa alla modellazione del comportamento strutturale (che può semplificare il calcolo) ed interviene come requisito solo per le costruzioni semplici, oppure per gli edifici in zona 4 progettati applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica (Introduzione del capitolo 7 delle NTC 2008 e corrispondente capitolo C7 della Circolare n. 617).

PARTICOLARI COSTRUTTIVI : § 7.8.5.1 - § 7.8.5.2

Relativamente alle regole costruttive, si riprendono le indicazioni già presenti nelle normative precedenti relative alla realizzazione di cordoli continui all'intersezione tra solai e pareti. Una precisazione, significativa per quanto minore, riguarda gli incroci dei muri perimetrali: riprendendo la dicitura del D.M.'96 (per la quale sono tra l'altro disponibili chiarimenti ministeriali), in corrispondenza di incroci d'***angolo*** tra due pareti ***perimetrali*** sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale. Tale prescrizione non riguarda quindi incroci tra pareti interne oppure l'incrocio tra una parete perimetrale e una interna lungo un lato rettilineo del perimetro. Per la muratura armata è possibile derogare a tale requisito, poichè ai fini della riduzione della danneggiabilità del muro perimetrale l'armatura verticale di estremità svolge un compito analogo al risvolto in muratura. Restando nell'ambito della muratura armata (§ 7.8.5.2), sono riproposte le indicazioni già contenute nell'OPCM 3431 riguardanti l'ancoraggio delle barre, le giunzioni per sovrapposizione e la necessità di cautelarsi nei confronti della corrosione. La percentuale minima di armatura orizzontale viene confermata a 0.04%, valore che consente, p.es., l'utilizzo, su un muro di spessore 300 mm, di una soluzione tipica con due barre da 6 mm disposte a corsi alterni (passo verticale di circa 400 mm). Alcuni dettagli costruttivi della muratura portante armata nelle **figure 4 e 5**.

4 - Esempi di dettagli costruttivi della muratura armata (fonte: Iso-Project).

5 - Fasi di realizzazione in cantiere di un edificio in muratura armata. (fonte: Iso-Project).

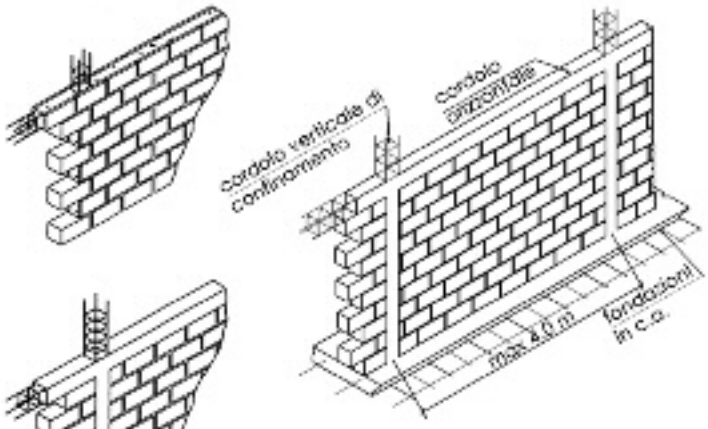


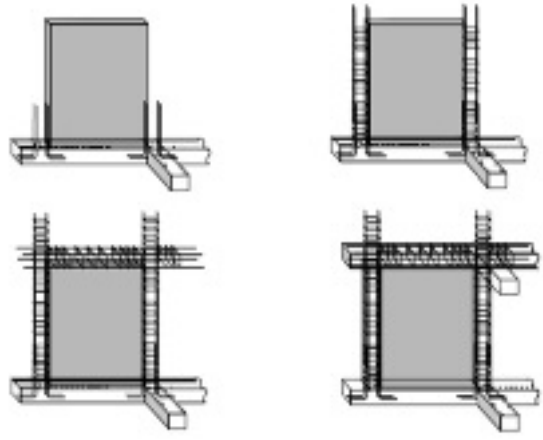
STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA : § 7.8.4

Il paragrafo "Strutture miste con pareti in muratura ordinaria o armata" fornisce indicazioni in merito alle soluzioni strutturali miste: in particolare risultano di grande interesse le soluzioni con pareti murarie perimetrali e pilastri in c.a., piuttosto frequenti nel mercato degli edifici in muratura. Nel testo si ribadisce sostanzialmente quanto già proposto dal D.M.'96 e cioè che nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi con stessa tecnologia. Elemento di novità dell'OPCM ripreso dalle NTC 2008 è invece la precisazione che è possibile considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, purché si utilizzino metodi di analisi non lineare (statica o dinamica). La necessità di considerare la collaborazione fra elementi di diversa tecnologia potrebbe riscontrarsi p.es. quando si abbia la compresenza di pareti in c.a. e muratura, tecnica peraltro da utilizzare con cautela proprio per le diverse caratteristiche di rigidezza, resistenza e capacità deformativa delle diverse pareti, e per l'assenza di riferimenti sperimentali consolidati sul comportamento sismico di queste soluzioni.
Si ribadisce che i collegamenti fra elementi di tecnologia diversa devono essere espressamente verificati e che particolare attenzione si deve prestare alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. E' necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali e vi sono, inoltre, disposizioni riguardanti edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia. In quest'ultimo caso si precisa che le analisi e le verifiche dovranno essere riferite all'intera costruzione su modelli strutturali globali che includano sia la porzione di fabbricato in muratura che la sopraelevazione in altra tecnologia costruttiva.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Un significativo passo avanti nella direzione di uno sviluppo coerente e razionale per la progettazione sismica delle costruzioni in muratura è stato compiuto con la pubblicazione dell'OPCM 3431 (2005). Tale documento, recependo gran parte degli sviluppi tecnico-scientifici allora consolidati, conteneva un considerevole aggiornamento rispetto al quadro normativo precedente. Scopo degli allegati alle ordinanze era proprio quello di colmare le riconosciute lacune del sistema normativo allora in vigore, proponendo una norma di progettazione sismica che potesse agevolare la transizione verso l'adozione degli Eurocodici.
Il D.M. 14 gennaio 2008, con la relativa Circolare Ministeriale n.617 del 2009, riprende e conferma, per le costruzioni in muratura, l'impianto di principi dell'OPCM n. 3431. Esso contiene una normativa sismica che coniuga, allo stato attuale delle conoscenze tecnico-scientifiche, esigenze di sicurezza e capacità prestazionali, anche alla luce delle esperienze e dello sviluppo tecnologico del del mondo delle costruzioni italiano. Anche grazie anche alle istruzioni contenute nella Circolare n. 617 del 3 febbraio 2009, le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per quanto perfettibili come ogni normativa, costituiscono un testo adeguato e di impostazione prestazionale per la progettazione sismica delle costruzioni in muratura. Il terremoto dell'Aquila ha contribuito ad accelerare il passaggio alle moderne norme tecniche per le costruzioni, rimuovendo la coesistenza con il superato D.M. 16 gennaio 1996. La definitiva entrata in vigore del D.M. 2008 ha rappresentato un evento fondamentale per il mondo delle costruzioni in muratura, fornendo a tutti i soggetti coinvolti. (progettisti, costruttori e industriali) un quadro normativo stabile che contiene elementi importanti di innovazione e di adeguamento alle conoscenze tecnico-scientifiche moderne.
Per quanto riguarda la progettazione e la verifica sismica delle strutture in muratura, alcuni aspetti importanti contenuti nel testo del D.M. 2008 potranno costituire





6 - Sistemi e dettagli costruttivi in muratura confinata.

7 - Fasi di costruzione di una parete in muratura confinata.

anche il punto di partenza per una futura revisione dell'Eurocodice 8. Sotto questo aspetto, appare incoraggiante il fatto che anche in altri Paesi europei sia stata recentemente proposta l'adozione della formulazione dei fattori di struttura adottata nel D.M: 14 gennaio 2008. Il DM 2008 diviene dunque anche un importante riferimento per il sistema degli Eurocodici: i documenti di applicazione nazionale ("Annessi Nazionali") degli Eurocodici dovranno garantire l'omogeneità dei livelli di sicurezza prestazionale che entrambi i sistemi normativi consentono di raggiungere, nella loro impostazione generale, anche per la progettazione sismica degli edifici in muratura. Nella possibile futura revisione degli Eurocodici per la progettazione delle strutture in muratura e per la valutazione delle costruzioni in muratura esistenti, l'esperienza italiana, se sarà adeguatamente sostenuta dalle diverse componenti istituzionali, professionali ed accademiche coinvolte, potrà influenzare significativamente e positivamente gli standard normativi internazionali del futuro.

Non si può d'altra parte ignorare come, anche nel D.M. 2008, permangano alcune lacune da colmare, almeno per quanto riguarda il mondo delle costruzioni in muratura. Una delle più rilevanti è rappresentata dall'assenza di una specifica normazione della progettazione di strutture in muratura confinata. Questo sistema costruttivo, introdotto per la prima volta nella ricostruzione dopo il terremoto del 1908 di Reggio e Messina, è oggi diffuso e collaudato in diversi paesi del mondo, anche ad elevata sismicità, ma continua a non essere considerato nelle norme tecniche italiane. Se per la muratura armata vengono finalmente introdotti criteri e regole anche per la progettazione non sismica, risulta ancora del tutto assente una regolamentazione per la muratura intelaiata o confinata (muratura con cordolature verticali e orizzontali in c.a. - figg. 6,7), benché negli Eurocodici 6 e 8 essa sia trattata in dettaglio. Parte di queste incongruenze tra norme tecniche italiane ed europee sarà certamente sanata dall'adozione dei documenti di applicazione nazionale per gli Eurocodici, completando di fatto la transizione al nuovo sistema normativo europeo e armonizzandolo con le prescrizioni e i livelli di sicurezza richiesti dall'attuale normativa italiana.

Nonostante il D.M. 2008 coniughi per la progettazione sismica degli edifici in muratura l'impostazione dell'Eurocodice 8 con le innovazioni e i principi degli allegati all'Ordinanza PCM 3274/03 e sue successive modifiche ed integrazioni, alcune questioni relative alla muratura moderna rimangono ancora aperte, perché non affrontate in sede di redazione normativa o rinviate agli organi di controllo, per i quali, tuttavia, non è facile muoversi al di fuori del percorso tracciato dalle norme. Tra le questioni su cui mancano indicazioni specifiche si segnalano l'impiego di murature con giunti sottili, l'utilizzo di blocchi con setti sottili (la robustezza è attualmente affidata alle sole prescrizioni relative alla continuità dei setti longitudinali e alla resistenza a compressione minima) e i criteri per la progettazione di murature con giunti verticali a secco o a incastro.

I sempre più pressanti requisiti relativi all'incremento dell'efficienza energetica delle costruzioni, richiedono di ridurre la trasmittanza termica dell'involucro edilizio. Ciò ha portato in questi ultimi anni allo sviluppo e alla diffusione di soluzioni costruttive in muratura con elevate prestazioni in termini di isolamento: queste tecniche puntano spesso alla riduzione dei ponti termici con la realizzazione di giunti sottili tipicamente abbinata all'utilizzo di blocchi maschiati senza riempimento dei giunti verticali. Nel caso dei blocchi in laterizio vengono anche proposte soluzioni con setti interni molto sottili per l'aumento delle proprietà isolanti. Alcune recenti ricerche di tipo sperimentale mostrano come per alcune di queste soluzioni costruttive relativamente innovative possano essere disponibili sufficienti riferimenti per la definizione di opportuni parametri di progetto, mentre per altre (in particolare per la tecnologia con blocchi a setti sottili) non si è ancora in possesso di sufficienti riferimenti sperimentali.

Anche per queste ragioni, è prevedibile ed auspicabile un'evoluzione normativa che allarghi l'orizzonte della progettazione in muratura strutturale. Una revisione futura della norma sulla base delle ricerche più recenti dovrà muoversi nel solco del nuovo impianto normativo europeo armonizzato, fornendo però risposte puntuali e tempestive sulle problematiche di attualità per la muratura moderna. Al di là delle lacune residue evidenziate, si può sicuramente affermare che il D.M. 2008 costituirà nei prossimi anni un valido strumento operativo e un punto di partenza anche per arrivare alla normazione coerente e prestazionale di quei sistemi costruttivi che per motivi diversi non sono stati adeguatamente trattati nel testo della norma. La normazione di questi sistemi potrà avvenire tanto più rapidamente quanto più sarà possibile costruire e mantenere un dialogo costante tra industria, professione, ricerca e istituzioni.

BIBLIOGRAFIA

[1] Ordinanza Pres. Cons. Min. del 3/5/2005 n. 3431 *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante " Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*, G.U. n.107 del 10/5/2005 – Suppl. Ordinario n. 85.

[2] Allegato 2 all'Ordinanza Pres. Cons. Min. n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, Suppl. ord. alla G.U. n. 105 del 8/5/2003, successivamente modificato dall'OPCM n.3316.

[3] Ministero LL.PP., *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*, D.M. del 20/11/87, G.U. 5/12/1987, n. 285 - S. 1987.

[4] Ministero LL.PP., *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, D.M. del 16/1/96, Suppl. Ord. alla G.U. 5/2/1996, n.29, 1996.

[5] CEN EN 1996-1-1:2006 *Eurocodice 6: Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per la muratura armata e non armata.*

[6] CEN EN 1998-1:2005 *Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*

[7] Benedetti D. (2004), *Costruzioni in muratura: duttilità, norme ed esperienze*, Ingegneria Sismica n.3, set-dic 2004, pp.5-18.

[8] da Porto F., Grendene M., Modena C., (2009). *Estimation of load reduction factors for clay masonry walls.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38 (10): 1155-1174.

[9] Frumento S., Magenes G., Morandi P., Calvi G.M., (2009), *Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*, EUCENTRE Research Report 02/09, IUSS Press, Pavia.

[10] Magenes, G., (2006). *Masonry Building Design in Seismic Areas: Recent Experiences and Prospective from a European Standpoint*, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Keynote 9, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.

[11] Magenes G., Morandi P. (2006a). *La progettazione sismica degli edifici in muratura*, Costruire in Laterizio, 110, pp.60-65.

[12] Magenes G., Morandi P. (2006b). *Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura: modelli e normative*, Atti del Convegno WONDERmasonry, 6 Aprile 2006, Firenze.

[13] Magenes G., Penna A. (2010). *Costruzioni di muratura*, in Norme Tecniche per le Costruzioni – Guida all'interpretazione e applicazione del D.M. 14/1/2008 e della Circolare esplicativa 617/2009, a cura di D. Guzzoni, Il Sole24Ore, 371-382, maggio 2010.

[14] Modena C., Da Porto F., Garbin E. (2005), *Ricerca sperimentale sul comportamento di sistemi per muratura portante in zona sismica*, Università di Padova, Dip. di Costruzioni e Trasporti, 2005.

[15] Morandi, P., Magenes, G., (2009a) *Risposta sismica nel piano di pareti murarie in blocchi in laterizio alleggerito*, Atti del XIII Convegno di Ingegneria Sismica ANIDIS, June 28 - July 2 2009, Bologna, Italy.

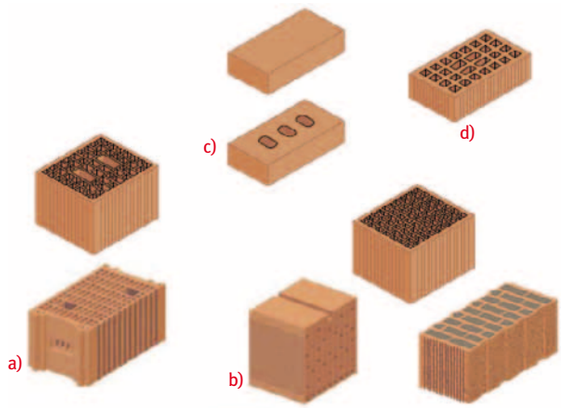
[16] Morandi P., Magenes G., (2009b). *Normativa nazionale ed europea sulle murature: Eurocodice 8 ed evoluzione dell'Ordinanza per le costruzioni in zona sismica* (OPCM 3274), Rapporto scientifico EUCENTRE, Pavia, Prot. EUC075/2009U.

[17] Morandi P., Magenes G.; Griffith M., (2008). *Second Order Effects in out-of-plane strength of unreinforced masonry walls subjected to bending and compression*, Australian Journal of Structural Engineering, Vol.8, No.2, pp.133-144. ISSN: 1328-7982.

Alfonsina Di Fusco

NTC08: requisiti e metodi di calcolo per le murature portanti in laterizio

La muratura portante, ordinaria o armata, in laterizio è uno dei sistemi costruttivi disciplinato dalle "Norme tecniche per le costruzioni" che, rispetto alle precedenti normative, si propongono con un approccio più prestazionale e fortemente mirato a garantire la sicurezza strutturale e la pubblica incolumità



Esempi di mattoni e blocchi di laterizio per murature: a) blocco semipieno (percentuale di foratura superiore al 15% e inferiore o uguale al 45%); b) blocco forato (percentuale di foratura superiore al 45% e inferiore o uguale al 55%); c) mattone pieno (percentuale di foratura inferiore o uguale al 15%); d) mattone semipieno (percentuale di foratura superiore al 15% e inferiore o uguale al 45%).

È passato più di un anno dall'entrata in vigore, 1° luglio 2009, del nuovo testo delle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC, DM 14/01/2008) che hanno sostituito il precedente DM 14/09/2005, presentando alcuni importanti aggiornamenti per quel che riguarda la progettazione e l'impiego dei prodotti e dei sistemi in laterizio per la realizzazione di murature portanti.

Come noto, in passato, le costruzioni in muratura sono state disciplinate da diversi documenti normativi:

- il DM 20/11/1987, "*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*";
- il DM 16/01/1996, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*";
- la più recente Ordinanza OPCM 3 maggio 2005, n. 3431, che ha modificato ed integrato l'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274, recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*".

Con le NTC08, si è avuto, in particolare, un significativo allineamento alle regole e ai principi prestazionali distintivi degli Eurocodici strutturali, seguendo fondamentalmente l'approccio già adottato con l'OPCM 3431/05 per la parte sismica.

Per quanto concerne le murature portanti ordinarie e armate, come per tutti i sistemi costruttivi trattati all'interno del corposo testo delle NTC08, è possibile distinguere tre "contenitori" principali ed in particolare:

- il primo (4.5) affronta in generale i requisiti dei materiali impiegati per la realizzazione delle murature e indica i criteri di progettazione validi nei siti caratterizzati da sismicità molto bassa (zona 4);
- il secondo (7.8) specifica ulteriori prescrizioni, condizioni e metodologie di analisi da applicare per murature da realizzare in territori a più elevata sismicità (zone 3, 2 e 1);
- il terzo (11.10) definisce l'*iter* di qualificazione e controllo degli elementi resistenti (mattoni e blocchi) e delle malte e le procedure di caratterizzazione meccanica sia dei prodotti base, sia del sistema muratura nel suo complesso.

Zona a sismicità "molto bassa" Sebbene tutte le regioni italiane siano classificate sismiche, per le zone 4 (livello di pericolosità sismica "molto basso") le NTC08 e la relativa Circolare 617/09 consentono, nel rispetto di definiti presupposti (capitolo 7, secondo capoverso), l'utilizzo delle indicazioni riferite a materiali, metodi di analisi e verifiche contenute nel capitolo 4.5, in alternativa a quelle relative alla progettazione alle azioni sismiche del capitolo 7.8. Pertanto, per le strutture in muratura non soggette all'azione sismica è sufficiente rispettare due precise condizioni: la prima riguarda i diaframmi orizzontali, che devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale; la seconda prevede che le sollecitazioni debbano essere valutate considerando la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, attraverso la relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P rappresenta le pretensioni o precompressioni

E rappresenta le azioni sismiche
Q individua le azioni variabili (di lunga durata o di breve durata)
applicando, nelle due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali in cui si assumerà che l'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$ sia pari a 0,07g per tutte le tipologie.

Materiali Come per il DM 20/11/1987, le NTC08 fissano in modo chiaro la denominazione degli elementi in laterizio da muro in funzione della percentuale di foratura, ossia del rapporto fra la superficie complessiva dei fori e la superficie totale della sezione di estrusione dell'elemento stesso (fig. 1):
• *pieno*: elemento (mattone o blocco) con percentuale di foratura non superiore al 15%;
• *semipieno*: elemento con foratura maggiore del 15% e non superiore al 45%;
• *forato*: elemento con foratura maggiore del 45% e non superiore al 55%.
Quindi, anche gli elementi forati sono utilizzabili per la realizzazione di strutture portanti, escludendo tassativamente per scopi strutturali elementi con percentuale di foratura superiore al 55%. Si può affermare, inoltre, che tra i sistemi costruttivi ammessi dalle nuove norme rientra anche la muratura eseguita con elementi rettificati ad incastro e giunto verticale "a secco", a condizione che i giunti orizzontali di malta sottile – secondo § 8.1.5(1) dell'Eurocodice 6, con spessore compreso tra i 0,5 e 3 mm – rispondano alla Specifica Tecnica Europea di riferimento UNI EN 998-2 (11.10.2 - NTC08). Tuttavia, la realizzazione di strutture in muratura con giunto verticale "a secco" deve considerarsi ammissibile esclusivamente in zona classificata a sismicità "molto bassa", ponendo attenzione anche al numero di piani dell'edificio: a favore della sicurezza, questi non dovranno essere più di due dal piano campagna. In merito al livello qualitativo della posa in opera di questo specifico sistema di muratura, è facilmente dimostrabile che i controlli di cantiere, come richiesto dalle NTC08 per la classe di esecuzione 1 (4.5.6.1 - NTC08, tab. 1), sono di fatto garantiti e soddisfatti, in quanto la malta "speciale" premiscelata M10 per i giunti sottili, fornita insieme ai blocchi in laterizio, è per il tipo di processo produttivo verificata e controllata secondo la UNI EN 998-2.
Lo spessore minimo per le murature portanti non potrà essere inferiore a:
• 15 cm per murature in elementi pieni
• 20 cm per murature in elementi semipieni
• 24 cm per murature in elementi forati.
Inoltre, il rapporto fra altezza di interpiano e spessore del muro (snellezza) non dovrà in nessun caso essere superiore a 20.
In particolare, le malte, che unitamente agli elementi resistenti vanno a completare il sistema strutturale in muratura, vengono esaurientemente approfondite nel capitolo dedicato ai materiali (11.10).

Concezione strutturale a "sistema scatolare" A livello di edificio, condizione fondamentale ribadita dalle NTC08 è che i sistemi resistenti di pareti, solai e fondazioni debbano essere collegati tra loro in modo da resistere efficacemente ai carichi verticali (peso proprio, carichi e sovraccarichi) ed orizzontali (vento e sisma). Le pareti portanti sono considerate resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, l'organizzazione dell'intera struttura, l'interazione e il collegamento tra le sue parti devono essere tali da ottenere un'appropriata resistenza e stabilità, e garantire un comportamento d'insieme di tipo "scatolare". A tale scopo, tutte le pareti devono essere collegate a livello dei solai mediante cordoli di piano e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali.

Analisi strutturale e verifiche di sicurezza I modelli di analisi per la valutazione della risposta strutturale indicati al capitolo 4.5 delle NTC08 sono distinti in "semplificata", "lineare" e "non lineare".
In questo contesto – costruzioni realizzate in zona sismica 4 –, vengono impiegati prevalentemente i primi due metodi, ed esclusivamente il primo se rispettate le condizioni di "edificio semplice".
L'analisi globale di un edificio in muratura portante, caricato da forze verticali, può essere affrontata con riferimento a sistemi piani a telaio a nodi fissi, con le pareti schematizzate mediante ritti caratterizzati dalle stesse proprietà specifiche delle pareti e le fasce di piano modellate come travi orizzontali. Tale ipotesi viene ulteriormente semplificata grazie allo "schema dell'articolazione completa" delle estremità della parete, per la quale si assume che la porzione di muro da verificare, per azioni nel piano del muro, sia vincolata isostaticamente e che il carico assiale in sommità sia eccentrico trasversalmente. Per la verifica di resistenza e stabilità fuori piano dei muri di controvento, soggetti a spinte orizzontali, la struttura può essere idealizzata come un insieme di telai piani orientati secondo la direzione di maggiore rigidezza dei muri.
Nelle verifiche di sicurezza (a presso-flessione nel piano del muro e per carichi laterali, di taglio, di carichi concentrati, ecc.) secondo gli stati limite ultimi, le resistenze di progetto saranno valutate a partire dal valore di resistenza caratteristica diviso per il coefficiente parziale di sicurezza γ_M ricavato dalla tabella 1.

1 Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti (tabella 4.5.II - NTC08).

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

Per classe 2 di esecuzione si intende la disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza:
- dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).
La classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni:
- controllo e valutazione *in loco* delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

In più, al capitolo 2.7, è previsto che in zona 4 sia applicabile anche il "vecchio" metodo di verifica alle tensioni ammissibili per le costruzioni di tipo 1 e 2 (rispettivamente, opere provvisorie e ordinarie) e classe d'uso I e II (ovvero, costruzioni poco o normalmente affollate); in tal caso, le azioni sismiche dovranno essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S. Nelle verifiche alle tensioni ammissibili, il coefficiente di sicurezza γ_M è posto pari a 4,2.
È bene sottolineare che la Circolare 617/09 precisa che, anche in tale circostanza, debbono essere rispettate le aree minime di pareti resistenti nella direzione ortogonale come indicato in tabella 2.

Zone a sismicità "bassa, media e alta" Le regole generali riportate al capitolo 4.5 vengono integrate, ma non sostituite, dalle indicazioni del capitolo 7.8 che disciplinano appositamente la progettazione e la costruzione di strutture in muratura in presenza di azioni sismiche.

Materiali In tutte le zone sismiche classificate 3, 2 e 1 (con livello di pericolosità "basso", "medio" e "alto"), per gli elementi resistenti – pieni e semipieni – in laterizio, oltre a quanto indicato al capitolo 4.5, secondo il § 7.8.1.2 devono essere assicurati i seguenti requisiti:
• percentuale di foratura fino al 45%
• resistenza a compressione caratteristica ≥ 5 MPa, nella direzione portante, e ≥ 1,5 MPa, nella direzione perpendicolare
• continuità e rettilineità dei setti nella direzione del muro.
Tra i sistemi costruttivi contemplati al capitolo 7.8 delle NTC08 risulta inclusa anche la muratura realizzata con elementi ad incastro con tasca di malta riempita. A tale proposito, si precisa che il riempimento del giunto verticale dovrà essere eseguito per tutta la sua altezza e per una larghezza non inferiore al 40% dello spessore della muratura, come stabilito dall'Eurocodice 6 al § 8.1.5(3), impiegando una malta di allettamento con resistenza media a compressione ≥ 5 MPa.
Nel caso di progettazione nelle zone sismiche classificate 3, 2, 1, lo spessore minimo degli elementi per muratura portante deve essere di 24 cm (tab. 3). Fra i due valori dello spessore del muro (valore minimo di tabella e valore ottenuto dividendo l'altezza di interpiano per la snellezza massima consentita) si assumerà, naturalmente, il maggiore, utilizzando poi elementi reperibili in commercio che garantiscano, con ampia sicurezza, il rispetto dei requisiti stabiliti dal progetto. A tale proposito, vale la pena ricordare che il modestissimo maggior costo di qualche centimetro in più nello spessore del muro sarà ampiamente ripagato nel corso della vita utile dell'edificio particolarmente in termini di durabilità, isolamento termico, protezione acustica e comfort abitativo.

3 Requisiti geometrici delle pareti in laterizio resistenti al sisma (tabella 7.8.II e par. 4.5.4 - NTC08), dove: t_{min} è lo spessore minimo; h_o l'altezza libera d'inflessione; t lo spessore al netto dell'intonaco; l la lunghezza; h' l'altezza massima delle aperture adiacenti.

Tipologie costruttive	t_{min}	(h_o/t)	$(l/h')_{min}$
Muratura ordinaria con elementi artificiali, zone 3, 2, 1	240 mm	12	0,4
Muratura armata con elementi artificiali, zone 3, 2, 1	240 mm	15	qualsiasi
Muratura ordinaria con elementi artificiali forati, zona 4	240 mm	20	–
Muratura ordinaria con elementi artificiali semipieni, zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura ordinaria con elementi artificiali pieni, zona 4	150 mm	20	0,3

Vincoli costruttivi e geometrici Tra le restrizioni previste in zona sismica 1, viene fissata un'altezza massima pari a due livelli dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada per le tipologie strutturali di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, a meno che sia valutato l'adeguato comportamento "non lineare" del sistema costruttivo attraverso appropriate analisi. Per le altre zone, l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio. L'altezza massima per i nuovi edifici in muratura armata è determinata, invece, unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura adottata. Per gli "edifici semplici" in muratura portante (ossia per costruzioni che presentino precise condizioni di regolarità geometrica e particolari limitazioni dimensionali), invece, sono ammesse verifi-

2 Edifici "semplici" in muratura portante ordinaria ed armata: sezioni resistenti.

		Accelerazione di picco del terreno a_g.S									
Tipo di struttura	n. piani	≤ 0,07 g	≤ 0,1 g	≤ 0,15 g	≤ 0,20 g	≤ 0,25 g	≤ 0,30 g	≤ 0,35 g	≤ 0,40 g	≤ 0,45 g	≤ 0,4725 g
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	6,0%	6,5%	7,0%	–	–	–
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,5%	6,5%

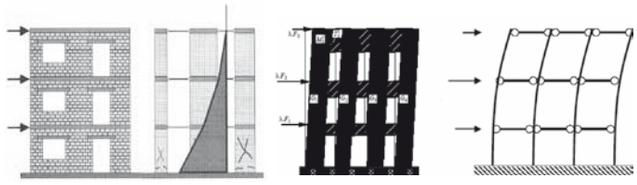
Le percentuali indicate in tabella (tab. 7.8.III - NTC08) rappresentano il rapporto minimo – da garantire nella verifica degli edifici "semplici" – tra area della sezione resistente delle pareti portanti e superficie lorda del piano, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito.

che in via semplificata (tab. 2) e la possibilità di costruire fino a quattro piani nel caso della muratura armata e fino a tre piani per edifici in muratura ordinaria.
Viene richiesto, inoltre, che la distribuzione in pianta delle pareti strutturali risulti più compatta e simmetrica possibile, prevedendo un'omogenea continuità dei muri in elevazione a partire dalla fondazione ed evitando pareti in falso.

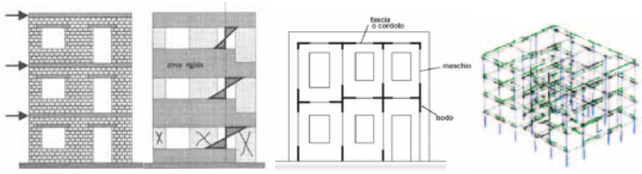
Analisi strutturale e verifiche di sicurezza sismica La valutazione della sicurezza sismica delle costruzioni in muratura viene determinata con riferimento sia a modelli globali (a mensole o a macro elementi: ad esempio, a telaio equivalente, figg. 2a, b) che locali, in relazione al tipo di risposta da verificare, ovvero rispettivamente per azioni nel piano o fuori piano. Per entrambe le verifiche, è previsto l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite con il coefficiente parziale di sicurezza γ_M pari a 2.
L'analisi elastica lineare permette, mediante l'adozione dello specifico fattore di struttura q_0 (tab. 4) ed il rispetto di una successiva indispensabile ridistribuzione delle azioni, un calcolo piuttosto accurato, sebbene contraddistinto da risultati generalmente più che cautelativi. Di fatto, la condizione ultima a cui si fa riferimento nell'analisi lineare rappresenta solo un limite convenzionale e non la "rottura" del pannello murario che, non rispondendo ad un comportamento perfettamente fragile, possiede ancora una capacità deformativa residua in grado di sopportare ulteriori sollecitazioni esterne.
Più precisamente, le strutture in muratura, essendo caratterizzate da un significativo comportamento dissipativo, risultano più correttamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare che, con una descrizione maggiormente realistica della risposta strutturale in condizioni ultime, concretizza un'elevata probabilità di successo della verifica di sicurezza. Tali vantaggi sono particolarmente consistenti per la muratura non armata e ancor più rilevanti per la muratura armata, in cui l'uso dell'analisi non lineare può determinare l'utilizzo di minori quantitativi di armatura.
L'analisi non lineare viene eseguita applicando all'edificio, schematizzato attraverso modelli strutturali globali, i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello e proporzionali alle forze d'inerzia. Il comportamento non lineare dei pannelli murari viene caratterizzato attraverso un modello bilineare "elastico-perfettamente plastico": il modello teorico bilineare equivalente per rottura a pressoflessione si basa sulla resistenza (media) a compressione della muratura; quello per rottura a taglio si basa sulla resistenza (media) a taglio della muratura.

4 Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali (tabella 7.8.I - NTCo8).

Tipologia strutturale	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2{,}0\ \alpha_0/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo la "gerarchia delle resistenze" (GR)	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$

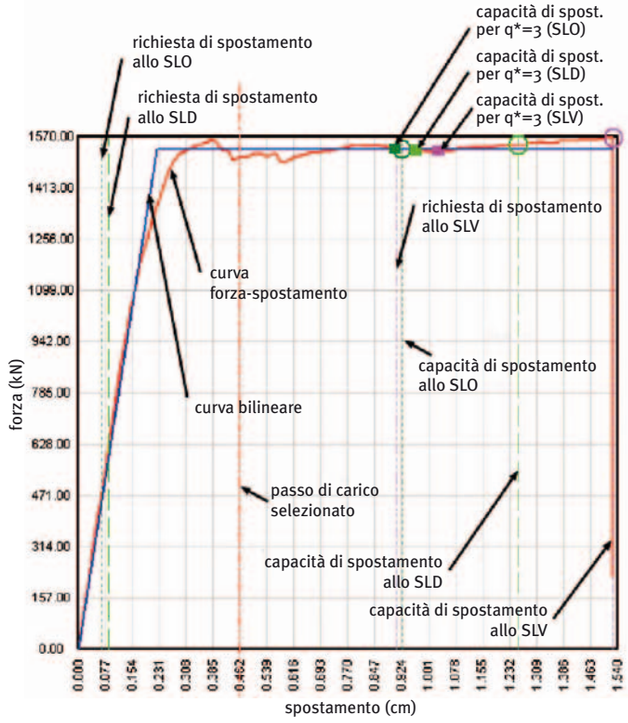


2a. Modello a mensole: costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.



2b. Modello a telaio equivalente: le intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

Il risultato dell'analisi globale consiste nel confronto tra la capacità di spostamento dell'edificio e la domanda di spostamento che può essere osservata sul grafico di figura 3. In particolare, la capacità di spostamento agli stati limite di danno e ultimo è rappresentata dalla curva forza-spostamento (in rosso), definita come segue:
• *stato limite di danno dello spostamento*, corrispondente al minore tra quello relativo al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento fra due piani consecutivi eccede il valore limite della deformazione angolare di interpiano (0,003);
• *stato limite ultimo dello spostamento*, corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massima resistenza.



3. Curva "forza-spostamento" di un edificio in muratura portante (grafico generato dal programma di calcolo ANDILWall).

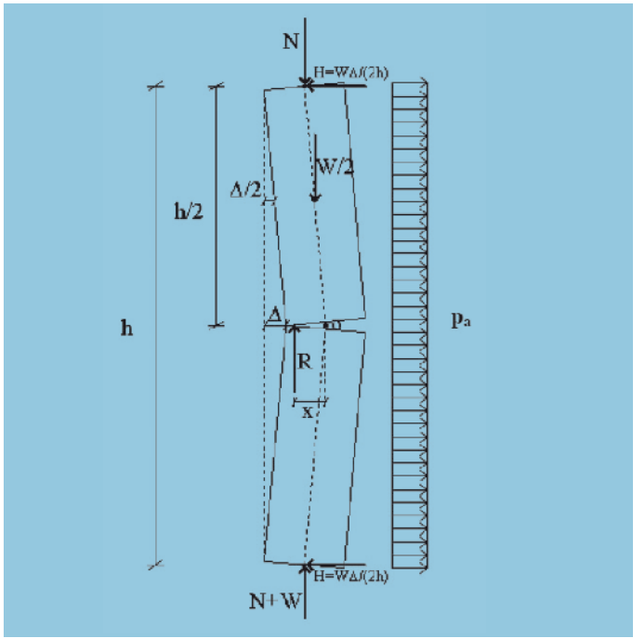
Un valido programma di calcolo per la progettazione e verifica sismica degli edifici in muratura portante (ordinaria, armata o di diversa tecnologia con struttura mista), che utilizza l'analisi statica non lineare, è ANDILWall. Questo software, recentemente revisionato in conformità alle NTC08, si basa su di un codice di calcolo a macroelementi chiamato SAM II (*Seismic Analysis of Masonry walls*) sviluppato a partire da ipotesi metodologiche proposte da G. Magenes e G.M. Calvi.

Le verifiche fuori piano andranno, invece, effettuate a parte con riferimento ad un modello locale (fig. 4) e secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare, considerando un'azione sismica ortogonale alla parete appositamente dimensionata.

Identificazione, accettazione e qualificazione dei materiali

Una corretta esecuzione richiede che il progettista prescriva con chiarezza e completezza, nell'apposita relazione sui materiali, tutte le specifiche che provvedono ad "identificare" e "qualificare" i componenti e i prodotti per uso strutturale da utilizzare nella realizzazione di una muratura portante. Tale approccio innovativo deriva dall'assunzione di definizioni e regole procedurali disciplinate dalla Direttiva 89/106/CEE, attinente ai prodotti da costruzione ed alla relativa marcatura CE. Cosicché, nelle NTC08 viene stabilito che qualsiasi materiale o prodotto per uso strutturale debba essere caratterizzato da specifiche proprietà, controllate con fissate procedure di "qualificazione" in stabilimento ed "accettazione" in cantiere. Per quanto riguarda, in particolare, la realizzazione di murature portanti, i materiali da identificare, qualificare ed accettare sono:

- l'elemento di laterizio (pieno, semipieno o forato);
- la malta a prestazione garantita, ovvero a composizione prescritta, oltre che le caratteristiche del giunto orizzontale e verticale;
- l'eventuale armatura (barre e tralicci).



4. Modello locale fuori piano per edifici in muratura.

Il direttore dei lavori, oltre ad assicurarsi che le prescrizioni siano rispettate dall'impresa, dovrà verificare la marcatura CE dei laterizi da muro (UNI EN 771-1) ed accettarli, anche tramite ulteriori *test* (UNI EN serie 772) che ritenga necessari ai fini dell'impiego specifico, facendo riferimento agli opportuni metodi di prova. Allo stesso modo, il collaudatore, oltre a verificare che siano state ottemperate tutte le prescrizioni relative al calcolo, controllerà l'esecuzione della muratura (con funzione portante, di tamponamento o comunque essa possa interessare la sicurezza complessiva dell'opera anche ai fini della pubblica incolumità); esaminerà campioni degli elementi resistenti impiegati; si accerterà della resistenza della malta; verificherà i risultati (certificazioni) delle prove di laboratorio sui laterizi che il produttore è tenuto ad effettuare in conformità alla norma europea armonizzata. Per tutti quei prodotti/sistemi "non tradizionali" o che non siano trattati nelle NTC08, invece, è richiesto che il loro utilizzo sia autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale (STC) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che provvederà a rilasciare il certificato di idoneità tecnica all'impiego, da richiedere direttamente allo stesso STC corredando l'istanza della necessaria documentazione.

Elementi resistenti in laterizio Gli elementi artificiali in laterizio devono adempiere alle specifiche dettate dalla norma europea armonizzata UNI EN 771-1, *Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio*, che stabilisce due possibili "sistemi di attestazione di conformità": *2+* per gli elementi di categoria I e *4* per gli elementi di categoria II.

Per categoria I, si intendono gli elementi con una resistenza alla compressione dichiarata e una probabilità nel raggiungerla non inferiore al 95%, che può essere determinata tramite il valore medio o quello caratteristico; con la categoria II, si contrassegnano, invece, gli elementi non in grado di soddisfare lo stesso livello di sicurezza degli elementi di categoria I.

La Circolare 617/09 approfondisce meglio la differenza tra le due categorie: "*per elementi di categoria II, la prestazione (media o caratteristica) può essere raggiunta ammettendo una maggiore variabilità dei singoli valori di resistenza, mentre per gli elementi di categoria I viene raggiunta con una minore variabilità dei singoli valori di resistenza*". I sistemi di attestazione si distinguono in base alle procedure di controllo della produzione. In entrambi i casi, è il produttore ad eseguire le prove iniziali di tipo ma, successivamente, è un ente "terzo", ufficialmente abilitato, a seguire la verifica della conformità per il sistema *2+*, mentre continua ad essere lo stesso produttore l'unico responsabile per il sistema *4*.

Con riferimento al valore di resistenza caratteristica dell'elemento resistente in laterizio, il direttore dei lavori, come già accennato, può decidere di effettuare ulteriori prove di accettazione i cui risultati saranno confrontati con i valori dichiarati dal produttore: il controllo è considerato positivo se la seguente diseguaglianza risulta soddisfatta:

$$(f_1+f_2+f_3)/3 \geq 1{,}20 f_{bk}$$

dove $f_1 < f_2 < f_3$ sono i valori di resistenza a compressione delle tre prove aggiuntive richieste dalle NTC08 ed f_{bk} è la resistenza caratteristica dichiarata dal produttore.

Malte Le malte per la posa in opera degli elementi di laterizio sono distinte in malte a "prestazione garantita", per le quali la categoria è definita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza a compressione espressa in N/mm^2 (M2,5; M5; M10; M15; M20; Md), ed a "composizione prescritta".
L'impiego di malte a prestazione garantita è vigilato dalla normativa tecnica europea di riferimento, la UNI EN 998-2:2004 (*Specifiche per malte per opere murarie - Malte da muratura*), che, per usi strutturali, prevede un'attestazione di conformità col sistema *2+*. Per malte a composizione prescritta con proporzioni diverse, la resistenza va determinata sperimentalmente secondo le prescrizioni della norma UNI EN 1015-11:2007 (*Metodi di prova per malte per opere murarie*). I valori di resistenza a compressione risultano fondamentali per entrambe le tipologie di malta, in quanto permettono di valutare la resistenza della muratura nel suo complesso, dato, quest'ultimo, indispensabile per svolgere le verifiche di sicurezza.

Murature I parametri meccanici fondamentali, funzionali alla progettazione e verifica delle murature, sono la resistenza caratteristica a compressione f_k, la resistenza caratteristica a taglio f_{vk} e il modulo di elasticità secante normale E e tangenziale G. Tutti possono essere determinati direttamente attraverso prove sperimentali di laboratorio.
La caratterizzazione sperimentale della muratura viene effettuata seguendo precisi standard normativi (tab. 5) che, a seconda del parametro da indagare, individuano il numero dei provini e le modalità di svolgimento, mentre le NTC08 definiscono le formulazioni statistiche per l'ottenimento del valore caratteristico, da impiegare nei calcoli progettuali, a partire dal valore medio misurato.
Con riferimento ad una stabilita "famiglia di prodotto", che raggruppa elementi resistenti legati dallo stesso ciclo produttivo, simili per configurazione geometrica, con la medesima percentuale di foratura e destinazione d'uso, ma con dimensioni diverse nel senso dello spessore e/o altezza, è consentito verificare sperimentalmente le caratteristiche della tipologia meno resistente ed estendere i risultati a quelle che si presentano come maggiormente resistenti.
Le NTC08 forniscono, tenendo conto dell'onerosità di questo tipo di prove e della diponibilità di dati di letteratura oramai più che consolidati, valori tabellari e formule per la stima dei parametri meccanici delle murature che, tuttavia, si riferiscono a specifiche tipologie murarie. La validità delle tabelle è, appunto, ristretta a murature realizzate con elementi artificiali pieni o semipieni e giunti di malta orizzontali e verticali continui con spessore compreso tra 5 e 15 mm. Rimangono escluse, dunque, le murature confezionate con blocchi forati (percentuale di foratura > 45% e inferiori o uguali al 55%) o con blocchi rettificati, con o senza incastro, il cui impiego presuppone un giunto sottile orizzontale di malta di spessore inferiore ai 5 mm. Per questi ultimi sistemi, dunque, è sempre necessario ricorrere alla sperimentazione in laboratorio.

5 Metodi di prova per la caratterizzazione delle murature portanti.

Parametro meccanico misurato	Norma per l'esecuzione della prova
Resistenza a compressione media f_m	UNI EN 1052-1:2001
Resistenza a taglio media f_{vm}	UNI EN 1052-3:2007; UNI EN 1052-4:2001 (prove di taglio su triplette); ASTM E 519-02; DM 20/11/87 (prove di compressione diagonale)
Modulo di elasticità normale secante E	UNI EN 1052-1:2001
Modulo di elasticità tangenziale secante G	ASTM E 519-02

Conclusioni Per le costruzioni in muratura, i cambiamenti apportati all'attuale versione delle NTC08, senz'altro positivi, riguardano proprio il capitolo sulla progettazione sismica (7.8). Infatti, grazie alle consistenti testimonianze di sperimentazioni promosse dall'industria e agli autorevoli contributi di esperti in materia, la normativa in vigore risulta migliorata, con modifiche che garantiscono criteri in linea con normative (nazionali ed europee) di riconosciuta validità e coerenti con i risultati di studi e ricerche svolti presso Università specializzate (Padova e Pavia).
Nonostante ciò, permangono ancora preoccupazioni in merito all'applicabilità di alcune parti della norma in questione. Ad esempio, non vengono ancora trattatati diversi prodotti e soluzioni murarie già normati, invece, a livello europeo e largamente utilizzati in molti Paesi comunitari, la cui validità di impiego è attestata e supportata da specifica documentazione scientifica, derivata da *test* sperimentali svolti anche a scala internazionale. Le nuove NTC08 prevedono, per l'impiego di tali materiali (ad esempio, blocchi rettificati ad incastro con soluzione "a secco") in zona sismica 1, 2 e 3, un *iter* autorizzativo non ancora chiaro, con evidenti tempi lunghi di definizione e applicazione, che scoraggerà l'avvio di qualsiasi ulteriore attività di ricerca ed innovazione, penalizzando il comparto dei laterizi sul piano della competitività nei confronti delle altre nazioni certamente più avanzate nello specifico settore, con inevitabile ripercussioni sul mercato. Inoltre, non si comprende l'obbligo della ripetizione delle prove di accettazione in cantiere per gli elementi da muro: la prescrizione è ingiustificata essendo tali prodotti già in possesso della marcatura CE (cogente) che ne identifica e qualifica le caratteristiche, peraltro già verificate e certificate in fase di produzione e sottoposte ad un sistema di controllo continuativo. Per non parlare della definizione di categoria dei blocchi (capitolo 11.10), ambigua ed in contrasto con quella riportata nella norma di prodotto europea UNI EN 771-1.
Pertanto, è auspicabile che, nel prossimo futuro, le NTC08 vengano opportunamente verificate affinché non sia compromessa la progettazione e la corretta realizzazione di edifici in muratura, peraltro da tempo collaudati e consolidati nella cultura tecnica del nostro Paese, a danno non solo dell'industria ma dell'intero settore delle costruzioni. Sarà un'apposita commissione consultiva, recentemente istituita con decreto *ad hoc* del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti che, con rappresentanti delle regioni e degli enti locali, nonché delle associazioni imprenditoriali e degli ordini professionali interessati, procederà ad esaminare e revisionare il corpo normativo, anche al fine di apportare gli adeguamenti che si dovessero rendere necessari, previa intesa con la Conferenza Unificata delle Regioni. ¶

Divisori, tamponamenti e facciate in laterizio negli edifici in c.a.

Le verifiche sismiche per le pareti non strutturali

Ing. Alfonsina Di Fusco – ANDIL Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi

***Edifici multipiano in c.a. e laterizi da tamponamento - Bosco Verticale*© (MI)**

Tra le diverse tipologie costruttive sismo-resistenti, le strutture in cemento armato intelaiate con tamponature, in muratura di laterizio non portante, rappresentano senza dubbio il sistema più conosciuto e prevalente nell'edilizia sia residenziale che commerciale. Ciononostante, i modelli progettuali attualmente in uso risultano piuttosto approssimati, trascurando di fatto il contributo dei tamponamenti sia in termini di rigidezza, sia di resistenza: l'analisi strutturale globale dell'edificio viene pertanto svolta su modelli a telai "nudi".

Sono molteplici le pubblicazioni scientifiche che valorizzano, invece, il ruolo benefico della tamponatura - incremento della resistenza, capacità di dissipare energia con conseguente limitazione dei danni sugli elementi strutturali principali - sulla risposta sismica degli edifici a telaio in c.a.; ovviamente, quando le pareti sono realizzate a regola d'arte e realizzate con elementi di una certa robustezza e malta di buona qualità. In realtà, trascurare nel calcolo la presenza delle tamponature conduce spesso a scelte progettuali conservative, con costruzioni sovradimensionate nel caso di tamponature consistenti, o altrimenti poco prudenziali per quelle più leggere (come riscontrato ad esempio con il terremoto de L'Aquila del 2009).

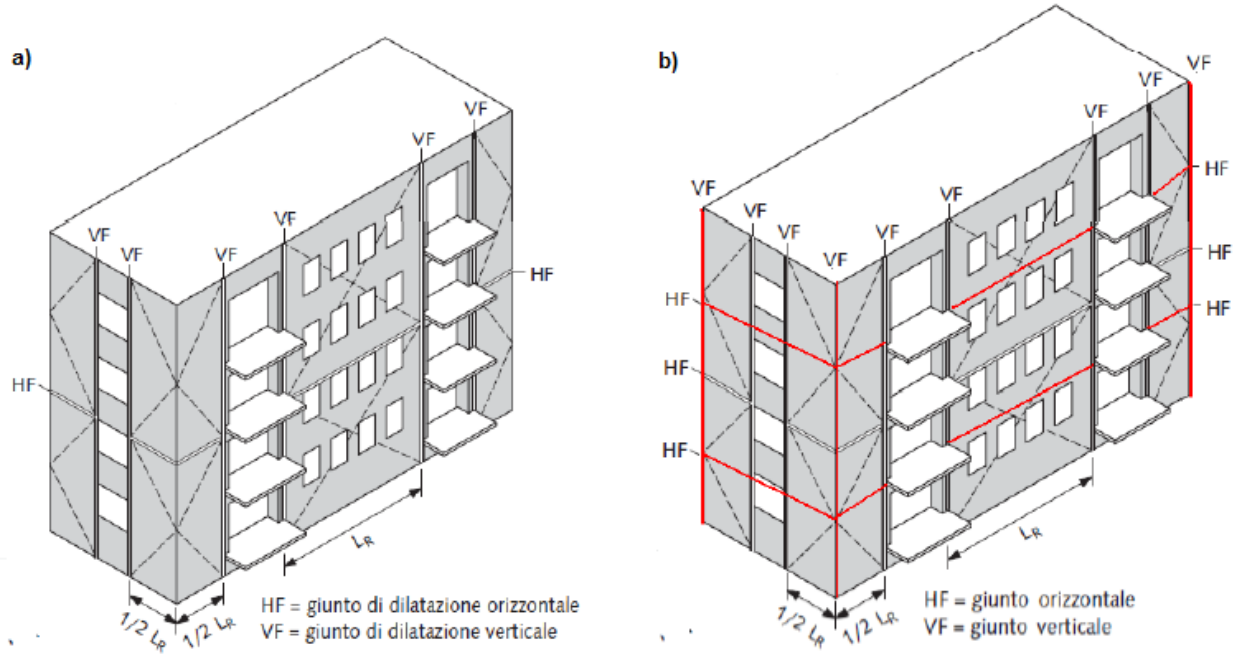
Un buon comportamento sismico delle pareti divisorie e/o di tamponamento è fortemente influenzato dall'adeguata interazione tra struttura in cemento armato e gli elementi non strutturali in laterizio. Tale condizione consiste, sostanzialmente, nella capacità di garantire, nel contempo:

- uno spostamento equivalente nel piano tra telaio portante e pannello murario, così da non indurre danneggiamenti di quest'ultimo;
- resistenza fuori piano, tale da evitare l'espulsione del pannello stesso.

Allo stesso modo, per i paramenti faccia a vista dei tamponamenti pluristrato la prerogativa indispensabile per sopportare i terremoti è fornita dalla regolarità esecutiva e dall'attenta cura dei dettagli costruttivi. Una soluzione, poi, oramai imprescindibile in particolar modo nelle zone ad alta pericolosità sismica, sta nell'impiego di un efficace ancoraggio[1] dei laterizi di facciata alla

[1] Per *ancoraggio* si intende il sistema di fissaggio che svolge non solo una funzione di tenuta del paramento esterno, ma anche una funzione portante dello stesso, garantendogli una resistenza maggiore ai carichi verticali e orizzontali in quanto fissati alle parti strutturali dell'edificio (travi e pilastri in cemento armato, ad esempio).

struttura portante dell'edificio oppure di un loro collegamento puntuale con graffaggi[2] allo strato di muratura più interno, che caratterizza l'involucro di chiusura dell'edificio. La parete interna di supporto, a cui vanno fissati i graffaggi, dovrà essere quindi sufficientemente robusta per resistere all'azione fuori piano innescata dal rivestimento esterno in mattoni e non danneggiarsi per eventuali meccanismi di piano e/o fuori piano. Bisognerà inoltre prevedere la presenza di giunti di dilatazione verticali e orizzontali, al fine di consentire le variazioni di spostamento relative. Esistono in commercio diversi dispositivi speciali per l'ancoraggio e il graffaggio in acciaio inossidabile, acciaio zincato, in lega o in polipropilene.



Schema di distribuzione dei giunti di dilatazione per il rivestimento faccia a vista di un edificio in c.a.: a) in zona a bassa sismicità, l'interasse massimo dei giunti verticali L_R è pari a 12 m, quello orizzontale è previsto ogni due piani; b) in zona a maggiore sismicità L_R= 8÷10 m ed i giunti verticali vanno anche negli spigoli, quelli orizzontali ogni piano.

E' riconosciuto che la progettazione nei confronti dell'azione sismica dell'insieme telaio/tamponamento è un aspetto assai delicato, particolarmente complesso e spesso affetto da elevate incertezze, che sostanzialmente non viene affrontato convenientemente neanche dalle vigenti normative Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/1/2008). Nel dettaglio, le NTC08 prevedono che, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 10 cm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, debbano essere localmente verificati, insieme alle loro connessioni, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati. Per le verifiche globali della struttura in c.a., come già detto, i criteri di modellazione delle NTC08 rappresentano, invece, gli elementi non strutturali autoportanti - tamponature e tramezzi - unicamente in termini di massa, e per tener conto di rigidezza e resistenza va necessariamente dimostrato che tali caratteristiche modificano significativamente il comportamento complessivo. Ad ogni modo, quest'opportunità difficilmente

[2] Per *graffaggi* si intendono quegli elementi di fissaggio con funzione di ritegno che permettono esclusivamente di evitare il ribaltamento della cortina faccia a vista, senza svolgere alcun compito di carattere strutturale nei confronti delle azioni verticali, esercitando una limitata risposta rispetto a quelle orizzontali.

viene approcciata dai progettisti, non essendo fruibile per tutti una metodologia adeguata e semplice formulazioni.
Le NTC08, inoltre, prescrivono le modalità da seguire per alcuni casi non del tutto ordinari nella prassi costruttiva, in particolare l'attenzione è rivolta a pareti non strutturali:

- con una distribuzione in pianta fortemente irregolare, i cui gli effetti debbono essere valutati e tenuti in conto incrementando di un fattore 2 l'eccentricità accidentale;
- con una distribuzione fortemente irregolare in altezza, per cui è necessario contenere possibili concentrazioni di danno ai livelli con tamponamenti ridotti fissando un incremento di un fattore cautelativo pari a 1,4 per le azioni di calcolo degli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli in questione;
- che non si estendono per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le cui sollecitazioni di taglio per la parte priva di tamponamento vanno valutate appositamente e l'armatura risultante deve coprire in aggiunta una distanza pari alla profondità del pilastro;
- presenti su un solo lato di un pilastro, la cui armatura trasversale va disposta sull'intera altezza del pilastro stesso.

Verifiche di sicurezza agli stati limite

Al fine di scongiurare la temporanea inagibilità della costruzione, corrispondente allo stato limite di esercizio - operatività (SLO) o danno (SLD) in funzione della classe d'uso della costruzione - le NTC08 limitano gli spostamenti interpiano della struttura portante in funzione delle specifiche condizioni di vincolo, fissando in tal modo:

a) per i tamponamenti collegati rigidamente che interferiscono con la deformabilità della struttura, $d_r < 0{,}005\ h$;

b) per i tamponamenti non aderenti caratterizzati da deformabilità intrinseca d_{pr}, ovvero dei collegamenti alla struttura, $d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h$;

dove d_r è lo spostamento interpiano e h è l'altezza del piano.
L'altra verifica da condurre a livello locale è che, allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), la resistenza del tamponamento risulti superiore alle sollecitazioni fuori piano indotte dall'azione sismica, calcolata come forza risultante applicata all'elemento senza funzione strutturale:

$$F_a = S_a\ W_a / q_a$$

dove, con riferimento all'elemento non strutturale, W_a è il suo peso, S_a la rispettiva accelerazione massima e q_a è il relativo fattore di struttura.

Stato Limite	Descrizione della prestazione	Riferimento paragrafo NTC08	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno	*§ 7.3.7.2*	no	no	si	si
SLD			si	si	no	no
SLV	Assenza di collasso fragile/prematuro ed espulsione fuori piano	*§ 7.3.6.3*	si	si	si	si

Verifiche di sicurezza per "pareti non strutturali" (estratto da tab. C7.1.I – Cir. N.617/09).

Le NTC08 forniscono, in tal caso, le istruzioni per valutare l'azione sismica fuori piano per gli elementi non strutturali tralasciando, totalmente, qualsiasi informazione in merito ai metodi e criteri di calcolo della capacità (resistenza) delle pareti fuori piano ed ai potenziali meccanismi di rottura che si possono istaurare per le diverse configurazioni di vincolo tra tamponamento e telaio.
A tale proposito, bisogna riferirsi quindi a normative di comprovata validità (ad esempio l'Eurocodice 6) oppure a formulazioni presenti in letteratura scientifica.

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Valori del "fattore di struttura" q_a per elementi non strutturali (§ tab. 7.2.I – NTC08)

In ogni caso, la Circolare ministeriale n.617/2009 da istruzioni per un'alternativa alla verifica sismica allo SLV orientando il progettista all'impiego di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura e collegate tra loro ed alle strutture circostanti 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. Con la scelta indicata dalla Circolare si può ritenere, a vantaggio di sicurezza, che la prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione sismica allo SLV sia conseguita; tuttavia, è chiaro che tale tipo di intervento può risultare un'applicazione utile esclusivamente nel caso di pareti sottili e particolarmente snelle.

IPOTESI: paramento interno portante, paramento esterno portato

$F_a = W_a S_a / q_a$ Forza risultante applicata al paramento interno dovuta all'inerzia del paramento interno ed esterno.

dove $W_a = p_{g,1} \cdot t_1 \cdot l_1 \cdot h_1 + p_{g,2} \cdot t_2 \cdot l_2 \cdot h_2$

con $p_{g,1}$ = peso di volume della muratura del paramento esterno

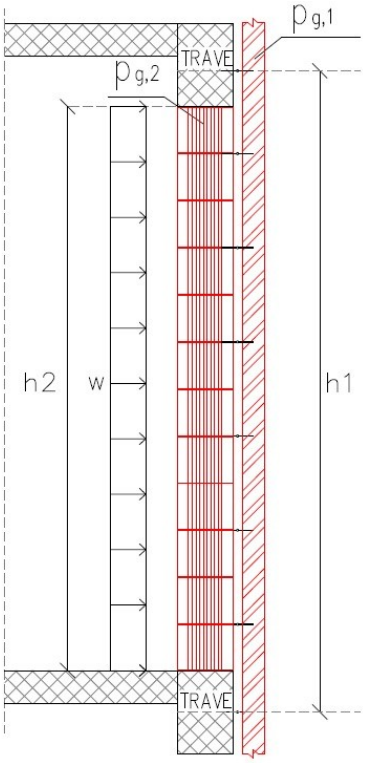
$p_{g,2}$ = peso di volume della muratura del paramento interno

$$S_a = \frac{a_g S}{g}\left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_{a,2}/T_1)^2} - 0.5\right]$$

$w = F_a/(l_2 \cdot h_2)$

$$w \le p_R = 0.72 f_{c,2}\left(\frac{t_2}{h_2}\right)^2$$

$f_{c,2}$ valore ridotto di resistenza a compressione della muratura del paramento interno per tener conto dell'eventuale danneggiamento nel piano.



Procedimento semplificato di verifica fuori piano di tamponamenti pluristrato in laterizio (estratto dalle relazioni dell'Università di Pavia).

Studi e sperimentazioni in corso

Per analizzare al meglio i suddetti concetti e colmare la carenza normativa evidenziata, l'industria italiana dei laterizi ha ritenuto opportuno commissionare all'Università di Pavia e all'Eucentre uno specifico studio, di interesse anche per l'"*Area Tematica 2-1 Aspetti nella progettazione sismica delle nuove costruzioni. Task 3 – Costruzioni in muratura*" del Piano RELUIS 2010/13 (REte dei Laboratori

Universitari di Ingegneria Sismica). In particolare, al team del Prof. Guido Magenes di Pavia è stata affidata una ricerca, sia numerica che sperimentale, sul comportamento sismico delle pareti non strutturali in laterizio, con l'obiettivo di redigere una serie di raccomandazioni per la progettazione e la pratica esecutiva di tamponamenti monostrato e pluristrato con paramento faccia a vista.
Un'ulteriore importante occasione di approfondimento sul tema deriva, inoltre, dal progetto di ricerca Europeo INSYSME "INnovative SYStems for earthquake resistant Masonry Enclosures in rc buildings", avviato lo scorso 1° ottobre e coordinato dal Prof. Claudio Modena dell'Università di Padova, che si propone di sviluppare sistemi innovativi per tamponature in laterizio resistenti ai terremoti. Oltre alla produzione di materiali e sistemi di tamponamento di ultima generazione da impiegare in edifici multipiano in c.a. nelle aree a maggiore rischio sismico, l'obiettivo principale è proprio quello di definire formule e procedure per la progettazione sismica da implementare in software di calcolo e trasferire nelle normative tecniche di riferimento. Tra le soluzioni di parete non strutturali da indagare, in collaborazione con ANDIL e le sue aziende associate, rientrano:

- i rivestimenti faccia a vista, con paramenti esterni alla cornice del telaio in c.a. e collegati alla parete interna di tamponamento;
- gli involucri monostrato, con sconnessioni e/o scorrimento finalizzate all'ottimizzazione dell'interazione parete/telaio;
- i divisori e le tramezze per partizioni interne, anche non comprese nella cornice del telaio;
- i muri alti non caricati per gli edifici industriali, mediante sistemi con armatura, o con confinamento, o modulari prefabbricati.

Riferimenti bibliografici:

Adriano De Sortis, Paolo Bazzurro, Fabrizio Mollaioli, Silvia Bruno, "Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato" (2007), *Atti del XII convegno nazionale ANIDIS*

Claudio Piferi, "Ancoraggi e graffaggi nei paramenti in laterizio faccia a vista" (2010), Costruire in Laterizio N. 136 - "Biblioteche" - Luglio/Agosto 2010 (Edizioni Business Media Sole 24 ore)

Paolo Morandi, Sanja Hak, Guido Magenes "La progettazione sismica nelle murature faccia a vista: dettagli costruttivi" (2012), Newsletter Laterizio Faccia a Vista - Luglio 2012 - Numero 42

Paolo Morandi, Sanja Hak, Guido Magenes, "Simplified Out-of-plane Resistance Verification for Slender Clay Masonry Infills in RC Frames" (2013), *Atti del XV convegno nazionale ANIDIS*

Paolo Morandi, Sanja Hak, Guido Magenes, "Damage Control of Masonry Infills in Seismic Design" Research Report EUCENTRE 2013/01 - IUSS Press

Per maggiori informazioni visitare le pagine web:

- "Le garanzie antisismiche del costruire in laterizio"
- "Ricerca e Innovazione : Comportamento Strutturale: INSYSME"

Calcolo e verifica strutturale

L'affidabilità del calcolo strutturale con ANDILWall

A. Di Fusco - ANDIL

Intervista a Guido Magenes, Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni e di Progetto e Riabilitazione delle Strutture in Muratura presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pavia, e coordinatore della Sezione Murature del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (EUCENTRE) di Pavia.

Che cos'è ANDILWall e come nasce?

ANDILWall è un software per l'analisi e la verifica strutturale di edifici in muratura. Nasce da un progetto congiunto di ANDIL (Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi), CRSoft, e EUCENTRE Pavia che nel 2004 hanno avviato un progetto comune per dotare i progettisti di uno strumento che consentisse di eseguire agevolmente le verifiche sismiche di edifici in muratura ordinaria o armata alle azioni sismiche, mediante l'analisi statica non lineare. Il modello di calcolo che sta alla base di ANDILWall si basa su una schematizzazione a telaio equivalente dell'edificio ed è stato sviluppato a partire dal 1997 dal mio gruppo di ricerca presso l'Università di Pavia e successivamente anche presso EUCENTRE. A seguito della pubblicazione dell'OPCM 3274 del 2003 è nata l'idea di trasformare il programma esistente in un software utilizzabile dai professionisti. Nel 2004 è partito quindi il progetto comune che ha portato alla pubblicazione della prima release di ANDILWall nel 2006. Il software, per quanto concepito inizialmente come strumento per la verifica sismica di edifici di nuova costruzione (in muratura semplice o armata), consente anche la verifica sotto azioni non sismiche (carichi da gravità, vento), e può anche essere proficuamente utilizzato nelle verifiche sismiche di edifici esistenti in cui sia ammissibile una schematizzazione a telaio equivalente.

Quali sono secondo Lei i "punti forti" di ANDILWall?

Innanzitutto ANDILWall consente di sfruttare le potenzialità dell'analisi statica non lineare, che per gli edifici in muratura è in grado di valutare in modo più realistico le risorse di resistenza al sisma di un edificio rispetto ad una analisi elastica lineare. Ricordo in questo senso come proprio per gli edifici in muratura si sia sentita l'esigenza di fare ricorso ai metodi di calcolo non lineari fin dalla fine degli anni '70 (si pensi alle normative tecniche emesse dopo i terremoti del Friuli e dell'Irpinia-Basilicata, che introducevano un calcolo non lineare semplificato basato sul "meccanismo di piano"). Il modello di calcolo che sta alla base di ANDIlWall è stato sviluppato e verificato in ambito universitario e di ricerca mediante numerosi confronti con modellazioni più raffinate, con prove sperimentali e su svariate configurazioni strutturali, quindi ritengo che sia un modello sostanzialmente affidabile e che peraltro, per le ipotesi utilizzate, tende a produrre risultati cautelativi (ovviamente quando la geometria dell'edificio renda lecita una schematizzazione a telaio equivalente).

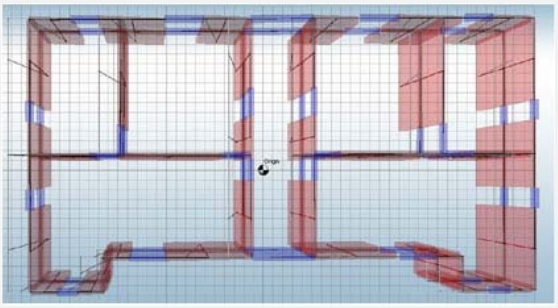
Può descrivere brevemente le nuove potenzialità e funzioni dell'ultimissima release del programma di calcolo strutturale ANDILWall?

L'ultima release del programma ha innanzitutto una nuova interfaccia grafica più versatile e potente della precedente, ed è stata sviluppata in modo da sfruttare le potenzialità dei nuovi processori (sia a 32 che 64 bit), riducendo sensibilmente i tempi di elaborazione. Per quel che riguarda le opzioni di analisi, ora è possibile, oltre alla modellazione a diaframmi di solaio rigidi, anche la modellazione a diaframmi infinitamente deformabili. Questa opzione può essere utilizzata quando siano presenti orizzontamenti molto flessibili nel proprio piano. La nuova versione del programma ha inoltre maggiori opzioni per la modellazione della capacità di elementi in cemento armato (setti, travi e pilastri).
Con queste nuove implementazioni, l'utente ha dunque a disposizione uno strumento più versatile che, oltre alla progettazione strutturale di nuovi edifici in muratura portante, può risultare efficace anche nella valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche su alcune tipologie di edifici esistenti in muratura o con struttura mista.

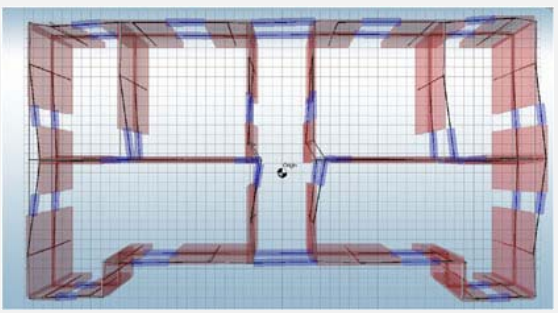
Verifica di edifici esistenti in muratura con il nuovo ANDILWall 3.1

Ad oggi è disponibile l'**aggiornamento 3.1 del software di calcolo strutturale ANDILWall**. La nuova versione presenta diverse novità che rendono ANDILWall versatile e funzionale anche per la **verifica di edifici esistenti in muratura**. Con ANDILWall 3.1. è possibile, infatti, analizzare **edifici con diaframmi deformabili** e gestire dunque, in modo semplice ed efficace, orizzontamenti e coperture realizzate per esempio con struttura in legno e semplice assito, con putrelle in acciaio ed elementi di alleggerimento (per es. tavelloni o voltine in laterizio) e tante altre tipologie di **solaio flessibile** particolarmente diffuse nei **fabbricati esistenti**.
A scopo rappresentativo, nelle immagini visibili qui sotto si può apprezzare il differente comportamento dinamico di un edificio modellato con i **solai rigidi** (figura a) e dello stesso fabbricato realizzato con entrambi i **solai deformabili** (figura b).

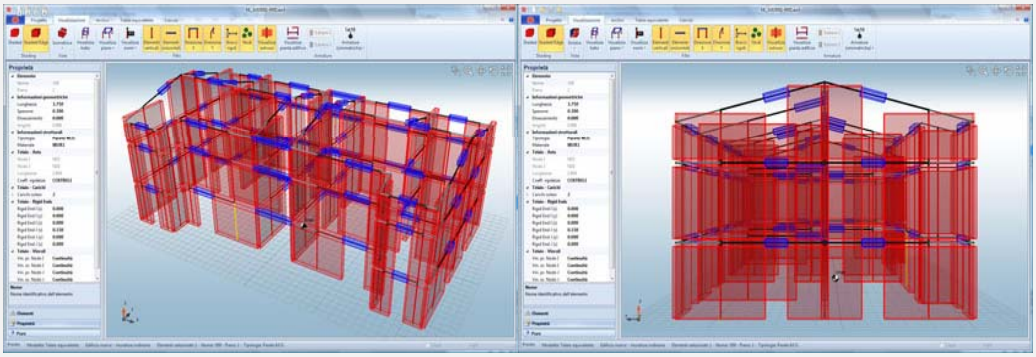
(a)



(b)



Nelle immagini qui sotto si riporta invece un esempio di fabbricato con **copertura a falde inclinate**.



Con questa nuova implementazione, l'utente ha dunque a disposizione uno **strumento versatile** che, oltre a garantire la riconosciuta **affidabilità nella progettazione strutturale di nuovi edifici in muratura portante**, può risultare estremamente efficace anche nella **valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e non sismiche** su una grande parte degli **edifici esistenti in muratura o con struttura mista** (per es. con elementi in c.a.) del patrimonio edilizio nazionale. La nuova versione del programma consente inoltre di gestire liberamente alcuni parametri di **verifica strutturale sugli elementi in cemento armato**, potenziando le funzionalità per la **verifica a taglio** di tali elementi in **fabbricati esistenti** (in particolare: travi e pilastri).

Altre novità della versione 3.1 di ANDILWall

Sono molte le novità introdotte nel **nuovo aggiornamento** che incrementano le **prestazioni**, arricchiscono **l'interfaccia** e rendono ANDILWall utilizzabile anche per **edifici esistenti**: gestione di **piani infinitamente deformabili:**

possibilità di personalizzazione dei parametri per la **valutazione della resistenza a taglio degli elementi in c.a.** nell'archivio calcestruzzi visualizzazione nella maschera dei risultati dell'analisi modale, dei **modi principali** in direzione X' e Y' potenziamento del **controllo della odellazione** dell'utente in fase di generazione del telaio equivalente con evidenziazione di eventuali anomalie potenziamento del **controllo dei prerequisiti del modello** inserito prima dell'esecuzione dei calcoli aumento della **dimensione massima** del modello analizzabile aggiornamento del **motore 3D** aggiunta di **3 esempi di validazione** per asta in muratura armata, parete in c.a. e pilastro in c.a. (in analogia a quanto già presente nell'esempio 1 di asta in muratura ordinaria).

Sul sito www.andilwall.it è possibile approfondire ulteriori aspetti del software, di cui è permesso scaricare gratuitamente una versione completa (senza limitazioni di dimensioni del modello o di funzionalità/stampa) che validità 30 giorni.

Verifica di un fabbricato in laterizio strutturale con ANDILWall 3

R. Calliari – CR Soft

Il software ANDILWall 3 è uno strumento al servizio del professionista che intende calcolare gli edifici, di nuova costruzione o esistenti, in muratura portante (ordinaria, armata o mista), di facile utilizzo ma completo rispetto a tutte le complesse procedure disciplinate dalla normativa tecnica vigente.

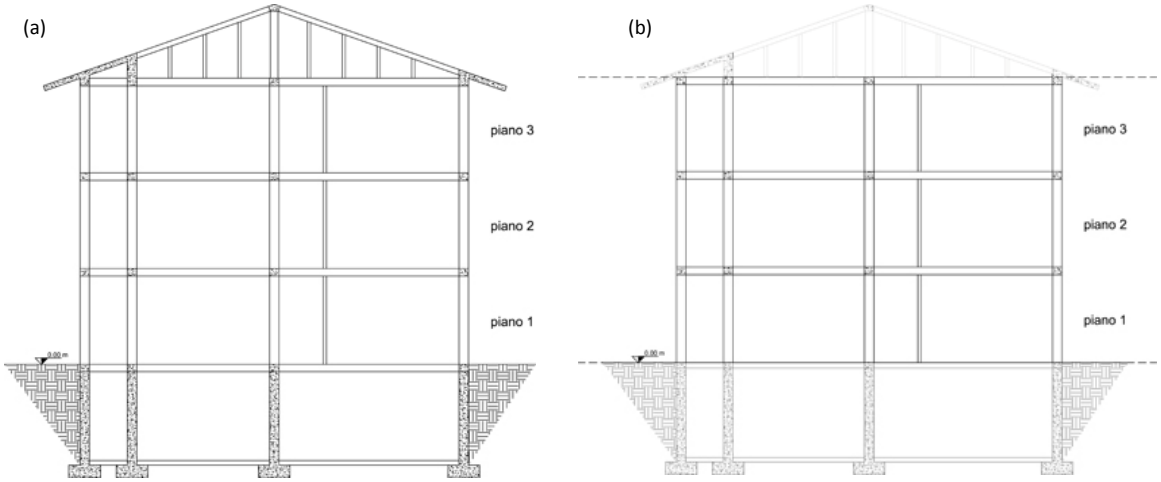


Figura 1 - Schema strutturale di un edificio in laterizio con struttura interrata in c.a. e copertura a muretti e tavelle, portati dal solaio piano di sottotetto: a) sezione edificio; b) sezione considerata nella modellazione.

Il primo approccio dello strutturista è quello con il progetto architettonico. Analizzando i prospetti, le sezioni e le piante, è necessario individuare gli allineamenti delle pareti ai vari livelli per identificare i setti portanti in laterizio, le cordonature di collegamento e le travi su cui gravano i solai di piano. È importante osservare che un piano interrato in c.a., caratterizzato da un comportamento scatolare rigido, può essere schematizzato come un vincolo a terra e quindi essere escluso dal calcolo dell'edificio in muratura in elevazione.

In presenza di una copertura a falde su muretti e tavelle di laterizio, il carico di copertura è portato dal solaio piano di sottotetto, consentendo quindi una schematizzazione come riportata in figura 1.

A partire dalla pianta tipo, riportata in figura 2, è necessario individuare i setti portanti e suddividere gli impalcati come aree di influenza degli elementi verticali o di quelli orizzontali. L'organizzazione del file di input, in formato nativo DWG o generico DXF, deve avvenire mediante la definizione dei layer sui quali posizionare gli elementi caratterizzanti il modello, ovvero gli elementi ad asse verticale (murature, pilastri, bielle, ecc.), gli elementi ad asse orizzontale (travi e cordoli in c.a.) e le parti di solaio intese come aree di influenza dei carichi che vengono direttamente associati agli elementi verticali mediante un semplice tratto di linea che collega l'area di solaio e l'impronta rettangolare della parete muraria. Nella nuova versione 3 di ANDILWall, la possibilità di acquisire i files in formato DWG con visualizzazione della struttura e dei nomi dei layer in essi contenuti, semplifica di molto l'operatività dell'utente eliminando possibili errori di digitazione. Lo stesso file DWG può contenere sia tutti i piani che un ulteriore layer di carichi portati per simulare ad esempio la falda in muretti e tavelle.

NEWSLETTER del LATERIZIO
novembre 2013

Dopo aver inserito le quote di imposta delle murature e dei cordoli ai vari livelli architettonici, il programma provvede a generare il modello geometrico dell'edificio. Al termine dell'importazione, l'utente può controllare la schematizzazione implementata e l'assegnazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli elementi strutturali, nonché eventualmente modificare carichi e geometrie. Passo successivo è la creazione del telaio equivalente, vero e proprio modello strutturale utilizzato dal *SAM* (*Seismic Analysis of Masonry walls* – codice di calcolo) nelle sue analisi. La creazione delle aste, comprensive di parti deformabili e *rigid-end*, avviene in automatico da parte del programma, mediante regole insite nel codice *SAM*, ampiamente descritte nell'apposito manuale che consta di quasi 400 pagine di cui oltre la metà di teoria della modellazione e calcolazione di edifici in muratura portante.

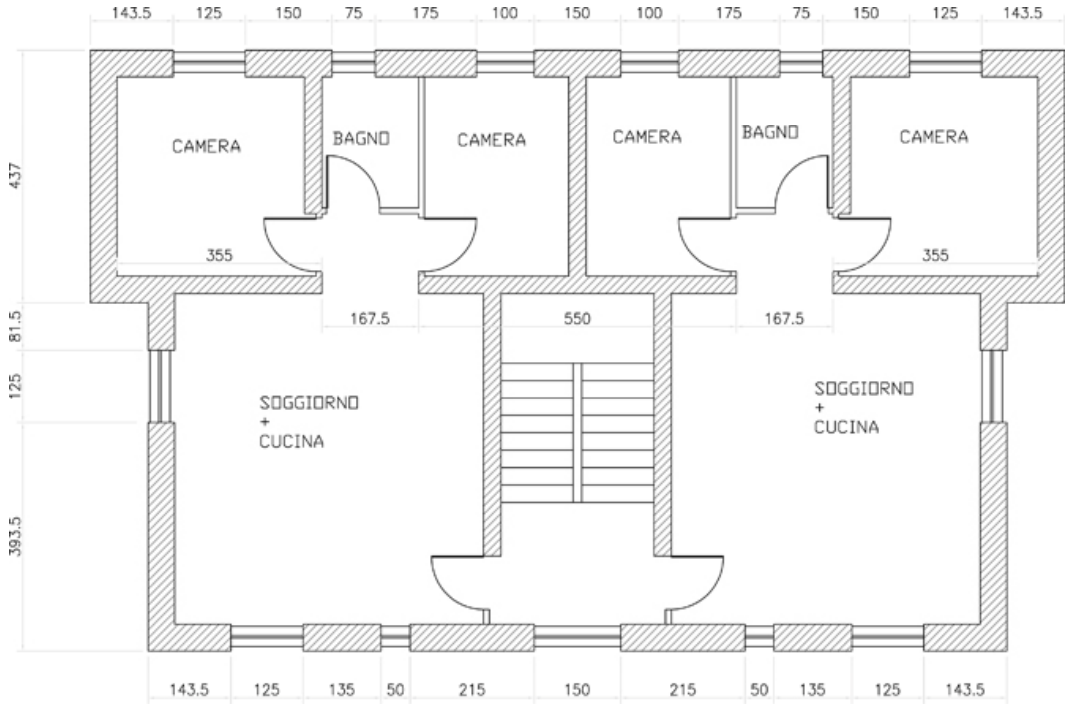


Figura 2 - Pianta piano tipo dell'edificio da calcolare.

Il professionista può quindi intervenire ritoccando il modello mediante l'inserimento di nuove aste o la cancellazione di quelle esistenti, o semplicemente modificandone la geometria o le caratteristiche meccaniche. Per quanto riguarda le caratteristiche delle murature, il programma consente, mediante un apposito flag, di calcolare in automatico le caratteristiche in base alle indicazioni contenute in normativa, a partire dalla resistenza caratteristica del blocco e della malta di allettamento. L'utente può, comunque, modificare a suo piacimento questi valori inserendone altri in suo possesso o forniti, ad esempio, dall'azienda produttrice dell'elemento in laterizio (figura 3).

La successiva fase è quella di esecuzione delle analisi, che viene effettuata dal programma sia per i carichi non sismici (gravitazionali e vento) che per quelli sismici. L'utente può condurre anche una verifica semplificata dell'edificio, nel caso in cui esso rispetti i requisiti previsti da normativa. Una apposita finestra guida l'utente in questa verifica.

Le analisi estese, invece, vengono svolte dal programma in base alle scelte compiute dall'utente, che può selezionare le combinazioni, le modalità di convergenza delle analisi non lineari ed altri parametri. I tempi di elaborazione, ampiamente ridotti rispetto alla versione precedente, dipendono dalla complessità dell'edificio e dal numero di analisi che si eseguono.

Al termine dell'elaborazione del solutore *SAM*, viene visualizzata una finestra di report riepilogativo delle analisi ultimate. È possibile quindi esaminare dettagliatamente i risultati, rappresentando sia i valori in forma tabellare che in modalità grafica (deformata e quadro di danno). Per quanto riguarda la verifica ai carichi non sismici, eseguita con lo schema dell'articolazione, il programma esegue le verifiche sia in termini di resistenza (taglio e pressoflessione) nel piano che di sollecitazioni fuori piano valutando le azioni per ogni elemento murario in sommità, in mezzeria e alla base e considerando le eccentricità derivanti dai carichi e dall'azione del vento.

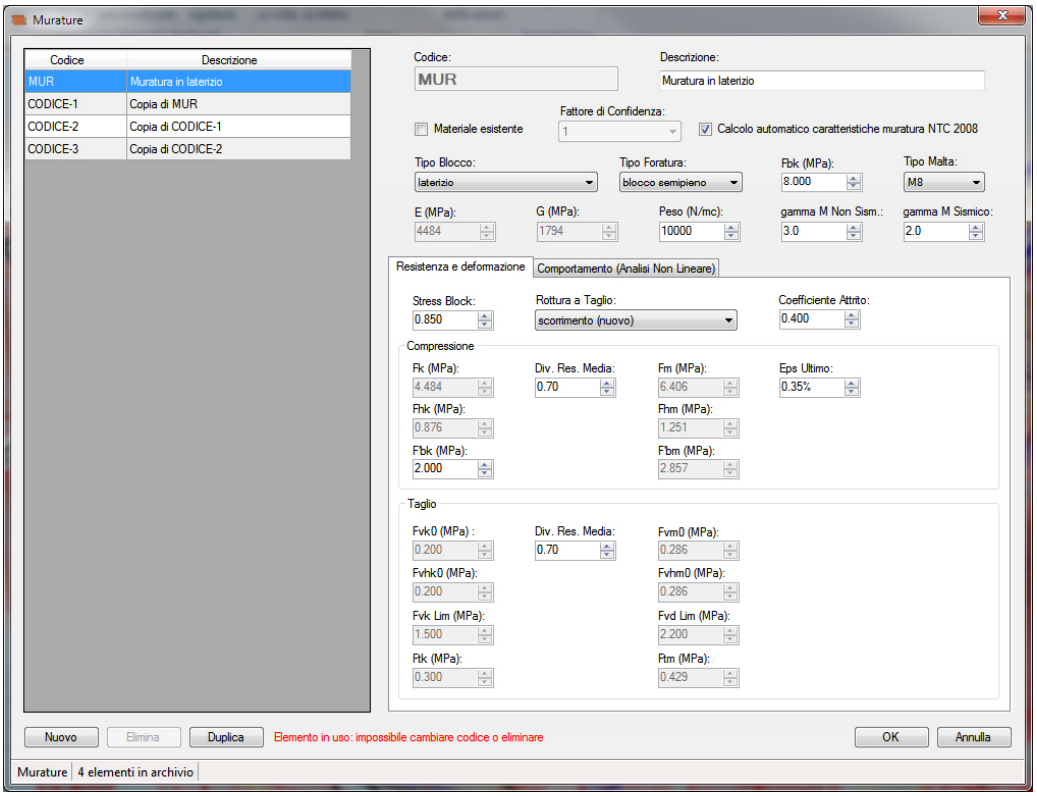


Figura 3 - Archivio murature: caratteristiche meccaniche per un blocco semipieno in laterizio e malta M8.

Per quanto riguarda le analisi sismiche, il programma riporta, per ogni step di analisi, tutti i dati ovvero sia le sollecitazioni sui singoli elementi che il quadro di danno, che può essere riprodotto anche in forma grafica per meglio comprendere l'edificio nel suo complesso (figura 4). La fase principale del controllo dell'elaborazione è, in ogni caso, la visualizzazione della curva di capacità generata dal programma per ogni analisi eseguita. In particolare, sulla curva Forza-Spostamento del punto di controllo, posto nel baricentro dell'ultimo piano, è riportata la bilineare e gli spostamenti, in richiesta e capacità, agli stati limiti di operatività, di danno e ultimo.

L'analisi dell'edificio soggetto alle azioni sismiche, è completata dalle verifiche fuori piano degli elementi murari. Il programma valuta l'azione di progetto secondo normativa e verifica il setto murario con apposita formulazione, che quindi per le pareti in muratura ordinaria è differente da quelle armate.

Tutti i dati di input, nonché le analisi e verifiche svolte dal software sono stampabili in automatico dal programma in un formato RTF editabile e personalizzabile dall'utente. Sarà cura del professionista, selezionare gli argomenti da stampare, per consentire un'agevole presentazione della pratica all'ufficio di competenza, riservandosi una mole più ampia dei dati per eventuali integrazioni e raffronti durante la fase dei lavori esecutivi.

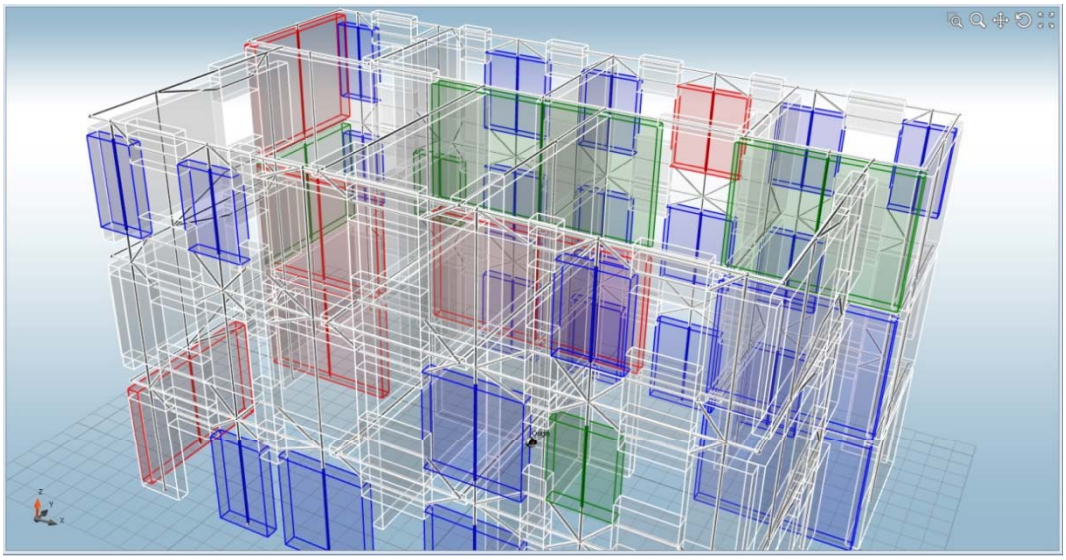


Figura 4 - Visualizzazione grafica del quadro di danno degli elementi costituenti il modello.

ANDILWall 3 è uno strumento al servizio del professionista che calcola gli edifici, di nuova costruzione o esistenti, in muratura portante (ordinaria, armata o mista), di facile utilizzo ma approfondito in tutte le complesse procedure disciplinate dalla normativa vigente (Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14/01/2008). Il sito www.andilwall.it presenta ulteriori informazioni e consente di scaricare gratuitamente una versione completa del software (senza limitazioni di dimensioni del modello o di funzionalità/stampa) valido per 30 giorni.

Per maggiori approfondimenti è possibile:

-scaricare l'articolo "***Software di calcolo per le potenzialità strutturali della muratura portante***" di Roberto Calliari pubblicato su "Costruire in Laterizio", n. 154, ottobre 2013 (Tecniche Nuove)

-- visitare la pagina web ***"Le garanzie antisismiche del costruire in laterizio"***

SISMA IN EMILIA:
ricognizione di edifici in laterizio

EDIFICI MODERNI IN LATERIZIO
ESITI DEI RILIEVI POST-SISMA IN EMILIA

Alfonsina Angela Di Fusco
ANDIL Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi
a.difusco@laterizio.it

Flavio Mosele
CPI, Consorzio Poroton Italia

SOMMARIO
A seguito dell'importante sequenza sismica in Emilia, è stata svolta una ricognizione di più di 50 edifici di recente costruzione, al fine di verificare il reale comportamento dei moderni sistemi in laterizio per effetto delle azioni sismiche subite. Gli edifici esaminati non hanno presentano alcun danno, né agli elementi strutturali, né a quelli non strutturali, sebbene abbiano sofferto azioni di intensità anche maggiori di quelle previste dalla normativa vigente. Si può affermare che gli edifici rilevati siano stati, pertanto, sottoposti ad un "naturale" e completo collaudo dinamico che ha fornito un esito senza dubbio molto positivo, ad ulteriore conferma dell'affidabilità e sicurezza strutturale delle costruzioni in laterizio. I dati di rilievo, le mappe ed i risultati elaborati sono stati organizzati per sistemi costruttivi: muratura portante ordinaria, rettificata e armata e strutture in c.a. tamponate in laterizio. In particolare, le informazioni e i parametri più significativi, raccolti in tabelle, evidenziano come le accelerazioni di progetto, calcolate secondo le NTC08, siano state superate dalle accelerazioni misurate e registrate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia durante i due eventi sismici più violenti (20/5/2012 con magnitudo 5.9 e 29/5/2012 con magnitudo 5.8).

ABSTRACT

THE POST-SEISMIC RECONNAISSANCE OF MODERN CLAY BUILDINGS IN EMILIA

Consequently to the relevant seismic sequence in Emilia, ANDIL, National Association of Industrialists of Bricks, in cooperation with the partner companies of the area affected by earthquakes and assisted by the CPI, Consortium Poroton® Italy, carried out a reconnaissance on more than 50 recently erected buildings, in order to verify the actual behavior of modern load-bearing clay masonry systems under the endured seismic actions.

The examined buildings did not show any damage either to the structural elements, or to the non-structural ones, although they endured seismic loads even greater than those expected by the current national code. Therefore, it can be stated that the examined buildings have been subjected to a "natural" and complete dynamic testing, which provided a definitely positive outcome, proving once again the reliability and structural safety of modern load-bearing clay masonry buildings.

The data, maps and processed results have been organized according to the building systems: ordinary unreinforced clay masonry, thin layer bed joint unreinforced clay masonry, reinforced clay masonry and reinforced concrete structures with clay masonry infill walls. In particular, the most significant data and parameters, arranged in tables, highlight that the design acceleration, evaluated according to NTC 2008, have been overtaken by the accelerations measured and recorded by the National Institute of Geophysics and Volcanology in the two most violent seismic events (20/5/2012 M_w 5.9 and 29/5/2012 M_w 5.8).

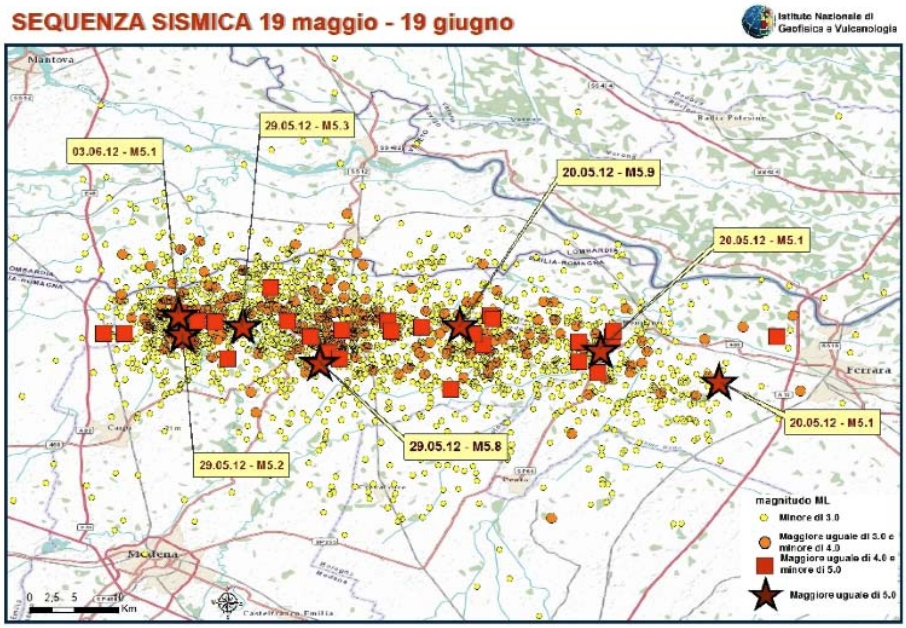
PAROLE CHIAVE | KEYWORDS

laterizio, muratura, Emilia Romagna, terremoto, sicurezza sismica

clay, masonry, Emilia Romagna, earthquake, seismic safety

IL SISMA IN EMILIA

La sequenza sismica che ha interessato l'Emilia Romagna dal 20 maggio 2012 ha coinvolto principalmente le provincie di Bologna, Ferrara, Modena e Reggio Emilia. Sono stati censiti più di 2400 eventi di cui 7 con magnitudo Richter superiore a 5.0 gradi e circa 27 con magnitudo compresa tra 4.0 e 5.0 gradi (figura 1). La prima violenta scossa del 20 maggio, di magnitudo M5.9, registrata a Finale Emilia ad una profondità di 6,3 km, ha causato 7 morti, 50 feriti e 5.000 sfollati con danni notevoli al patrimonio storico e molteplici crolli alle aziende agricole e all'intero comparto industriale. Il secondo scuotimento devastante si è verificato dopo nove giorni in Medolla ad una profondità di 10,2 km, con una magnitudo pari a M5.8. Le vittime hanno raggiunto numeri ancor più ragguardevoli (20 morti, 305 feriti e 10.000 sfollati) e molte delle costruzioni danneggiate, durante la prima forte scossa, sono così definitivamente collassate, anche per l'effetto cumulato causato dai due eventi consecutivi.



1. Sequenza sismica nella pianura Padana-Emiliana di maggio/giugno 2012 (fonte INGV).

SISMICITÀ STORICA, PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'area della pianura Padana-Emiliana che ha subito i sismi del 20 e 29 maggio 2012 è caratterizzata da una "modesta" sismicità storica. Nel raggio di 30-40 km dagli epicentri delle due scosse principali, le informazioni storiche contenute nei più aggiornati cataloghi sismici non riportano eventi significativi, con la sola eccezione del forte terremoto di più di cinquecento anni fa (tabella 1).

Tabella 1. Terremoti storici nel territorio ferrarese (fonte INGV).

Data	Epicentro	I_{MCS}	Magnitudo equ. Mw
17/11/1570	Ferrara	VIII	5,5
06/04/1934	Finale Emilia	VII-VIII	-
08/05/1987	Camposanto S. Felice sul Panaro Finale Emilia	VI	4,6

Proprio sulla base delle indicazioni del passato, il risultato delle elaborazioni della sismicità storica ha permesso di descrivere i modelli previsionali di pericolosità sismica di questo territorio che, a fronte di ciò, è potenzialmente oggetto di avvenimenti tellurici di rara frequenza con magnitudo intorno ai 5.5-6.0, coerenti con le osservazioni registrate nella sequenza del maggio 2012. Più precisamente, l'OPCM n.3519/2006 ha caratterizzato la zona in esame, secondo analisi probabilistiche, con un livello di pericolosità medio-basso, definito da un'accelerazione su suolo rigido di circa 0,10-0,15g per un periodo di ritorno pari a 475 anni (figura 2), rispetto a cui gli eventi sismici emiliani - per quanto atipici - sono da ritenersi comunque compatibili.

2. Localizzazione degli epicentri delle 7 scosse sismiche che hanno superato magnitudo 5.0 della scala Richter in relazione alla mappa di pericolosità sismica (rif. Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, n. 3519) espressa in termini di accelerazione massima - con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni - su suoli rigidi.

Riferendosi alla classificazione sismica del territorio italiano e sulla base della deliberazione del Consiglio Regionale dell'Emilia Romagna n.1435 del 21/7/2003, i comuni interessati dal terremoto appartengono alla zona sismica 3, devono, dunque, attenersi alle regole di progettazione dettate dalle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC - DM 14/1/2008) in vigore dal 1° luglio 2009. L'applicazione delle NTC prevede, diversamente dalla precedente normativa in materia di progettazione sismica, che per ogni costruzione si debba considerare direttamente l'*accelerazione di riferimento "propria",* individuata a partire dalle *coordinate geografiche* dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Il valore di pericolosità di base è definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato. La classificazione sismica (ovvero la definizione della zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo ai fini della gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.) e, all'interno del testo delle NTC, fornisce indicazioni in merito ai requisiti minimi dei materiali da costruzione.

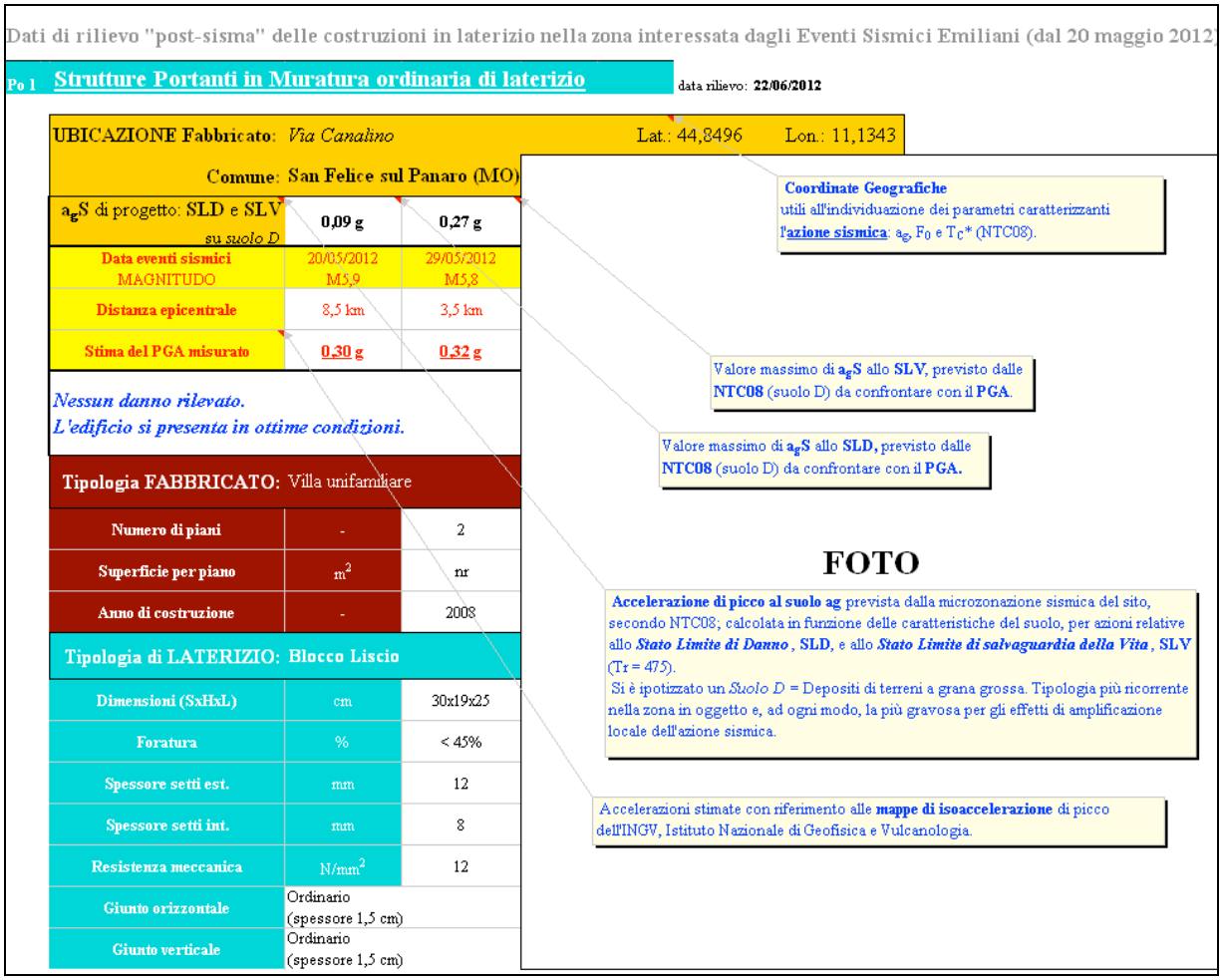
RICOGNIZIONE POST-SISMA

Organizzazione dei sopralluoghi

Con l'obiettivo di testimoniare la validità di impiego dei prodotti in laterizio in zona sismica, si è voluto documentare la risposta sismica di edifici in laterizio costruiti negli ultimi dieci anni nel territorio interessato dal terremoto emiliano. L'industria italiana dei laterizi da muro ha avviato, quindi, nella fase post-sisma una campagna di rilievi, effettuando numerosi sopralluoghi per la verifica di più di 50 fabbricati, realizzati con elementi in laterizio prodotti dalle aziende associate all'ANDIL della zona. La ricognizione ha compreso l'area epicentrale del cratere sismico emiliano, con un raggio di influenza massimo di 30 km con centro nei due siti (Finale Emilia e Medolla) che hanno subito le maggiori intensità (figura 2).

E' stata predisposta un'apposita scheda di rilievo al fine di raccogliere i dati più rilevanti ai fini di una descrizione puntuale dei fabbricati e funzionali alla successiva elaborazione. In particolare, oltre all'ubicazione precisa dello stabile rilevato e al giudizio visivo sullo stato di danneggiamento post-sisma (se presente), la scheda è stata compilata con le informazioni essenziali dell'edificio, e più precisamente: numero di piani, anno di costruzione e proprietà specifiche - geometria, morfologia e caratteristiche meccaniche - inerenti la tipologia di sistema costruttivo in laterizio impiegata; il tutto è stato corredato da un opportuno report fotografico. A integrazione dei dati di rilievo, la scheda (figura 3) presenta anche i risultati - inseriti a valle dei sopralluoghi - delle valutazioni delle azioni di progetto, calcolate secondo le NTC, e delle relative stime della PGA misurata durante i due maggiori terremoti (20/5/2012 M5.9; 29/5/2012, M5.8).

3. Scheda di rilievo "post-sisma" per gli edifici in laterizio.



Azione sismica di progetto

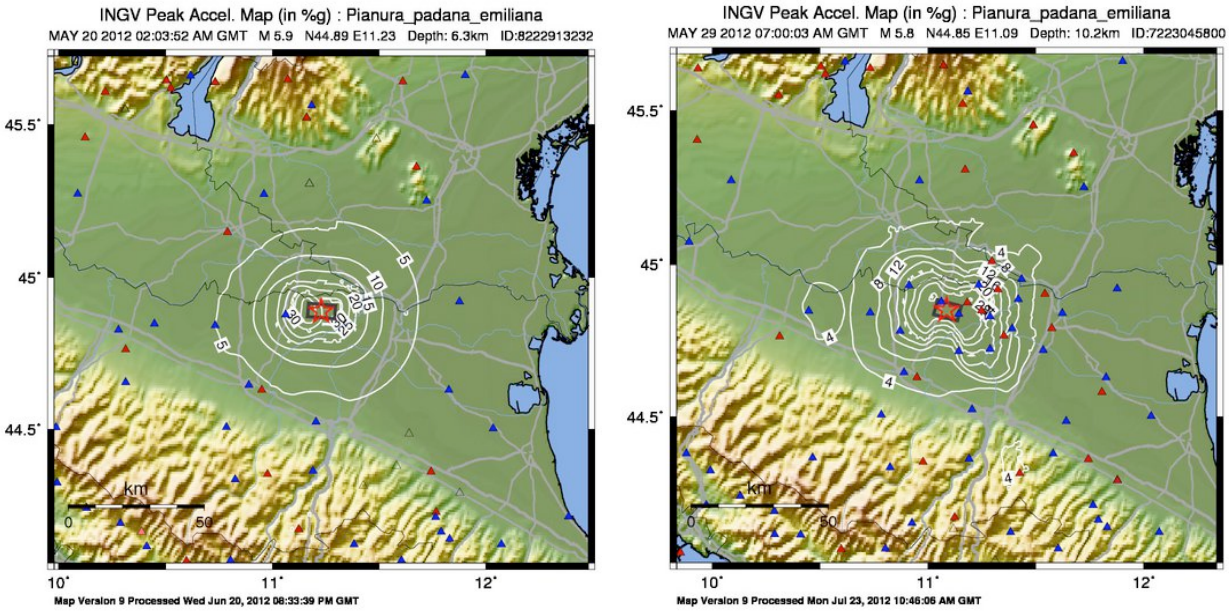
A partire dalle coordinate geografiche del punto di ubicazione, sono stati individuati, per ogni edificio rilevato, i tre parametri di pericolosità sismica del sito: a_g, F_0 e T_C* (tabella 1 - All.B delle NTC). Ipotizzando un *suolo D* (depositi di terreni a grana grossa), corrispondente alla tipologia più ricorrente nella zona in esame e comunque la più gravosa per gli effetti di amplificazione locale dell'azione sismica, sono state determinate le azioni allo Stato limite di Danno, SLD, e allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV (con periodo di ritorno T_r = 475).

Le accelerazioni di progetto (a_gS), così calcolate, sono state quindi messe a confronto con l'accelerazione di picco del terreno (PGA) causata dai due eventi sismici più gravosi. È rilevante osservare che l'accelerazione indotta dai due sismi risulta essere nella maggioranza dei casi corrispondente o superiore a quella prevista per la progettazione allo SLV. Nei casi rimanenti l'accelerazione indotta dai sismi è risultata maggiore dell'accelerazione di progetto allo SLD, e solo in sei casi uno dei due sismi ha indotto un'accelerazione inferiore anche all'accelerazione di progetto allo SLD.

PGA misurata

La stima delle sollecitazioni sismiche effettivamente sofferte da ciascun edificio è stata eseguita attraverso una rigorosa osservazione delle mappe di scuotimento, *shakemap*, implementate automaticamente dai dati strumentali registrati dalle stazioni sismiche e fornite dall'INGV.

I valori stimati dell'accelerazione di picco del terreno (PGA) sono stati ricavati mediante l'estrapolazione puntuale dalle curve di isoaccelerazione delle *shakemap* relative ai terremoti del 20 e 29 maggio 2012 (figura 4).



4. Skakemap INGV relative alle scosse registrate il 20 e 29 maggio 2012.

ESITI DELLA RICOGNIZIONE POST-SISMA

Gli edifici oggetto della ricognizione consistono in diverse palazzine residenziali, complessi residenziali, ville singole e a schiera, un albergo, una scuola e un centro commerciale.

I sistemi costruttivi in laterizio che caratterizzano la struttura portante dei suddetti edifici, in diversi casi rivestita da parete esterna di mattoni faccia a vista, sono le tipologie più ricorrenti del territorio emiliano:

- muratura ordinaria;
- muratura rettificata;
- muratura armata;
- telaio in c.a. con tamponature.

Tutti gli edifici controllati hanno esibito un'ottima capacità di resistere al terremoto, visto che nessuno di essi ha subito danni a seguito della sequenza sismica. La rassegna completa con l'intera documentazione, le singole schede di rilievo, le mappature di dettaglio e i report fotografici, è consultabile online sul sito dell'ANDIL (www.laterizio.it), alla pagina web "Le Garanzie Antisismiche del Costruire in Laterizio".

Analizzando i singoli casi riportati nelle tabelle 2a, 2b, 2c e 2d, alla luce delle precise accezioni attribuite ai due stati limite SLD e SLV (§3.2.1 delle NTC), è possibile identificare tre *categorie* di "danneggiamento atteso" in funzione delle accelerazioni indotte dagli eventi sismici principali del 20 e 29 maggio 2012:

- *categoria 1*, edifici che hanno subito almeno un terremoto che ha causato un'accelerazione uguale o maggiore a quella di progetto allo SLV, ed un altro terremoto che ha indotto un'accelerazione ben oltre allo SLD. Ci si poteva attendere crolli di elementi non strutturali e danni significativi alla struttura, senza che la vita degli occupanti fosse in pericolo; tali costruzioni sarebbero state dichiarate inagibili e probabilmente da demolire;

- *categoria 2*, gli edifici che hanno subito in entrambi i sismi accelerazioni importanti, comprese tra le accelerazioni di progetto allo SLD e allo SLV. Ci si poteva attendere danni strutturali e non strutturali considerevoli, ma non così gravi come per la precedente *categoria 1*; tali costruzioni sarebbero state dichiarate inagibili e sarebbero stati necessari interventi di ripristino;

- *categoria 3*, gli edifici che hanno superato solo in uno dei due sismi lo SLD. Ci si poteva attendere danni strutturali e non strutturali limitati, con il rischio tuttavia di una inagibilità parziale o temporanea e sarebbero stati necessari degli interventi di sistemazione.

In sintesi, dall'osservazione delle accelerazioni indotte dalle scosse del 20 e 29 maggio, lo scenario atteso sarebbe stato dunque devastante. In realtà, la condizione effettivamente riscontrata sul territorio è stata decisamente diversa: le costruzioni visionate non hanno presentato danni, tanto che gli edifici sono rimasti pienamente operativi, a meno di inagibilità per rischio esterno (come nel caso della scuola: ricognizione n.24).

A seguire viene illustrata la rassegna delle ricognizioni svolte con le relative informazioni, organizzate per ciascun sistema costruttivo esaminato.

Edifici in muratura portante ordinaria

Le costruzioni in muratura ordinaria rilevate, per la maggior parte in provincia di Modena e solo in tre casi (12, 13, 14) in provincia di Ferrara, sono 14 e comprendono edifici realizzati dal 2000 al 2008 con un numero di piani variabile da uno a quattro livelli fuori terra (in tabella 2a, con numerazione da 1 a 14). Le pareti in muratura ordinaria indagate sono confezionate, prevalentemente, da blocchi in laterizio di spessore compreso tra 25 e 45 cm, con una percentuale di foratura di circa 45%-50%, da letti di malta dello spessore compreso tra 10 e 15 mm e giunti verticali riempiti.

Tabella 2a. Informazioni di inquadramento ed analisi per la ricognizione post-sima di edifici moderni in laterizio: costruzioni di muratura portante ordinaria.

	Coord. geografiche		a_gS (g)		PGA (g)		Dist. ep. (km)		*Cat. "danneg. atteso"*
n.	Lat	Lon	SLD	SLV	20-mag	29-mag	20-mag	29-mag	
Sistema costruttivo in laterizio: *Muratura Portante Ordinaria*									
1	44,80	11,10	0,09	0,27	0,30	0,32	8,5	3,5	*1*
2	44,80	11,00	0,10	0,28	0,17	0,28	18,0	7,0	*1*
3	44,90	11,00	0,08	0,23	0,30	0,24	11,0	8,0	*1*
4	44,80	11,00	0,09	0,27	0,16	0,28	19,0	8,0	*1*
5	44,90	11,10	0,08	0,25	0,30	0,28	10,0	5,0	*1*
6	44,90	11,10	0,08	0,25	0,30	0,28	10,0	5,0	*1*
7	44,80	11,00	0,09	0,27	0,28	0,32	12,0	1,0	*1*
8	44,80	11,00	0,09	0,27	0,30	0,30	12,0	0,5	*1*
9	44,70	11,10	0,10	0,28	0,12	0,16	19,0	13,0	*2*
10	44,70	11,10	0,10	0,28	0,12	0,16	19,0	13,0	*2*
11	44,70	11,10	0,10	0,28	0,18	0,16	19,0	14,0	*2*
12	44,80	11,40	0,09	0,27	0,21	0,12	12,5	22,0	*2*
13	44,80	11,40	0,10	0,27	0,15	0,10	17,0	25,0	*2*
14	44,80	11,50	0,09	0,26	0,14	0,06	19,0	29,0	*3*

4. Fabbricati in muratura portante ordinaria: a sx, caso n.3 tab.2a in via E. Ori loc. Quarantoli, Mirandola (MO); a dx, caso n.8 tab.2a in via Grande, Medolla (MO).

Edifici in muratura portante rettificata

Le costruzioni in muratura rettificata rilevate, ubicate nelle provincie di Bologna, Ferrara, Mantova e Modena, sono 7 e comprendono edifici realizzati dal 2008 al 2012 con un numero di piani variabile da uno a tre livelli fuori terra (in tabella 2b, con numerazione da 15 a 21). Le pareti in muratura rettificata sono confezionate da blocchi in laterizio rettificato nel piano di posa, di spessore compreso tra 30 e 45 cm, con una percentuale di foratura di circa 45%, e da letti di malta sottili dello spessore di 1 mm e giunti verticali riempiti in apposite tasche.

Tabella 2b.
Informazioni di inquadramento ed analisi per la ricognizione post-sima di edifici moderni in laterizio: costruzioni di muratura portante rettificata.

	Coord. geografiche		$a_g S$ (g)		PGA (g)		Dist. ep. (km)		*Cat. "danneg. atteso"*
n.	Lat	Lon	SLD	SLV	20-mag	29-mag	20-mag	29-mag	
Sistema costruttivo in laterizio: *Muratura Portante Rettificata*									
15	44,80	11,00	0,09	0,27	**0,20**	**0,28**	8,5	6,5	*1*
16	44,80	11,20	0,09	0,27	**0,30**	**0,28**	6,0	9,5	*1*
17	44,80	11,20	0,10	0,28	**0,20**	**0,28**	10,0	9,5	*1*
18	44,90	11,10	0,07	0,19	**0,25**	**0,20**	13,0	14,0	*1*
19	45,00	11,30	0,07	0,16	0,10	0,12	19,0	22,0	*2*
20	44,70	11,20	0,10	0,28	0,15	0,08	20,0	21,0	*3*
21	44,70	11,30	0,11	0,28	0,10	0,12	23,0	26,0	*3*

5. Fabbricati in muratura portante rettificata: a sx, caso n.16 tab.2b in via Lograzzi, Massa Finalese (MO); a dx, caso n.18 tab.2b in via Casoni Sopra 6, Finale Emilia (MO).

Edifici in muratura portante armata

Le costruzioni in muratura armata rilevate, tutte in provincia di Modena, sono 15 e comprendono edifici realizzati dal 2007 al 2012 con un numero di piani variabile da due a tre livelli fuori terra (in tabella 2c, con numerazione da 22 a 36). Le pareti in muratura armata sono confezionate da blocchi in laterizio di spessore compreso tra 25 e 38 cm, con una percentuale di foratura di circa 45%, e da letti di malta dello spessore compreso tra 10 e 15 mm e giunti verticali riempiti. L'armatura, in genere, è della tipologia "diffusa", con barre verticali ϕ 16 opportunamente posizionate in funzione dell'esigenza progettuale e staffe ϕ 6 o ϕ 8 inserite ogni due giunti orizzontali di malta.

Tabelle 2c.
Informazioni di inquadramento ed analisi per la ricognizione post-sima di edifici moderni in laterizio: costruzioni di muratura portante armata.

n.	Coord. geografiche Lat	Lon	a_gS (g) SLD	SLV	PGA (g) 20-mag	29-mag	Dist. ep. (km) 20-mag	29-mag	*Cat. "danneg. atteso"*
Sistema costruttivo in laterizio: *Muratura Portante Armata*									
22	44,80	11,10	0,09	0,27	0,30	0,32	8,0	4,5	1
23	44,80	11,10	0,09	0,27	0,30	0,32	9,5	4,0	1
24	44,90	11,10	0,09	0,26	0,30	0,32	8,0	4,0	1
25	44,80	11,30	0,09	0,27	0,30	0,22	8,0	16,5	1
26	44,90	11,00	0,08	0,25	0,25	0,28	13,5	5,5	1
27	44,90	11,00	0,09	0,26	0,25	0,30	14,0	4,5	1
28	44,80	11,10	0,09	0,27	0,30	0,30	8,0	4,5	1
29	44,80	11,00	0,09	0,27	0,20	0,30	18,0	7,0	1
30	44,90	11,10	0,08	0,25	0,30	0,30	10,5	4,5	1
31	44,90	11,10	0,08	0,25	0,30	0,28	10,5	4,5	1
32	44,90	11,20	0,08	0,22	0,30	0,22	5,0	14,0	1
33	44,90	10,90	0,08	0,24	0,16	0,28	19,5	10,5	2
34	44,90	11,00	0,08	0,25	0,18	0,28	17,5	17,0	2
35	44,90	10,90	0,08	0,23	0,15	0,28	19,5	11,0	2
36	44,80	10,80	0,09	0,27	0,08	0,14	31,0	19,0	3

6. Fabbricati in muratura portante armata: a sx, caso n.23 tab.2c in via Collodi, San Felice sul Panaro (MO); a dx, caso n.27 tab.2c in via Emilia Romagna, Mirandola (MO).

Edifici in c.a. con tamponature

Le costruzioni in cemento armato tamponate in laterizio rilevate tutte in provincia di Modena, ad esclusione di due rilevate in provincia di Ferrara (50 e 52), sono 16 e comprendono edifici realizzati dal 2004 al 2011 con un numero di piani variabile da uno a sette livelli fuori terra (in tabella 2d, con numerazione da 37 a 52). Le tamponature sono realizzate da una parete di elementi in laterizio di spessore compreso tra 25 e 38 cm, con una percentuale di foratura di circa 45%÷60%, che nella maggior parte dei casi presenta una fodera esterna costituita da un paramento in mattoni faccia a vista. Le due pareti risultano, in genere, efficacemente collegate tramite la predisposizione di graffaggi o di un traliccio di armatura orizzontale nei letti di malta.

Tabella 2d.
Informazioni di inquadramento ed analisi per la ricognizione post-sima di edifici moderni in laterizio: costruzioni di calcestruzzo armato con tamponamenti in laterizio.

	Coord. geografiche		a_gS (g)		PGA (g)		Dist. ep. (km)		*Cat. "danneg. atteso"*
n.	Lat	Lon	SLD	SLV	20-mag	29-mag	20-mag	29-mag	
Sistema costruttivo in laterizio: *telaio in c.a. con Tamponature*									
37	44,90	11,00	0,08	0,25	0,25	0,31	13,0	6,0	1
38	44,80	11,10	0,09	0,26	0,27	0,30	12,0	5,0	1
39	44,80	11,10	0,09	0,27	0,28	0,32	12,0	1,0	1
40	44,80	11,00	0,09	0,26	0,25	0,30	13,0	5,0	1
41	44,80	11,00	0,09	0,27	0,30	0,30	13,0	1,0	1
42	44,90	11,00	0,08	0,25	0,25	0,30	13,5	5,5	1
43	44,90	11,10	0,08	0,25	0,27	0,28	12,0	5,0	1
44	44,90	10,90	0,07	0,25	0,10	0,20	25,0	15,0	2
45	44,90	10,90	0,07	0,25	0,10	0,20	25,0	15,0	2
46	44,70	11,10	0,10	0,28	0,11	0,15	20,0	14,0	2
47	44,70	11,10	0,10	0,28	0,12	0,16	19,0	14,0	2
48	44,70	11,10	0,10	0,28	0,12	0,16	19,0	13,0	2
49	44,90	11,90	0,08	0,22	0,10	0,16	25,5	17,0	2
50	44,90	11,40	0,08	0,23	0,18	0,08	14,0	25,5	2
51	44,70	10,80	0,10	0,28	0,08	0,18	28,0	17,0	3
52	44,80	11,50	0,09	0,27	0,12	0,04	22,0	31,0	3

7. Fabbricati in c.a. con tamponature e paramento a vista in laterizio: a sx, caso n.40 tab.2d in via Bologna, Medolla (MO); a dx, caso n.42 tab.2d in via dell'Orto, Mirandola (MO).

CONCLUSIONI

La violenta sequenza sismica che ha colpito la pianura Padana-Emiliana è stata una vera e propria prova dinamica su scala reale per tutti gli edifici della zona, le ricognizioni svolte su 52 costruzioni realizzate con sistemi costruttivi in laterizio, portante e non, hanno permesso di affermare come queste abbiano risposto in modo eccellente ai sismi.

Gli edifici moderni in laterizio oggetto della presente ricognizione post-sismica, a seguito dei terremoti emiliani, non hanno presentato alcuna fessurazione, cavillatura e nessun tipo di altro danneggiamento delle murature portanti; anche per le componenti non strutturali non sono stati osservati danni apprezzabili. Le tamponature e i paramenti a vista in laterizio esaminati hanno mostrato un buon comportamento sismico, conseguito grazie all'attenta cura dei dettagli costruttivi e alla regolare messa in opera di opportuni accorgimenti relativi all'interazione con la struttura in c.a. e al collegamento tra i pannelli murari stessi.

Quanto discusso, permette di confermare come le costruzioni in laterizio, che si evolve grazie alla ricerca continua, se progettate correttamente nel rispetto delle normative tecniche a disposizione, conducano ad esemplari livelli di resistenza in zona sismica e garantiscano affidabilità e sicurezza non solo per la vita degli occupanti, ma anche per l'investimento economico sostenuto.

BIBLIOGRAFIA REFERENCES

[1] ANCE/CRESME, (2012) "Lo stato del territorio italiano 2012. Insediamento e rischio sismico e idrogeologico", Roma, ottobre 2012

[2] Rossi, M., Bianchi, A., (1996) "Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* 20(4), 371-400

[3] Bracchi et al. (2012), "Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia", *Progettazione Sismica*, n.3 2012

[4] Da Porto F., Guidi G., Nicolini L., (2012) "Rapporto preliminare sul comportamento degli edifici in muratura portante moderni durante la sequenza sismica nella Pianura Padana-Emiliana 2012", Dip. di Ing. Civile, Edile ed Ambientale, Università degli Studi di Padova, http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy

[5] Di Fusco A., (2012), "Il DL n. 74 del 06/06/2012 - Intervista a Claudio Modena, Professore Ordinario UNIPD", *Ingenio magazine*, n. 4, 2012, http://www.ingenio-web.it

[6] Di Fusco A., Mosele F., (2013), "Ricognizione post-sisma maggio 2012. Gli edifici moderni in laterizio in Emilia", *Costruire in laterizio*, n. 152, 2013

[7] Di Fusco A., Mosele F., (2013), "Sisma in Emilia: la ricognizione post-sisma di edifici moderni in laterizio", Convegno ANIDIS 2013

[7] Iervolino I, De Luca F., Chioccarelli E., (2012) "Analisi della domanda sismica nella sequenza emiliana e compatibilità con i modelli previsionali" *Progettazione Sismica*, n.3 2012

[8] Mosele F., (2012), "Risposta sismica delle muratura Poroton® al terremoto in Emilia del Maggio 2012", *Murature oggi,* 12/2012

[9] Mazzini C. F., Morandi P., (2012) "Rapporto preliminare sulle prestazioni ed i danneggiamenti agli edifici in muratura portante moderni a seguito degli eventi sismici emiliani del 2012", Eucentre,

[10] http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy

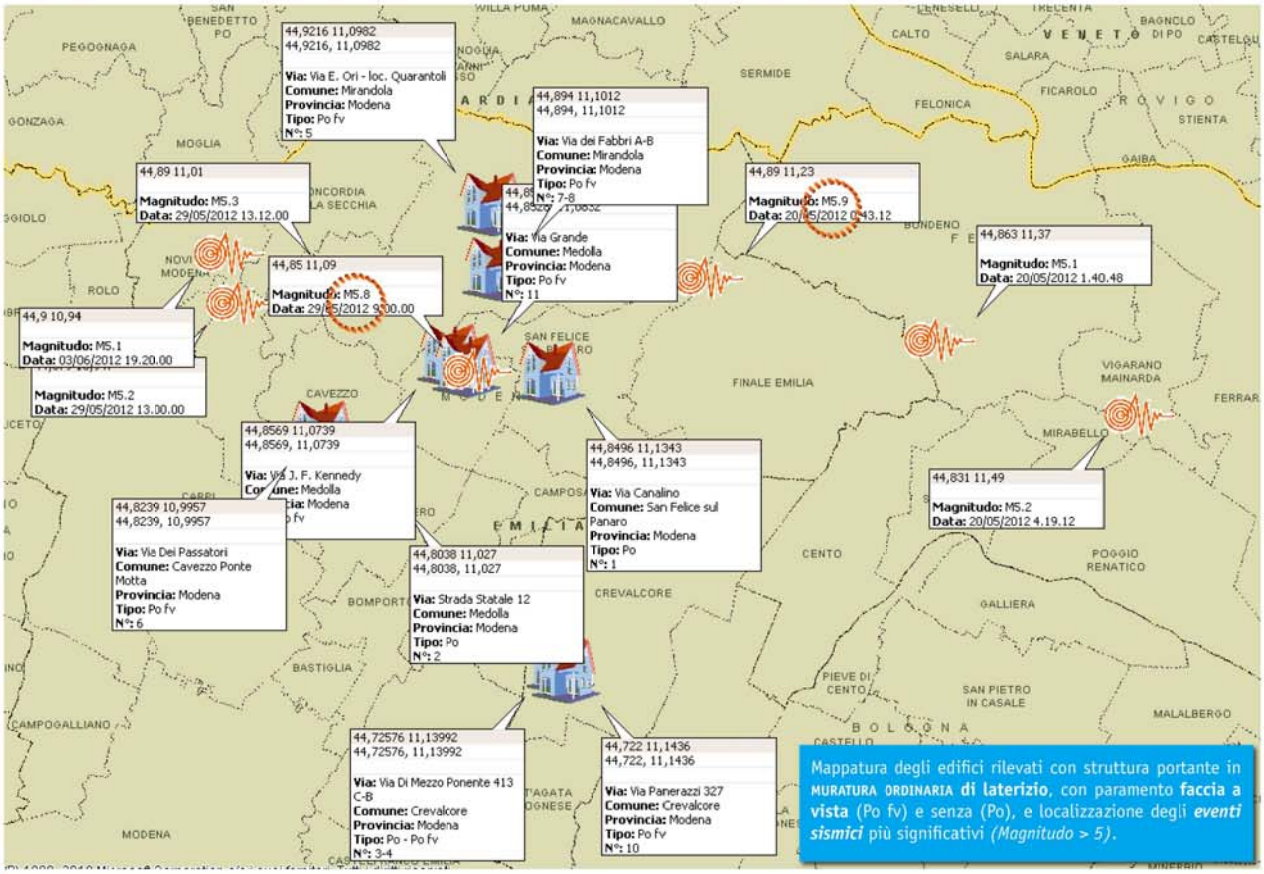
[11] Ministero Infrastrutture e Trasporti "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14/01/2008

[12] OPCM 3274 2003 (2003), Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", G.U. n. 105 del 8/5/2003

[13] Redazione Ingenio (2012), "Il sisma in Emilia - Intervista a Guido Magenes, Professore Associato UNIPV", Area tematica costruzioni in muratura, http://www.ingenio-web.it

Terremoto in Emilia

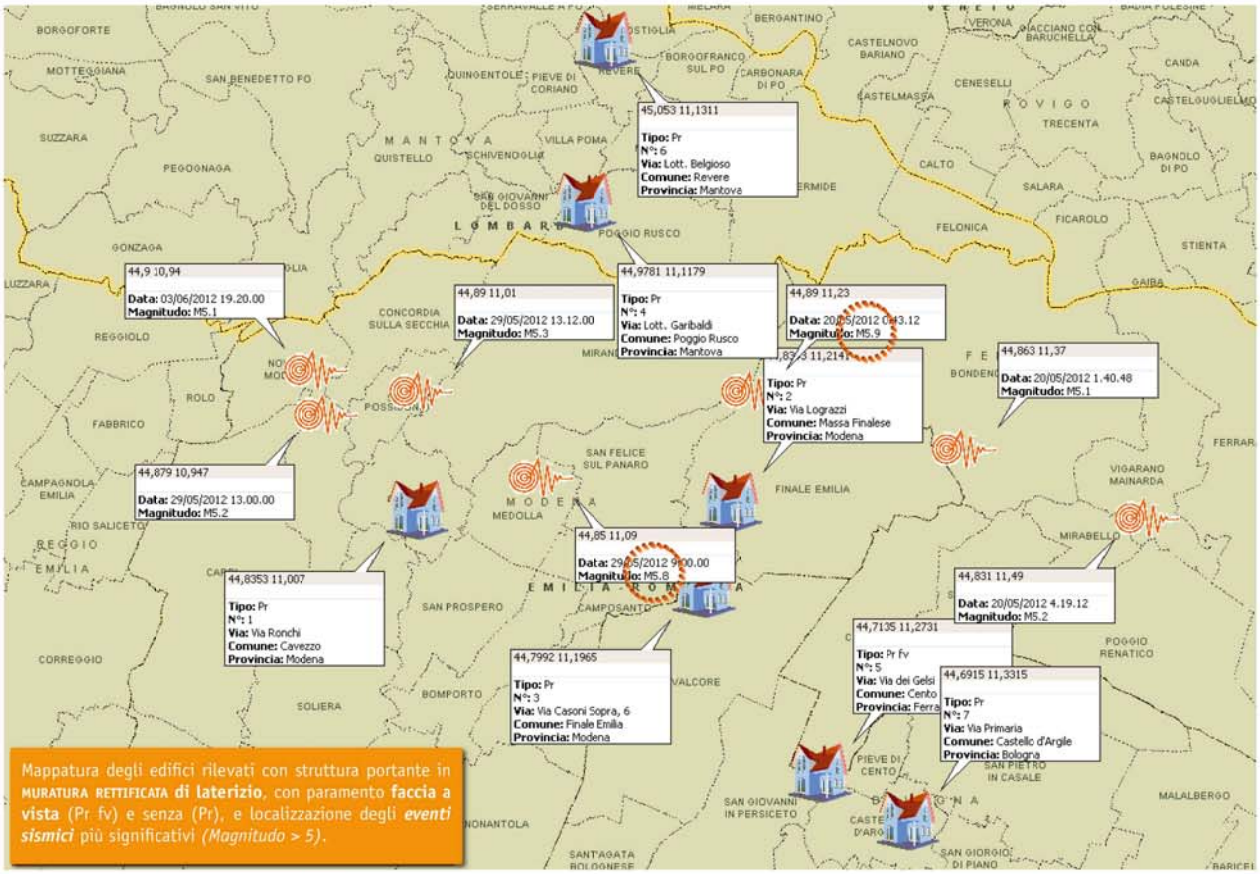
EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA CON E SENZA PARAMENTO FACCIA A VISTA



		Indirizzo	Tipologia di fabbricato	Anno di costruzione	Coordinate geografiche[1]		a_gS di progetto[2] (g)		PGA stimata[3] (g)		Distanza epicentrale (km)		
					Latitudine N	Longitudine E	SLD suolo D	SLV suolo D	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	
Po	1	Via Canalino San Felice sul Panaro MODENA	Villa unifamiliare	2008	44,8496	11,1343	0,09	0,27	0,30*	0,32*	8,5	3,5	
Po	2	Strada Statale 12 Medolla MODENA	Destinazione alberghiera	2005	44,8038	11,0270	0,10	0,28	0,17*	0,28*	18,0	7,0	
Po	3	Via Di Mezzo Ponente 413 C - Crevalcore MODENA	Palazzina per civile abitazione	2002	44,7258	11,1399	0,10	0,28	0,12*	0,16*	19,0	13,0	
Po fv	4	Via Di Mezzo Ponente 413 B Crevalcore MODENA	Palazina per civile abitazione	2003	44,7258	11,1399	0,10	0,28	0,12*	0,16*	19,0	13,0	
Po fv	5	Via E. Ori, loc. Quarantoli Mirandola MODENA	Complesso di 12 appartamenti e 5 villette	2005	44,9216	11,0982	0,08	0,23	0,30*	0,24*	11,0	8,0	
Po fv	6	Via Dei Passatori Cavezzo Ponte Motta MODENA	N.2 palazzine con 26 unità abitative	2006	44,8239	10,9957	0,09	0,27	0,16*	0,28*	19,0	8,0	
Po fv	7	Via dei Fabbri A Mirandola MODENA	Palazzina con 16 unità abitative	2007	44,8940	11,1012	0,08	0,25	0,30*	0,28*	10,0	5,0	
Po fv	8	Via dei Fabbri B Mirandola MODENA	N. 4 villette a schiera	2007	44,8940	11,1012	0,08	0,25	0,30*	0,28*	10,0	5,0	
Po fv	9	Via J. F. Kennedy Medolla MODENA	Palazzina residenziale	2000	44,8569	11,0739	0,09	0,27	0,28*	0,32*	12,0	1,0	
Po fv	10	Via Panerazzi 327 Crevalcore MODENA	Palazzina residenziale	2008	44,7220	11,1436	0,10	0,28	0,12*	0,16*	19,0	14,0	
Po	11	Via Grande Medolla MODENA	Complesso residenziale	2007	44,8528	11,0832	0,09	0,27	0.30*	0.30*	12,0	0,5	

A seguito delle numerose sequenze sismiche di intensità anche superiori* a quelle previste dalla normativa NTC08, gli edifici rilevati non presentano alcun danno: ne' agli elementi strutturali, ne' a quelli non strutturali.

EDIFICI IN MURATURA RETTIFICATA CON E SENZA PARAMENTO FACCIA A VISTA



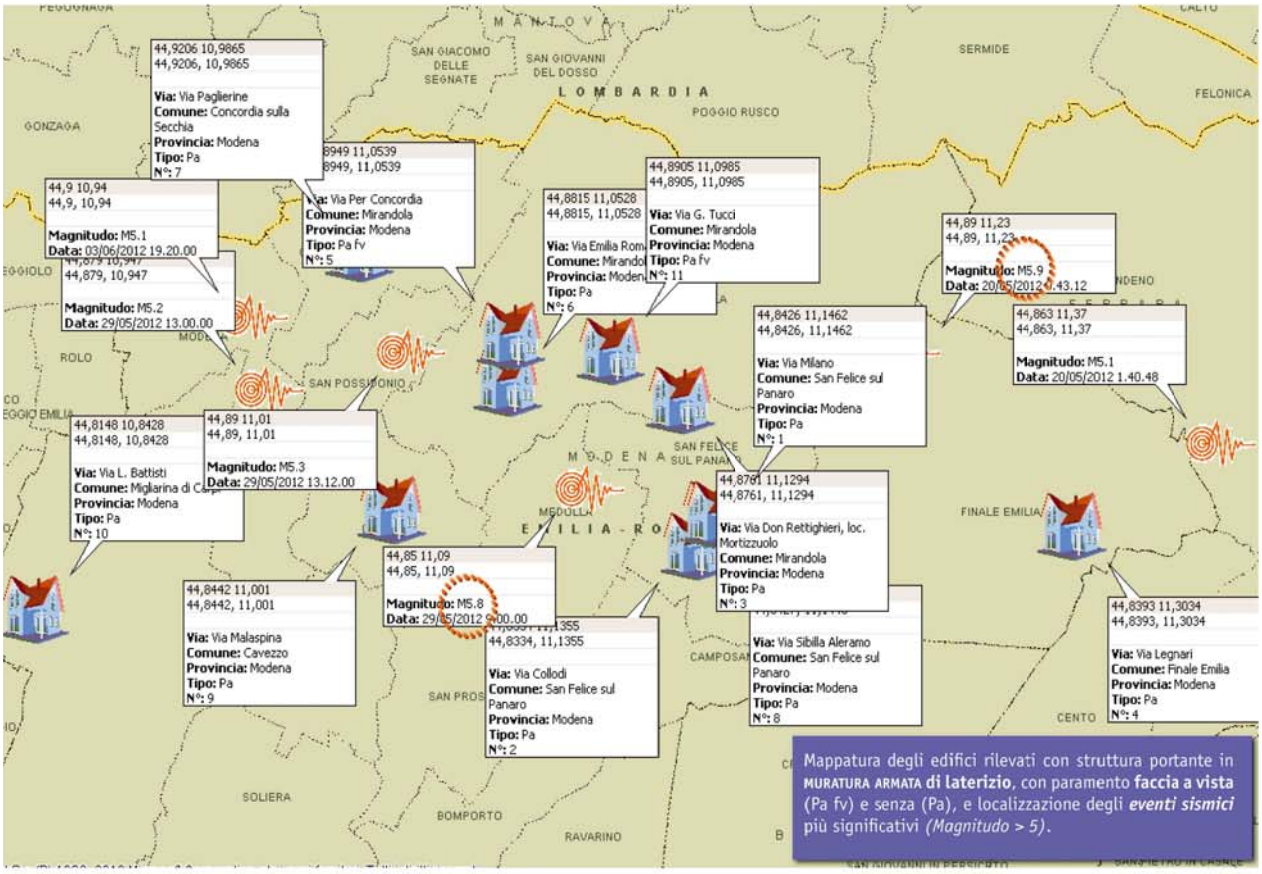
Mappatura degli edifici rilevati con struttura portante in **MURATURA RETTIFICATA di laterizio**, con paramento **faccia a vista** (Pr fv) e senza (Pr), e localizzazione degli ***eventi sismici*** più significativi *(Magnitudo > 5)*.

		Indirizzo	Tipologia di fabbricato	Anno di costruzione	Coordinate geografiche[1]		a_gS di progetto[2] (g)		PGA stimata[3] (g)		Distanza epicentrale (km)		
					Latitudine N	Longitudine E	SLD suolo D	SLV suolo D	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	
Pr	1	Via Ronchi Cavezzo MODENA	Palazzina per civile abitazione	nr	44,8353	11,0070	0,09	0,27	0,20*	0,28*	8,5	6,5	
Pr	2	Via Lograzzi Massa Finalese MODENA	Palazzina per civile abitazione	2008	44,8393	11,2141	0,09	0,27	0,30*	0,28*	6,0	9,5	
Pr	3	Via Casoni Sopra, 6 Finale Emilia MODENA	Villa unifamiliare	2009	44,7992	11,1965	0,10	0,28	0,20*	0,28*	10,0	9,5	
Pr	4	Lott. Garibaldi Poggio Rusco MANTOVA	Palazzina per civile abitazione	2012	44,9781	11,1179	0,07	0,19	0,25*	0,20*	13,0	14,0	
Pr fv	5	Via dei Gelsi Cento FERRARA	Palazzina per civile abitazione	2012	44,7135	11,2731	0,10	0,28	0,15*	0,08	20,0	21,0	
Pr	6	Lott. Belgioso Revere MANTOVA	Complesso residenziale	2011	45,0530	11,1311	0,07	0,16	0,10*	0,12*	19,0	22,0	
Pr	7	Via Primaria Castello d'Argile BOLOGNA	Palazzina per civile abitazione	2010	44,6915	11,3315	0,11	0,28	0,10	0,12*	23,0	26,0	

[1]**Coordinate geografiche** funzionali ai tre parametri di *pericolosità sismica* del sito, a_g, F_0 e T_C* (Tab.1 All.B NTC08), da utilizzare per definire l'azione sismica. [2]**a_gS di progetto**: accelerazione di picco al suolo riferita alla microzonazione sismica del sito (NTC08), valutata sulla base delle caratteristiche del suolo (*tipo D: depositi di terreni a grana grossa;* tipologia più ricorrente nella zona in oggetto e, comunque, la più gravosa per gli effetti di amplificazione locale) per azioni relative allo SLD, Stato Limite di Danno, e allo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita, (T_r = 475 anni). Rappresenta il valore massimo di a_gS calcolato secondo le NTC08 *(suolo D)*. [3]**PGA stimata**: accelerazione stimata sulle mappe di scuotimento - *ShakeMap* - dell'INGV "Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia" implementate automaticamente dai dati registrati dalle stazioni sismiche, in relazione ai due eventi sismici più gravosi (20/05/2012 con magnitudo M5.9 e 29/05/2012 con M5.8). Tale valore va confrontato con la massima a_gS di progetto allo SLD e allo SLV; quando queste vengono superate dalla PGA stimata*, allora l'edificio in questione ha subito azioni maggiori di quelle previste dalle NTC08. Nello specifico, si evidenzia che per tutti gli edifici la **PGA*** misurata risulta sempre più alta dell'a_gS di progetto allo SLD e che per un numero significativo di fabbricati la **PGA*** è, inoltre, uguale o maggiore dell'a_gS di progetto allo SLV.

Terremoto in Emilia

EDIFICI IN MURATURA ARMATA CON E SENZA PARAMENTO FACCIA A VISTA



Mappatura degli edifici rilevati con struttura portante in **MURATURA ARMATA di laterizio**, con paramento **faccia a vista** (Pa fv) e senza (Pa), e localizzazione degli ***eventi sismici*** più significativi *(Magnitudo > 5)*.

		Indirizzo	Tipologia di fabbricato	Anno di costruzione	Coordinate geografiche[1]		a_gS di progetto[2] (g)		PGA stimata[3] (g)		Distanza epicentrale (km)		
					Latitudine N	Longitudine E	SLD suolo D	SLV suolo D	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	20/05/2012 M5.9	29/05/2012 M5.8	
Pa	1	Via Milano San Felice sul Panaro MODENA	Complesso residenziale	2011	44,8426	11,1462	0,09	0,27	0,30*	0,32*	8,0	4,5	
Pa	2	Via Collodi San Felice sul Panaro MODENA	Palazzina residenziale	2009	44,8334	11,1355	0,09	0,27	0,30*	0,32*	9,5	4,0	
Pa	3	Via Don Rettighieri loc. Mortizzuolo - Mirandola MODENA	Scuola primaria	2010	44,8761	11,1294	0,09	0,26	0,30*	0,32*	8,0	4,0	
Pa	4	Via Legnari Finale Emilia MODENA	Palazzina residenziale	2009	44,8393	11,3034	0,09	0,27	0,30*	0,22*	8,0	16,5	
Pa fv	5	Via Per Concordia Mirandola MODENA	Complesso residenziale	2006	44,8949	11,0539	0,08	0,25	0,25*	0,28*	13,5	5,5	
Pa	6	Via Emilia Romagna Mirandola MODENA	Complesso residenziale	2012	44,8815	11,0528	0,09	0,26	0,25*	0,30*	14,0	4,5	
Pa	7	Via Paglierine Concordia sulla Secchia MODENA	Palazzina residenziale	2007	44,9206	10,9865	0,08	0,23	0,15*	0,20*	19,5	11,0	
Pa	8	Via Sibilla Aleramo San Felice sul Panaro MODENA	Palazzina residenziale	2012	44,8427	11,1443	0,09	0,27	0.30*	0.30*	8,0	4,5	
Pa	9	Via Malaspina Cavezzo MODENA	Complesso residenziale	2009	44,8442	11,001	0,09	0,27	0,20*	0.30*	18,0	7,0	
Pa fv	10	Via L. Battisti Migliarina di Carpi MODENA	Complesso residenziale	2011	44,8148	10,8428	0,09	0,27	0,05	0,12*	30,0	19,0	
Pa fv	11	Via G. Tucci Mirandola MODENA	Villa unifamiliare	2011	44,8905	11,0985	0,08	0,25	0.30*	0.30*	10,5	4,5	

Il valido comportamento durante i recenti terremoti emiliani testimonia l'assoluta affidabilità strutturale del laterizio e consente di riaffermare la piena conformità e sicurezza delle costruzioni in laterizio in zona sismica !

Approfondimenti vari

Sisma e sicurezza delle costruzioni

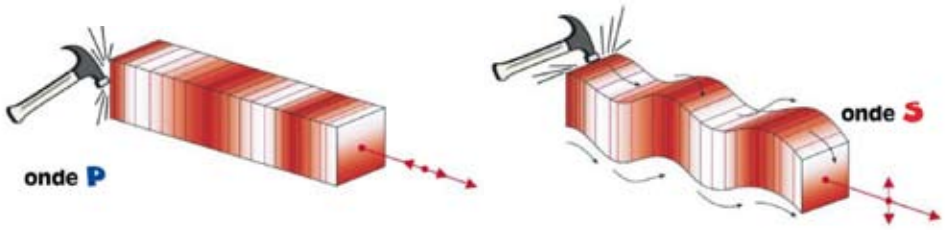
A. Di Fusco, ANDIL Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi

A tre anni dal terremoto abruzzese (più di 300 vittime e centri abitati distrutti), ci si ritrova ancora una volta a confrontarsi con le perdite di vite umane e gli ingenti danni causati dalle continue scosse che stanno sconvolgendo la Pianura Padano-Emiliana, dal 20 maggio scorso. Ma la convinzione rimane: mitigare i rischi dei terremoti è possibile!

Terremoti: perché, come, dove e quando

"La sismologia non sa dire quando, ma sa dire dove avverranno terremoti rovinosi, e sa pure graduare la sismicità delle diverse province italiane. Quindi saprebbe indicare al governo dove sarebbero necessari regolamenti edilizi più e dove meno rigorosi, senza aspettare che prima il terremoto distrugga quei paesi che si vogliono salvare" (Giuseppe Mercalli, 1908).

E' la *Sismologia* la scienza che studia i movimenti rapidi ed improvvisi della Terra, detti *terremoti*. Un terremoto si manifesta come moto vibratorio del terreno che ha origine in un punto più o meno profondo della Terra (*ipocentro*, punto del sottosuolo che, proiettato in superficie, corrisponde all'*epicentro*) da cui si sprigionano onde sismiche, e per questo può essere definito anche scossa sismica. Lo scuotimento della crosta terreste è provocato dai movimenti delle zolle o placche, in cui è suddiviso l'involucro solido esterno della Terra: quando lo sforzo a cui sono sottoposte le rocce supera il limite di resistenza, queste si rompono lungo superfici chiamate *faglie*. L'energia accumulata, prima della rottura, si libera sotto forma di onde sismiche che si propagano, quindi, in tutte le direzioni. Le principali onde sismiche o elastiche sono schematicamente contrassegnate con le lettere P *(primae)* e S *(secundae)*. Le onde P sono le più veloci e sono dette "longitudinali" perché fanno oscillare le particelle di roccia nella direzione di propagazione, determinando una successione continua di compressioni e dilatazioni; le onde S presentano, invece, un moto vibratorio del materiale roccioso che avviene trasversalmente rispetto alla direzione di propagazione e creano variazione di volume al loro passaggio. Le onde P viaggiano a una velocità che è circa 1,7 volte superiore a quella delle onde S, precedendole come si evince dalle registrazioni sismografiche.



Onde sismiche principali (fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

La valutazione quantitativa della forza di un terremoto può avvenire mediante registrazione di strumenti - misurando la *magnitudo* - o con riferimento all'osservazione degli effetti che ha provocato - stimando l'*intensità macrosismica*. La magnitudo è stata definita nel 1935 dal famoso sismologo C.F. Richter come misura oggettiva della quantità di energia elastica rilasciata nel processo di rottura nella crosta terrestre; può essere calcolata a partire dall'ampiezza delle onde sismiche registrate dai sismografi, ed è espres-

SEZIONE SOLAI
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI
LA GAZZETTA DEI SOLAI
Mensile di informazione tecnica su Solai, Murature e Divisori in Laterizio

sa attraverso un numero puro. L'intensità macrosismica di un terremoto, invece, quantifica e classifica esclusivamente gli effetti in superficie, generati sull'ambiente, sulle cose e sull'uomo. Pertanto, a differenza della magnitudo, per uno stesso terremoto essa può assumere valori diversi in luoghi diversi. Di norma, l'intensità diminuisce con l'aumentare della distanza dall'epicentro. L'intensità di un terremoto viene espressa con la scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg). Magnitudo ed intensità macrosismica hanno significati diversi; tuttavia è possibile stabilire una correlazione approssimativa. Gli effetti che una scossa sismica provoca dipendono non solo dalla forza del terremoto, ma anche da altri fattori, come: la distanza dall'epicentro, le caratteristiche di resistenza e duttilità degli edifici, i requisiti dei terreni su cui essi sono costruiti, la morfologia del territorio, ecc. La registrazione di un sismogramma permette di ottenere numerose informazioni; ad esempio, la differenza tra il tempo di arrivo delle onde S e delle onde P consente la stima della distanza dell'epicentro dalla stazione di acquisizione.

I terremoti non avvengono ovunque, ma quasi esclusivamente lungo le superfici di contatto tra le placche con regimi tettonici differenti. La scienza, oggi, non è in grado di prevedere il tempo ed il luogo esatto in cui avverrà un eventuale terremoto: la sola previsione possibile è di tipo statistico, basata sulla conoscenza degli eventi sismici del passato, che permette di individuare le zone in cui la frequenza e l'entità sono state maggiori e quindi dove è più probabile che si verifichi un nuovo evento sismico.

Le misure del terremoto: intensità e magnitudo (fonte: Protezione Civile).

Data	Area epicentrale	Intensità (MCS)	Magnitudo* (Mw)	Vittime
8 settembre 1905	Calabria	XI	7.1	557
23 ottobre 1907	Calabria meridionale	VIII-IX	5.9	167
28 dicembre 1908	Reggio C. – Messina	XI	7.2	85.926
7 giugno 1910	Irpinia - Basilicata	VIII-IX	5.9	50 ca.
15 ottobre 1911	Area Etnea	X	5.3	13
8 maggio 1914	Area Etnea	IX	5.3	69
13 gennaio 1915	Marsica Abruzzo (Avezzano)	XI	7.0	32.610
26 aprile 1917	Val Tiberina	IX	5.8	20 ca.
29 giugno 1919	Mugello	IX	6.2	100 ca.
7 settembre 1920	Garfagnana	IX-X	6.5	171
27 marzo 1928	Carnia (Friuli)	VIII-IX	5.7	11
23 luglio 1930	Alta Irpinia	X	6.7	1404
30 ottobre 1930	Senigallia	IX	5.9	18
26 settembre 1933	Maiella	VIII-IX	5.7	12
18 ottobre 1936	Veneto-Friuli	IX	5.9	19
21 agosto 1962	Irpinia	IX	6.2	17
15 gennaio 1968	Valle del Belice	X	6.1	296
6 maggio 1976	Friulil	X-X	6.4	965
23 novembre 1980	Irpinia-Basilicata	X	6.9	2734
26 settembre 1997	Umbria-Marche	VIII-IX	6.1	11
31 ottobre 2002	Molise	VIII	5.4	30
6 aprile 2009	Abruzzo	VIII-IX	6.3	308
20 e 29 maggio 2012	Pianura Padano-Emiliana	VII-VIII	6 e 5.8	27

* La magnitudo momento (Mw) - stimata dall'USGS "United States Geological Survey"- è derivata dal parametro sismologico momento sismico che equivale al prodotto tra area di faglia, dislocazione e resistenza delle rocce. La magnitudo Richter o locale (Ml) si riferisce, invece, alla relazione, calibrata da Richter, secondo cui ad ogni aumento di ampiezza di 10 volte delle onde sismiche con frequenza pari a 1 Hz equivale un aumento di un grado magnitudo.

I maggiori terremoti italiani del XX e XXI secolo.

Comportamento sismico delle strutture portanti

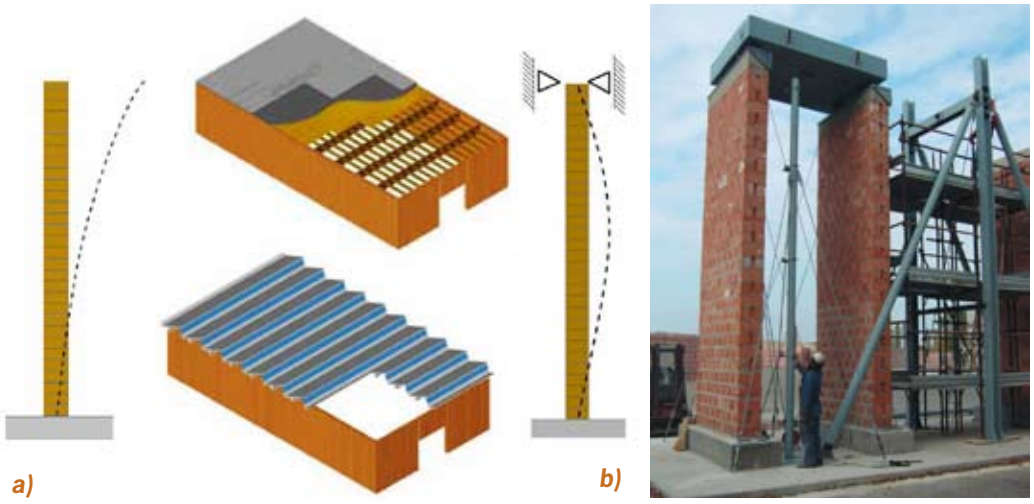
Costruire e risanare in sicurezza è possibile se si impiegano validi strumenti di mitigazione del rischio sismico. Di fatto, la problematica sismica degli edifici trova efficace soluzione nella conoscenza delle strutture e di come queste rispondano alle azioni sismiche. Seguendo i principi della gerarchia delle resistenze, la progettazione degli elementi strutturali consente di prevedere non solo le modalità di innesco e propagazione dei danni, ma anche la loro posizione d'origine che dovrà essere, pertanto, localizzata laddove gli effetti risultino meno pericolosi e di più semplice intervento. L'obietto è quello di sfruttare la duttilità dei materiali e dei sistemi costruttivi favorendo i meccanismi che possano mettere in gioco tale proprietà, come la flessione, rispetto ad altri meccanismi di rottura di tipo fragile, come il taglio. Le costruzioni sottoposte anche a forti terremoti non crollano se sono in grado di subire deformazioni più o meno grandi. L'energia trasferita alle strutture in elevazione attraverso le fondazioni va, infatti, in qualche modo dissipata: il danneggiamento è la più evidente e naturale forma di dissipazione.

Ad esempio, un edificio in cemento armato resiste a forti sismi se il dimensionamento e la realizzazione dei singoli elementi strutturali tengono in debito conto la peculiarità del c.a., ovvero che in questo composito coesistono due materiali con proprietà assolutamente differenti: il calcestruzzo (fragile) e l'acciaio (duttile).

Una tipica casa in muratura, per resistere idoneamente ad un inteso terremoto, occorre che in generale si comporti come una scatola in cui tutte le parti – copertura, pareti e solai - siano ben collegate tra di loro e che, come per tutti i sistemi costruttivi, siano rispettati i requisiti previsti e puntualmente regolamentati dalle normative nazionali (D.M. 14/1/2008 e relativa Circolare n.617/09).

Le chiese e gli edifici storici, diversamente dalle nuove costruzioni, hanno mostrato di poter difficilmente resistere a terremoti violenti, a meno che non si intervenga con opere che risultano essere, spesso, particolarmente costose, piuttosto complesse e più delle volte invasive; essi sono caratterizzati da maggiore vulnerabilità, presentandosi con pareti molto alte e/o con luci importanti, senza irrigidimenti intermedi, con elementi spingenti (tipo volte, archi, e talvolta tetti), quasi sempre realizzati con materiali tra loro legati in modo incoerente e, soprattutto, con ripetuti interventi e modifiche succedutisi nel tempo che ne hanno incrementato la vulnerabilità al sisma.

Negli ultimi decenni, è stata ripetutamente confermata la validità sismica della muratura armata, ottenuta con l'inserimento di armature (orizzontali e verticali) nel sistema



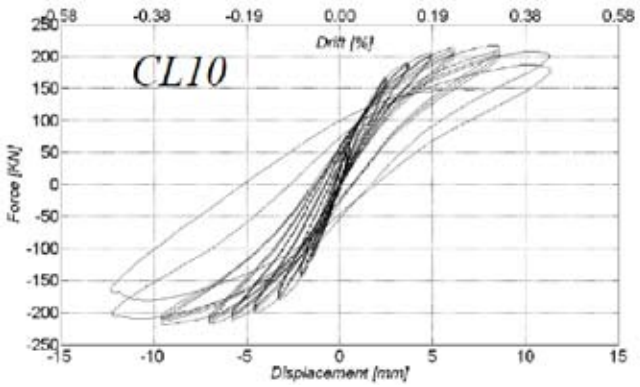
Comportamento fuori piano di pareti alte (> 6 m) in muratura di laterizio armata, tipiche di costruzioni industriali, sotto l'azione dei carichi orizzontali:
a) modelli teorici; b) prototipo con le strumentazioni per la prova ciclica fuori piano (sperimentazione dell'Università degli Studi di Padova).

della struttura muraria. Le diverse tecnologie disponibili (ad armatura diffusa o concentrata; con blocchi a fori verticali o orizzontali, ecc.) sono in grado di assicurare elevate prestazioni di duttilità, consentendone l'impiego anche per costruire pareti molto alte (6 ÷ 8 m), tipiche degli stabilimenti industriali, palazzetti dello sport, centri commerciali, ecc. Di fatto, seguendo i criteri di progetto, le specifiche caratteristiche e i metodi di analisi fissati dalle norme in vigore precedentemente citate, sono realizzabili in zona ad alta sismicità costruzioni in muratura armata senza vincolo sul numero di piani, a patto che siano soddisfatte tutte le verifiche di sicurezza.

Per gli edifici "semplici" in muratura portante (ossia quelli che presentano precise condizioni di regolarità geometrica e particolari limitazioni), inoltre, sono ammesse verifiche in via semplificata con l'opportunità di costruire fino a tre piani per muratura ordinaria e fino a quattro piani per muratura armata, in funzione della pericolosità sismica del luogo.
Alla muratura ordinaria, d'altro canto, con le soluzioni di ultima generazione (appositamente ottimizzate al fine di garantire proprietà termiche superiori), viene riconosciuta una buona risposta sismica con adeguati margini di sicurezza per le azioni relative anche alle zone classificate di media pericolosità.

a)

b)



Prova ciclica di una parete, 2,6 m x 1,25 m, confezionata con blocchi in laterizio rettificati ad incastro eseguita presso il Laboratorio EUCentre di Pavia (a). Curve sperimentali forza-spostamento (b).

Per maggiori informazioni, è possibile "scaricare":
– il focus "Sisma e sicurezza sismica", di Alfonsina Di Fusco, pubblicato su "Costruire in Laterizio", n. 131, settembre/ottobre 2009 (Edizioni Business Media Sole 24 ore), al seguente link:
http://costruire.laterizio.it/costruire/_pdf/n131/131_83.pdf
– l'articolo"Progetti europei sulle murature portanti" di Alfonsina Di Fusco, su "L'industria dei Laterizi", n. 110, marzo/aprile 2008 (Edizioni Business Media Sole 24 ore), al seguente link:
http://www.laterizio.it/images/idl/n110/6-Ric%20Di%20Fusco%20102-110ok.pdf

La progettazione sismica nelle murature “faccia a vista”: dettagli costruttivi

P. Morandi, G. Magenes, S. Hak, Università degli Studi di Pavia

L’evoluzione tecnologica del modo di costruire i paramenti in mattoni di laterizio “faccia a vista”, a seguito delle nuove normative sul risparmio energetico, ha cambiato radicalmente i sistemi utilizzati fino a pochi anni fa. Dal punto di vista sismico, lo studio del comportamento dei paramenti in laterizio faccia a vista è abbastanza recente. Si anticipano, nel seguito, alcuni aspetti introduttivi analizzati in una recente ricerca in fase di svolgimento presso l’Università di Pavia.

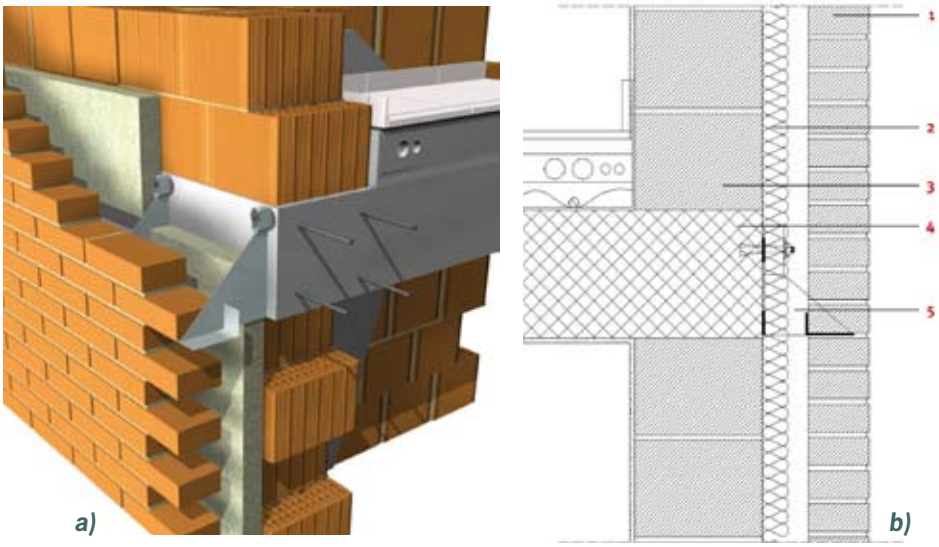


Figura 1. Sistema di ancoraggio a): dettaglio del sistema di ancoraggio in prossimità della trave di bordo b) (Piferi, 2010): 1. mattone in laterizio faccia a vista; 2. strato isolante; 3. blocco in laterizio alleggerito in pasta; 4. trave di bordo; 5. piastra a sbalzo con angolare (ancoraggio).

In seguito all’emanazione dei DLgs 192/05, 311/06 e smi, per il recepimento della direttiva europea 2002/91/CE sul risparmio energetico in edilizia, si è assistito ad una rapida evoluzione tecnologica nella costruzione dei paramenti con mattoni faccia a vista in laterizio nei tamponamenti delle strutture in c.a.

La soluzione multistrato ben si presta a coniugare durabilità e prestazioni energetiche, accogliendo al suo interno un opportuno spessore di isolante. La necessità di risolvere le criticità dei ponti termici ha, infatti, spostato materialmente la cortina a vista esternamente alla cornice del telaio in c.a. Non vi è più, quindi, la possibilità di sostenerla attraverso le travi nella struttura portante in c.a. ma bisogna ricorrere a graffaggi ed ancoraggi.

Come sempre avviene, la corretta posa in opera, oltre che assistita da una attenta e curata progettazione, passa anche attraverso i particolari costruttivi. Con specifico riferimento alle tamponature “stratificate” con rivestimento esterno in elementi di laterizio faccia a vista, si presentano nel seguito alcuni accorgimenti e soluzioni di dettaglio nel caso di murature a doppio strato con paramento non racchiuso nella cornice del telaio strutturale.

SEZIONE FACCIA A VISTA
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI

NEWSLETTER DEL FACCIA A VISTA
Mensile di informazione tecnica sul Laterizio Faccia a Vista
Luglio 2012 - Numero 42

E' consigliabile, ad esempio, eseguire il paramento interno ed il paramento esterno faccia a vista partendo dal piano più alto per evitare che la freccia delle travi di bordo produca fessure nei tamponamenti sottostanti; si evita così, al tempo stesso, di sporcare la muratura a vista dei piani inferiori e si può smontare più velocemente il ponteggio riducendo di conseguenza i costi. Per una corretta realizzazione di una muratura pluristrato faccia a vista, inoltre, è necessario realizzare sia un efficace ancoraggio dei laterizi alla struttura portante degli edifici che un loro graffaggio (collegamento puntuale) alla parete interna del tamponamento, il quale, a sua volta, deve essere sufficientemente robusto per sostenere l'azione fuori piano innescata dal paramento esterno e non danneggiarsi per azioni nel piano e fuori piano.

E' necessario precisare che, nella nomenclatura tecnica, per ancoraggi o mensole di sostegno si intendono quei sistemi di fissaggio che svolgono prevalentemente una funzione portante del peso proprio del paramento esterno e risultano collegati agli elementi strutturali dell'edificio, per esempio alle travi in c.a. (fig. 1). L'utilizzo di questi dispositivi ha consentito di eliminare o comunque ridurre il problema dell'inserimento di pannelli isolanti per risolvere la presenza dei ponti termici legati alla struttura in c.a. Gli ancoraggi, che possono essere fissati alla struttura portante anche attraverso binari annegati negli elementi in calcestruzzo armato al momento del getto, presentano differenti capacità di carico in relazione al proprio dimensionamento. Inoltre, hanno la capacità di sostenere il paramento faccia a vista e di interromperlo ad ogni interpiano (alcuni sistemi anche ad ogni corso di mattoni), evitando altezze libere eccessive del rivestimento; in corrispondenza delle mensole di sostegno, dovrà dunque formarsi un giunto orizzontale di dilatazione, come mostrato in figura 2. E' consigliabile posizionare, a livello di trave di bordo, almeno un sostegno ogni due interpiani e comunque ad interasse non superiore a 6,5÷ 7,0 m (in altezza).

Questi sistemi di supporto sono in genere corredati dai valori di resistenza ai carichi verticali forniti dalle aziende produttrici, ma possono anche essere realizzati con specifica carpenteria metallica tassellata alle travi di bordo; in quest'ultimo caso, il progettista dovrà calcolare la resistenza ai carichi verticali del supporto considerandolo, in prima approssimazione, come una trave continua su più appoggi con un carico verticale distribuito, pari al peso proprio della parete faccia a vista sostenuta; le reazioni agli appoggi risultano essere le sollecitazioni necessarie per dimensionare i tasselli nelle travi di bordo.

Figura 2. Giunto orizzontale di dilatazione in corrispondenza delle mensole di sostegno.

Per graffaggi si intendono, invece, quei sistemi di fissaggio che permettono principalmente di evitare il ribaltamento fuori piano del paramento esterno. Essi possono essere realizzati con dispositivi differenti (due esempi sono riportati in figura 3). Il dimensionamento dei graffaggi di una parete a doppio paramento dipende dalla resistenza del singolo graffaggio (in funzione della sua lunghezza, ovvero della

larghezza dell'intercapedine tra la parete interna ed il paramento faccia a vista), dalle dimensioni e dalle caratteristiche meccaniche della parete e dall'azione che è chiamato a contrastare. La resistenza del singolo graffaggio viene generalmente fornita dal produttore, oppure può essere valutata attraverso calcolo dal progettista che deve tenere in debita considerazione i diversi meccanismi di rottura che coinvolgono sia la resistenza a trazione/compressione del singolo graffaggio, sia altri modi di rottura legati all'interazione con gli strati che costituiscono il doppio paramento (per esempio, rottura per esfoliazione della malta, rottura per strappo, rottura dell'interfaccia malta-mattone o malta-blocco, resistenza a trazione dell'eventuale ancorante meccanico inserito nel paramento interno). Una volta nota la resistenza del singolo graffaggio, è possibile definire il numero di graffaggi necessari attraverso uno specifico calcolo. Le norme tedesche (DIN 1053/90) consigliano di inserire, al centro del tamponamento, almeno 5 graffe per metro quadrato, mentre nelle zone di estremità (margini dell'edificio, finestrature, giunti di dilatazione e bordi superiori del rivestimento) propongono di prevedere almeno 3 graffe al metro lineare. Raccomandano, inoltre, di limitare gli interassi massimi verticali dei graffaggi a valori inferiori a 50 cm e gli interassi massimi orizzontali a distanze inferiori a 75 cm (figura 4).

E' bene ricordare che i requisiti qui richiamati rappresentano condizioni minime che devono comunque essere verificate attraverso calcolo esplicito.

A tale proposito, l'Università di Pavia, nell'ambito di una ricerca sul comportamento sismico dei tamponamenti in laterizio, sta elaborando una serie di raccomandazioni (di prossima pubblicazione) per la progettazione anche di murature a doppio strato con paramento esterno realizzato con elementi faccia a vista non racchiuso dalle "cornici" del telaio.

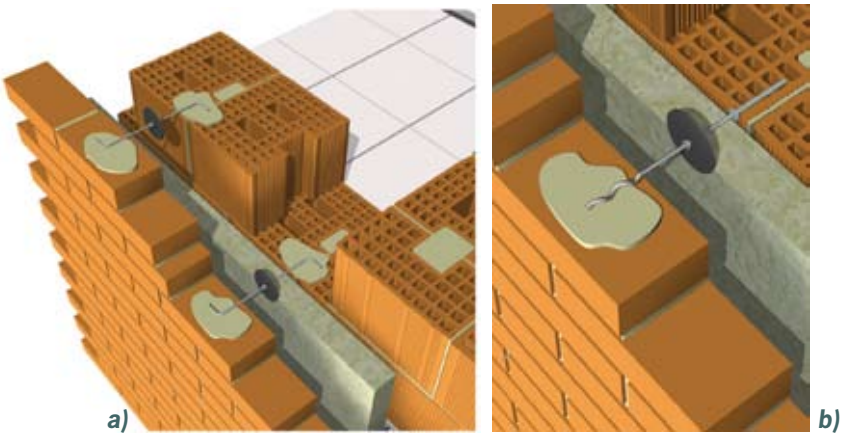


Figura 3. Graffaggio di acciaio piegato alle estremità a 90° con rondella "rompi goccia" a); graffaggio con ancorante meccanico b) (Piferi, 2010).

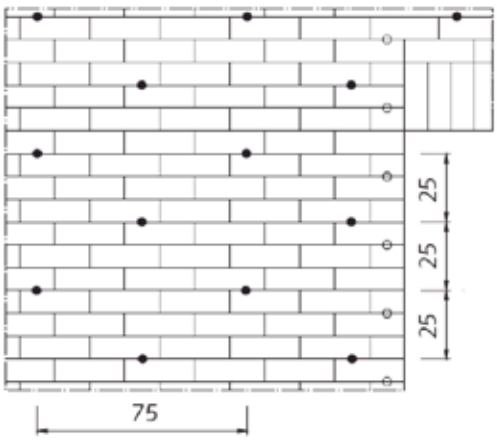


Figura 4. Distribuzione dei graffaggi nei paramenti faccia a vista (DIN 1053/90).

Nella muratura faccia a vista è fondamentale inserire anche giunti verticali di dilatazione (con spessori di circa 15÷20 mm) in aggiunta ai già citati giunti orizzontali in corrispondenza dei sistemi di ancoraggio. Gli interassi tra queste ultime tipologie di giunti dipendono dalle sollecitazioni climatiche, dal comportamento del materiale e dal colore della facciata, nonché dalla geometria dell'edificio (presenza di incroci, angoli, ecc.). Normalmente, è necessario predisporre giunti verticali di dilatazione in corrispondenza degli angoli dei rivestimenti (figura 5) e comunque ad interasse massimo (L_R) di 8÷10 m. In definitiva, si raccomanda di realizzare nelle murature faccia a vista un reticolo di giunti verticali ed orizzontali che portino alla realizzazione di pannelli con dimensioni massime pari a 6,5÷7,0 m di altezza (2 interpiani) e 8÷10 m di lunghezza.

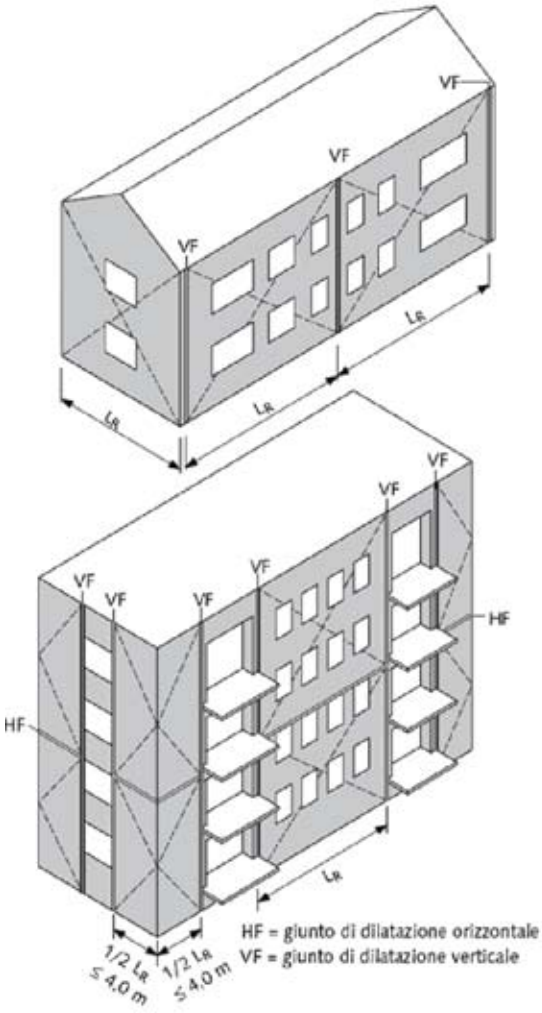


Figura 5. Distribuzione dei giunti di dilatazione verticali ed orizzontali negli edifici con paramento esterno di laterizi faccia a vista.

Oltre agli aspetti statici, è importante utilizzare graffaggi che non trasmettano acqua ed umidità dal rivestimento esterno a quello interno e che utilizzino, per esempio, una rondella "rompigoccia" (quest'ultima utile anche per bloccare un eventuale pannello termo-isolante) o che vengano sagomati in modo che l'acqua non entri in contatto con lo strato interno e comunque sempre con una leggera pendenza verso l'esterno. E' opportuno che i graffaggi siano realizzati con materiale non corrodibile (acciaio inossidabile, acciaio zincato, in lega o in polipropilene). Se possibile, vanno inseriti prima nei giunti dello strato interno della muratura e successivamente nello strato faccia a vista; possono essere forniti anche con ancorante meccanico da inserire nel paramento interno.

Flavio Mosele, Lorenzo Bari*

Comportamento e verifica dei tamponamenti soggetti ad azioni sismiche

Il tamponamento, in una struttura a telaio, riveste il ruolo di chiusura tra interno ed esterno e di separazione degli spazi interni, regolando l'interscambio tra i due ambienti che separa. In quanto tale, il tamponamento non è concepito per fornire un contributo portante alla struttura, e per questo, generalmente, viene trascurato dal punto di vista strutturale. Tale assunzione è giustificata anche dal fatto che il tamponamento viene realizzato in seguito alla costruzione del telaio e che, per sua natura, è suscettibile di modifiche nel corso del tempo, tenendo inoltre in conto che il grado di collegamento con gli elementi strutturali risulta variabile e dipendente dalle maestranze

Considerazioni preliminari sul comportamento dei tamponamenti

Considerando una costruzione soggetta ai carichi verticali, il tamponamento, in genere, non presenta particolari problematiche, se si evita l'insorgere di deformazioni locali degli elementi del telaio che potrebbero indurre degli stati tensionali non previsti nel tamponamento stesso. A questo scopo, una buona regola pratica da seguire in fase realizzativa consiste nell'erigere i tamponamenti a partire dall'ultimo piano, così che il carico degli stessi gravi sulle travi sottostanti, al di sotto delle quali si realizzeranno i tamponamenti al piano inferiore a travi ormai deformate. In queste condizioni, trascurare il contributo delle tamponature per sopportare i carichi verticali rappresenta una approssimazione giustificata.

Viceversa, in presenza di azioni orizzontali (quali le azioni sismiche), si deve porre attenzione anche al tamponamento e alla sua interazione con il telaio strutturale. Le problematiche riguardano sostanzialmente due aspetti:

- lo spostamento interpiano; stante la diversa capacità di spostamento tra telaio e tamponamento, infatti, possono sorgere danni al tamponamento o anche al telaio;
- la resistenza fuori piano; dato che le azioni sismiche ortogonali al piano del tamponamento possono indurre effetti espulsivi dello stesso.

In a reinforced concrete frame, a partition wall made of clay blocks plays the role of a separating element between inside and outside or between two different internal spaces. It isn' t conceived to have any load-bearing function, and for this reason it isn' t generally considered from a structural point of view. This happens also because the wall is built after the frame and can be modified later. The level of connection is variable and depends also on the workers

Le due problematiche identificate possono, inoltre, interagire tra di loro; in particolare, un danneggiamento nel piano può comportare una riduzione di resistenza fuori piano. Alla luce di tutto ciò, in caso di azioni orizzontali, la presenza del tamponamento non può essere trascurata a priori, dato che farlo potrebbe condurre a condizioni a sfavore di sicurezza. Diviene necessario, in questi casi, verificare la prestazione del tamponamento secondo i criteri e le prescrizioni normative, argomento del presente articolo. Nello sviluppo delle tematiche relative al tamponamento, particolare enfasi verrà posta sulla sua prestazione fuori piano, dato che questo aspetto sta ricevendo particolare attenzione nel mondo delle costruzioni in seguito anche ai danni registrati nel terremoto de L'Aquila, in cui molti tamponamenti hanno sofferto fenomeni di espulsione fuori piano come ampiamente riportato in letteratura[1].

Trattazione dei tamponamenti nell'evolvere della normativa nazionale

La trattazione dei tamponamenti all'interno della normativa nazionale, relativamente alla loro risposta sismica, è stata caratterizzata da due fasi fondamentali.

La prima fase è legata al disastroso terremoto in Irpinia del 23 novembre 1980, in seguito al quale si è passati da una condizione in cui si considerava trascurabile l'effetto dei tamponamenti a una impostazione per la quale il contributo del tamponamento veniva tenuto in conto e calcolato. Il DM 02/07/81, che forniva le istruzioni per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia, ha per primo introdotto in Italia questo modo di pensare e le Circolari a esso correlate hanno fornito i metodi di calcolo da applicare. L'interazione tra tamponamento e telaio veniva descritta adottando il modello a puntone equivalente (fig. 2),

mentre le verifiche di resistenza da effettuare sul tamponamento stesso erano tre, una per ciascun meccanismo di rottura individuato attraverso ricerche sperimentali condotte all'epoca: la rottura per scorrimento orizzontale (fig. 3a), la rottura diagonale per trazione (fig. 3b) e la rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura (fig. 3c).

L'approccio proposto dal DM 02/07/81 venne successivamente esteso anche agli edifici di nuova costruzione, con l'emanazione del DM 16/01/96 (DM '96) e soprattutto nella Circolare 10/04/97 esplicativa dello stesso DM '96, nel quale vennero riproposti i metodi di progettazione trattati nelle Circolari al DM 02/07/81.

Fino a questo punto, la principale problematica affrontata riguardava la risposta sismica del tamponamento per azioni nel piano e la sua interazione con il telaio, fornendo solo delle prescrizioni per evitare il ribaltamento dei tamponamenti per determinate condizioni. A partire dalla OPCM 3274 del 20/03/03, la problematica della verifica fuori piano di elementi non strutturali, tra i quali rientrano i tamponamenti in muratura, viene trattata in modo esplicito. Questa seconda fase è riconducibile, in sostanza, al recepimento (e conseguente adeguamento) della normativa comunitaria specifica (Eurocodice 8, EC8) che, a sua volta, aveva recepito parzialmente l'approccio proposto dall'ente Statunitense FEMA (Federal Emergency Management Agency).

Passando attraverso la successiva OPCM 3431 del 3/05/05, si è giunti al vigente DM 14/01/08 (NTC 2008) nel quale il comportamento nel piano del tamponamento è trattato in modo meno esteso di quanto accadeva nel DM '96. Le NTC 2008, infatti, si limitano a prescrivere requisiti e accorgimenti, oltre a imporre una limitazione dello spostamento interpiano della struttura allo stato limite di danno (SLD) per evitare danneggiamenti tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile, in sintonia con l'EC8 a meno di qualche trascurabile modifica. Relativamente al comportamento fuori piano, le NTC 2008 richiedono, in particolare, di eseguire la verifica della resistenza fuori piano, per evitare effetti espulsivi dovuti alle azioni sismiche ortogonali al piano del tamponamento.

Verifica del tamponamento alle azioni sismiche

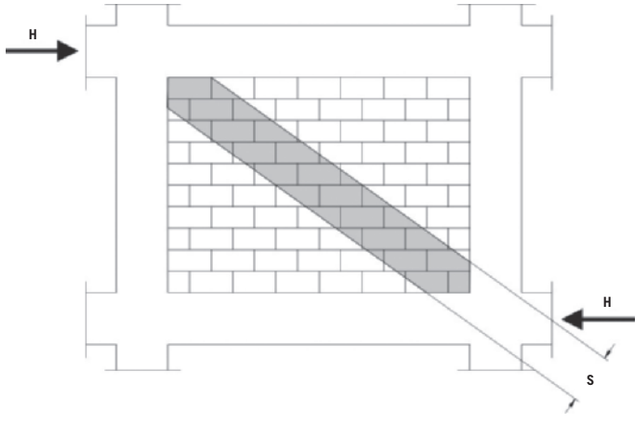
Spostamento interpiano La diversa capacità di spostamento tra telaio e tamponamento può portare al danneggiamento per azioni orizzontali nel piano. Per ovviare al danneggiamento che il telaio può subire in presenza di particolari configurazioni di tamponamento, le NTC 2008 riportano varie prescrizioni da seguire. Pur esulando l'argomento dall'oggetto del presente articolo, ci si concede comunque una breve digressione per sottolineare come, nel caso di struttura a telaio in c.a., si debba evitare la formazione di colonne corte, tipico di un tamponamento non esteso sull'intera altezza dei pilastri, ed evitare che il pilastro abbia tamponamento da un lato e sia completamente libero dall'altro: in entrambi i casi, si consiglia di estendere all'intera altezza del pilastro la zona dove infittire le staffe di contenimento. Questioni di questo tipo, affrontate nelle NTC 2008 al §7.4.4.2.1, vengono trattate anche dall'EC8 al §5.9.

Tornando al comportamento del tamponamento, lo spostamento interpiano è un parametro fondamentale per svolgere la verifica allo SLD, che va condotta a livello locale. Il criterio della verifica è garantire che gli elementi strutturali soggetti all'azione sismica di progetto per lo SLD, siano dimensionati in modo da preservare gli elementi non strutturali da danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile (§7.3.7.2 NTC 2008). La modalità per evitare tali danni consiste nel realizzare una struttura con una rigidezza calibrata in modo da limitare gli spostamenti interpiano $_{dr}$ (vedi fig. 4), a seconda del tipo di elemento non strutturale.

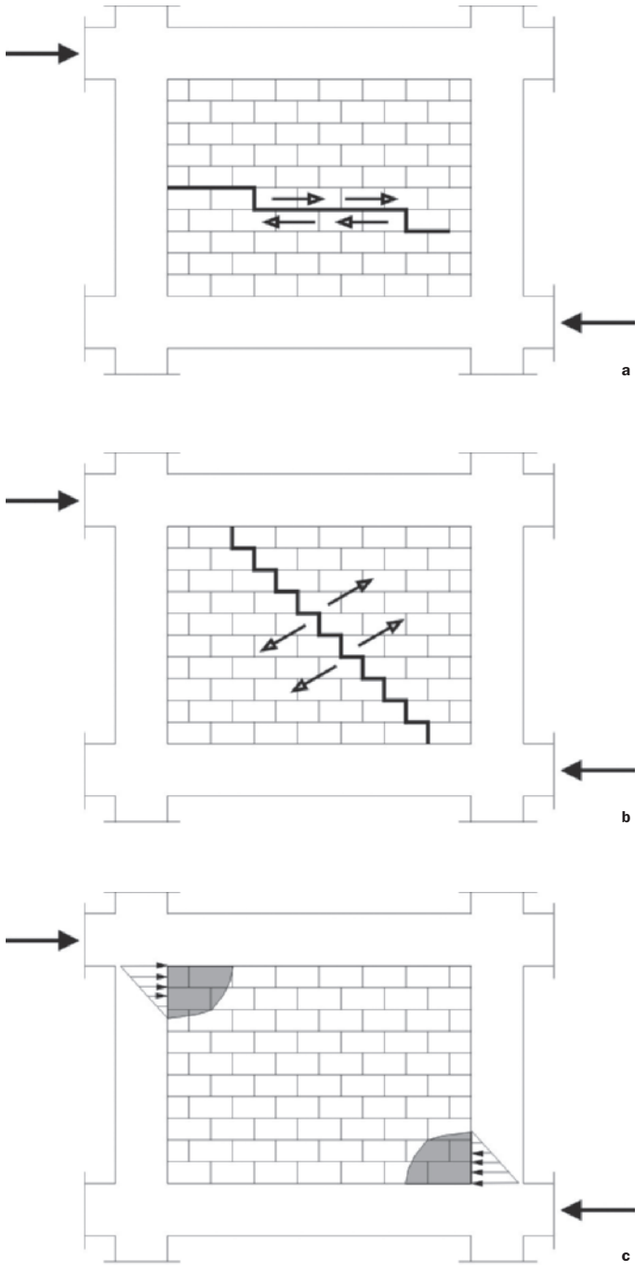
In particolare, se il tamponamento è rigidamente collegato alla struttura e interferisce con la stessa deve risultare $_{dr} < 0.005 \cdot h$; invece, se il tamponamento è progettato in modo che, per effetto della sua deformabilità intrinseca o del collegamento con la struttura, non subisca danni fino a un determinato livello di spostamento interpiano (limite indicato dalla norma $_{drp} \leq 0.01 \cdot h$) deve essere $_{dr} \leq _{drp}$.

Tali limitazioni derivano dalle prescrizioni riportate nel §4.4.3 dell'EC8. Si osserva che il cambiamento rispetto alla precedente normativa è stato sostanziale, dato che le limitazioni imposte

1. Espulsione di tamponamenti realizzati con pareti a doppio strato in seguito a terremoto (L'Aquila, 6 aprile 2009).



2. Modello a puntone equivalente.



3. Meccanismi di rottura del tamponamento sollecitato da azioni nel piano: per scorrimento orizzontale (a), per rottura diagonale (b) e per schiacciamento locale degli spigoli (c).

dal DM '96 erano per i due casi descritti, rispettivamente, $_{dr}$ < 0.002·h e $_{dr}$ < 0.004·h, da valutare oltretutto con azioni corrispondenti allo stato limite ultimo (SLU), dunque molto più restrittive di quelle attuali.

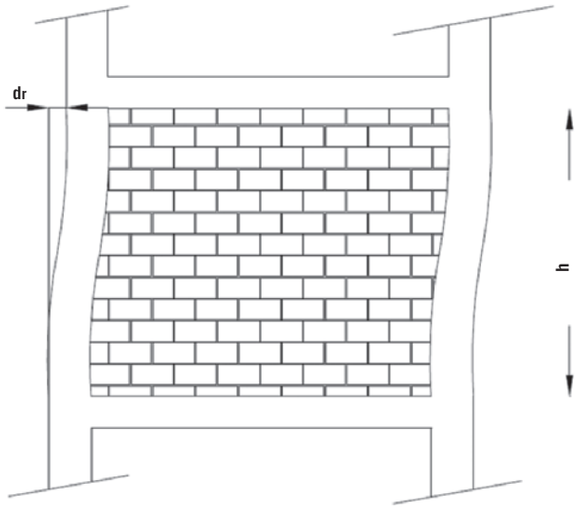
Progettazione e verifica fuori piano Il raggiungimento di livelli di spostamento interpiano maggiori con le NTC 2008, rispetto al DM '96, è stato reso possibile grazie al concomitante inserimento di criteri di progettazione atti a valutare la prestazione degli elementi non strutturali soggetti ad azioni sismiche, riportati al §7.2.3 delle NTC 2008. Precedentemente, il DM '96, con il §C.6.4, prescriveva dei presidi atti a evitare il ribaltamento dei tamponamenti murari soggetti ad azioni sismiche solo per condizioni geometriche particolarmente critiche.
Il carattere prestazionale delle NTC 2008 emerge chiaro quando prescrive che «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.» Questo determina la necessità di eseguire verifiche di resistenza che vanno condotte, anche in questo caso, a livello locale, relativamente alle sollecitazioni fuori piano generate dall'azione sismica e agenti sui tamponamenti. L'effetto dell'azione sismica può essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante Fa agente sul baricentro dell'elemento stesso (fig. 5), viene calcolata secondo le formule proposte nel §7.2.3:

$$F_a = S_a W_a / q_a \qquad (1)$$

dove:
W_a peso dell'elemento;
q_a fattore di struttura dell'elemento pari a 2.0 per tamponamenti interni o esterni;
S_a accelerazione massima dell'elemento valutata come segue:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3 \cdot (1 + Z / H)}{1 + (1 - T_a / T_1)^2} - 0,5 \right] \qquad (2)$$

dove:
S coefficiente di amplificazione sismica locale, funzione della natura del terreno;
$\alpha = a_g/g$, con a_g accelerazione del terreno su sottosuolo di tipo A allo SLU e g accelerazione di gravità;
Z altezza del baricentro dell'elemento non strutturale rispetto alla fondazione;
H altezza della costruzione rispetto alla fondazione;
T_a primo periodo approssimato di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata (vedi Approfondimento);
T_1 primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata (§7.3.3.2).



4. Spostamento interpiano d_r.

Si osserva che il metodo di calcolo della forza agente è analogo a quello riportato nel §4.3.5 dell'EC 8.
Conosciuta la forza F_a, è possibile calcolare il momento agente in funzione del meccanismo di rottura che si instaura. Nel caso di tamponature inserite all'interno della maglia della struttura a telaio e ad essa aderenti, il meccanismo di rottura che si può instaurare è rappresentato in fig. 6a. Se le tamponature sono inserite all'interno della maglia del telaio, ma non sono costruite in aderenza, oppure si tratta di elementi non strutturali aggettanti (per esempio, parapetti), il meccanismo di rottura diventa piuttosto quello riportato in fig. 6b. Si noti che in questo modo si sta considerando il comportamento flessionale in verticale di un tamponamento, trascurando l'eventuale contributo resistente dovuto alla flessione orizzontale derivante dall'eventuale aderenza del tamponamento con i pilastri. Focalizzando l'attenzione sul primo caso, il tamponamento può essere schematizzato come una trave in semplice appoggio alla base e in sommità, su cui agisce la forza F_a che crea un momento massimo agente in mezzeria pari a $M_a=F_a \cdot h/4$ (fig. 6a). Considerando la forza agente distribuita $p_a=F_a/h$, ipotesi più vicina al comportamento reale in quanto l'azione sismica attiva le forze inerziali dovute alla massa che è distribuita in altezza, il momento massimo risulterebbe $M_a=p_a \cdot h^2/8$ (fig. 6a), pari alla metà del momento ottenuto considerando la forza concentrata nel baricentro.
La verifica si conclude con il calcolo del momento resistente della sezione del tamponamento, da confrontare con quello sollecitante. Questo passaggio non viene esplicitato nelle NTC 2008 e allo stesso modo non viene discusso nemmeno nella norma europea EC8. Il progettista trova come unico riferimento per il calcolo del momento resistente la formulazione proposta per la pressoflessione fuori piano nel caso di muratura portante soggetta ad azioni sismiche, fornita dalle NTC 2008 al §7.8.2.2:

$$M_u = (t^2 l \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) \qquad (3)$$

dove
σ_0 tensione normale media sulla sezione orizzontale del tamponamento;
f_d resistenza a compressione di progetto della muratura.

Nell'ipotesi che il tamponamento non sia soggetto ai carichi gravitazionali della struttura, la tensione normale σ_0 si ottiene dal peso proprio del tamponamento. Nel caso di tamponamento aderente, la sezione con momento sollecitante massimo si trova a metà altezza: dunque si considera il peso della metà superiore del pannello per calcolare σ_0. Applicando questa metodologia, si ottiene un momento resistente M_u che può non essere suf-

Approfondimento

Si ipotizzi un elemento non strutturale con le seguenti caratteristiche:
l, t, h rispettivamente lunghezza, spessore e altezza dell'elemento, in m
M massa del tamponamento, in kg
E modulo elastico a compressione della muratura, in N/m^2
J momento d'inerzia della sezione rettangolare della parete ($J=l \cdot t^3/12$), in m^4.
Il periodo proprio dell'elemento non strutturale può essere valutato in via approssimata facendo riferimento al periodo proprio di un sistema a un grado di libertà (*single degree of freedom*, SDOF) secondo la formula:

$$T_a = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

dove *K* rigidezza, espressa in N/m, che può essere valutata come:

$$K = \frac{384}{5} \cdot \frac{EJ}{h^3}$$

per il caso di trave semplicemente appoggiata e massa distribuita (fig. 6a)

$$K = \frac{8 \cdot EJ}{h^3}$$

per il caso di trave a mensola con massa distribuita (fig. 6b).
Il periodo proprio è influenzato dal tipo di condizione al contorno del tamponamento: il periodo del tamponamento non aderente è circa tre volte maggiore di quello del tamponamento aderente.
Un'alternativa più specifica per il caso di trave semplicemente appoggiata con massa distribuita, che fornisce valori leggermente diversi dal metodo sopra illustrato, è rappresentato dalla formula:

$$T_a = \frac{2h^2}{\pi}\sqrt{\frac{m}{EJ}}$$

dove *m* è la massa per unità di altezza del tamponamento ($m = M/h$), in kg/m.
Impiegare un metodo piuttosto che l'altro non risulta generalmente determinante per la valutazione della forza F_a.

ficiente a equilibrare quello sollecitante M_a, in particolare nelle zone sismiche più severe. Questo risultato è legato all'incapacità della stessa formula di resistenza di interpretare correttamente il comportamento fuori piano del tamponamento, come dimostrano vari studi sperimentali [2].

La risposta alle azioni fuori piano di un tamponamento costruito in aderenza con il telaio è meglio interpretata considerando l' «effetto ad arco», rappresentato in fig. 7, che si sviluppa nello spessore del tamponamento, in presenza di travi del telaio in grado di resistere alla spinta dell'arco e con una connessione trave-tamponamento capace di impedire movimenti fuori piano di quest'ultimo. Si formano, in sostanza, tre cerniere, una in mezzeria e le altre in prossimità delle travi, che permettono la formazione di uno schema isostatico di arco a tre cerniere. Questo schema può diventare labile se le tre cerniere si allineano, divenendo così un cinematismo, oppure può accadere che si raggiunga la crisi a compressione della muratura conducendo alla plasticizzazione delle tre cerniere.

Il primo tipo di collasso può sopraggiungere per tamponamenti snelli (elevato rapporto h/t) ed è particolarmente pericoloso poiché si tratta di un collasso che avviene per instabilità, senza preavviso. La seconda modalità di rottura si manifesta in tamponamenti più spessi (minore rapporto h/t) e risulta meno pericolosa della precedente, poiché conserva una breve fase duttile legata alla deformazione plastica a compressione della muratura, prima di giungere al cinematismo dell'arco. Il modo migliore per valutare la prima modalità di collasso è calcolare il cinematismo, mentre nel secondo caso si richiede una verifica dello stato tensionale del materiale.

Il meccanismo ad arco viene impiegato in Italia come uno dei possibili modelli per condurre l'analisi strutturale degli edifici in muratura esistenti, ed è ampiamente riconosciuto e documentato in ambito internazionale[3,4]. D'altra parte, tale interpretazione del comportamento fuoripiano non è ancora stata esplicitamente inserita nella normativa italiana per la progettazione di nuovi edifici, ma è presente a livello europeo nell'Eurocodice 6 (EC6). La trattazione del comportamento «ad arco» e la relativa formula di verifica della resistenza viene fornita al §6.3.2 dell'EC6:

$$q_{lat\,d} = f_d \cdot \left(\frac{t}{l_a}\right)^2 \qquad (4)$$

dove

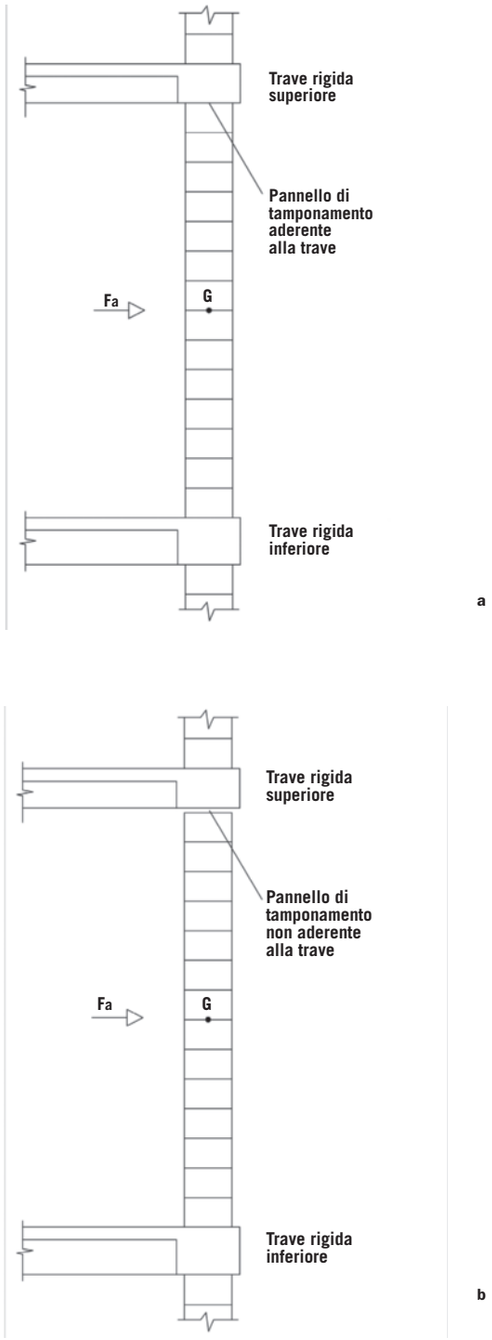
$q_{lat\,d}$ resistenza laterale di progetto per unità di area di muro;

f_d resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione della spinta dell'arco;

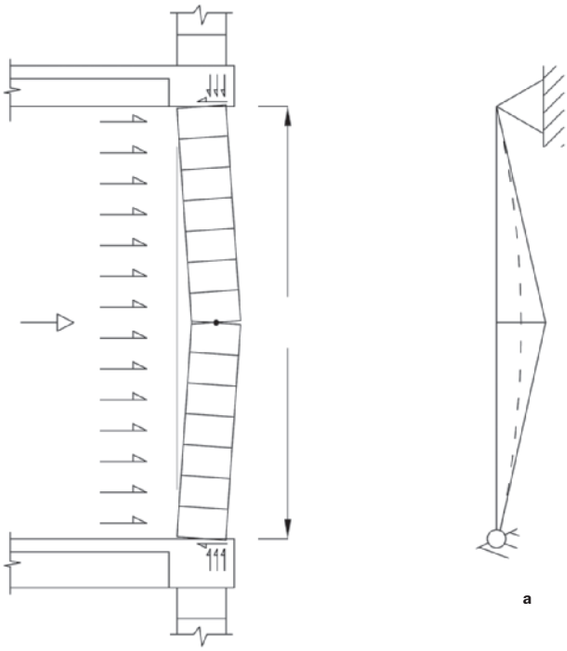
t spessore del muro;

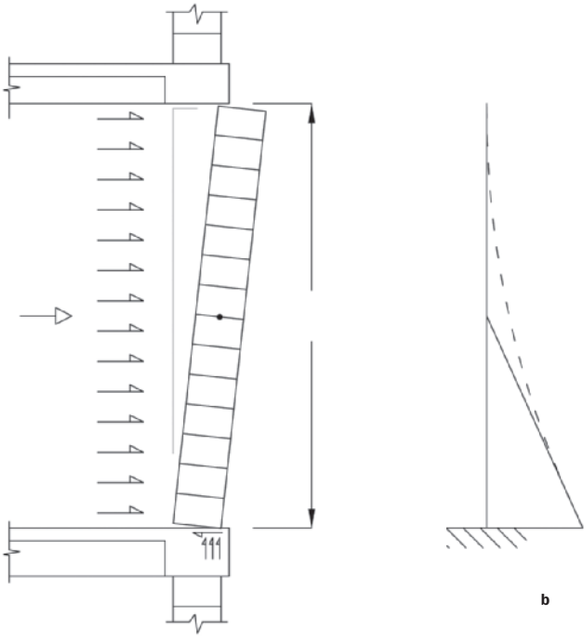
l_a lunghezza o altezza del muro tra gli appoggi in grado di resistere alla spinta dell'arco, nel nostro caso l'altezza.

Con questa schematizzazione, anziché confrontare il momento agente con quello resistente, risulta più immediato verificare che la resistenza laterale di progetto $q_{lat\,d}$ risulti maggiore della forza agente distribuita sulla superficie del muro $F_a/(l \cdot h)$. Questo approccio è in grado di descrivere il comportamento fuori piano di un tamponamento aderente in modo più realistico e i valori che si ottengono sono generalmente più vicini ai valori sperimentali, rispetto alla formulazione per pressoflessione precedentemente discussa. Stante l'attuale mancanza di indicazioni esplicite nelle NTC 2008, relativamente alla formula da impiegare per il calcolo della resistenza fuori piano degli elementi non strutturali, è possibile riferirsi all'EC6, che è considerato dalle NTC 2008 stesse (§12) un riferimento tecnico coe-

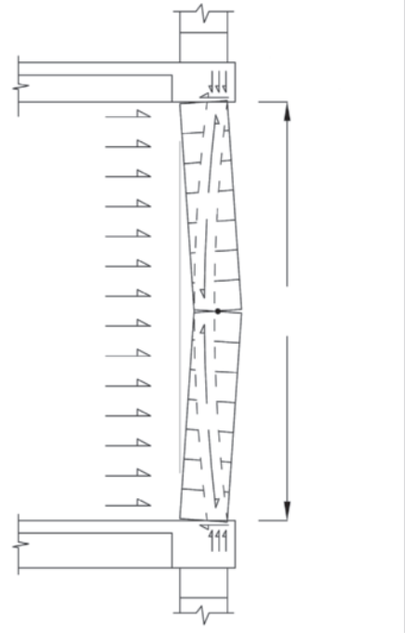


5. Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale: tamponamento compreso e aderente alla maglia del telaio strutturale (a), tamponamento non aderente o elemento non strutturale aggettante, quale un parapetto (b).

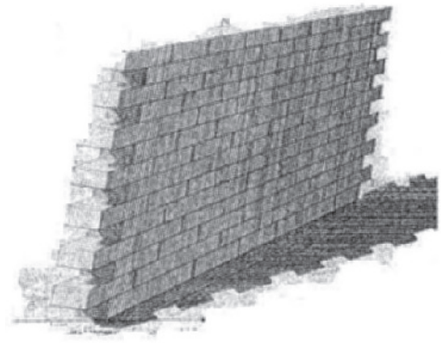




6. Modalità di collasso e schema statico del tamponamento aderente (a) e non aderente al telaio (b).



7. Meccanismo «ad arco» in un tamponamento aderente al telaio.



8. Cinematismo di ribaltamento semplice[5].

rente con le norme italiane. Nell'ipotesi dunque che le travi siano in grado di confinare il tamponamento, è possibile impiegare il modello «ad arco» fornito dall'EC6 per svolgere la verifica alle azioni sismica fuori piano. Passando ora al caso dei tamponamenti non aderenti ed elementi non strutturali aggettanti (fig. 6b), per mantenere l'approccio di verifica alle resistenze è possibile schematizzare l'elemento non strutturale come trave a mensola con momento massimo alla base. In questo caso, il momento massimo agente è pari a $M_a=F_a \cdot h/2$, indipendentemente dal tipo di forza agente considerata, sia essa concentrata (F_a) o distribuita (p_a). La tensione normale media σ_0, da impiegare se si assume la formula di resistenza a pressoflessione (3), è dovuta al peso dell'intero tamponamento. Considerato il caso di forza agente concentrata, la verifica viene soddisfatta per il tamponamento non aderente negli stessi casi del tamponamento aderente, dato che il momento sollecitante M_a è raddoppiato con lo schema a mensola, come pure il momento resistente M_u che dipende in proporzione diretta da σ_0, dato il basso livello di tensione normale in gioco. Perciò la vulnerabilità del tamponamento risulta in questo caso indipendente dalla modalità di collasso, contraddicendo l'esperienza.

Assumendo la forza agente distribuita sull'altezza, risulta più vulnerabile il tamponamento non aderente rispetto a quello aderente. Infatti, nonostante la proporzione tra i momenti resistenti M_u rimanga la stessa, il momento sollecitante per il tamponamento aderente è quattro volte più piccolo di quello per il tamponamento non aderente. Dunque, si conferma che considerare la forza agente distribuita è coerente con le osservazioni del comportamento reale dei tamponamenti.

9. Tamponamento monostrato realizzato con blocchi rettificati a incastro e setti sottili.

Assumendo come metodo di calcolo del momento resistente la relazione (3), si otterrebbe per contro che un tamponamento non aderente risulta più resistente rispetto a un tamponamento aderente: infatti, la σ_0 nel primo caso è doppia che nel secondo caso, a parità di geometria del pannello murario. Questo è in palese contraddizione con quanto l'esperienza ha ampiamente evidenziato, e dimostra come l'utilizzo della formula di resistenza a pressoflessione, nel caso della valutazione della resistenza fuori piano delle tamponature, sia poco pertinente.

Sembra più appropriato, dunque, affrontare la problematica del tamponamento non aderente impiegando una verifica del cinematismo per ribaltamento semplice della parete come anticamente proposta da Rondelet[5], metodo che viene abitualmente utilizzato per le facciate degli edifici esistenti, che possono essere facilmente soggetti a questa problematica. Tale schematizzazione considera che avvenga la rotazione rigida del tamponamento attorno a una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base e attivata dalle sollecitazioni fuori piano (fig.8). È una situazione che si verifica quando il pannello è libero in sommità e alle estremità laterali. La verifica consiste nel semplice confronto tra il momento ribaltante dovuto alle azioni sismiche ortogonali al piano e il momento stabilizzante dovuto ai pesi gravanti sul tamponamento. In termini di analisi cinematica, il meccanismo di ribaltamento semplice risulta essere più vulnerabile di un meccanismo di flessione verticale precedentemente analizzato, in linea con le evidenze dell'esperienza. Si aggiunge che il cinematismo avviene se lo spazio in sommità tra tamponamento e trave superiore è sufficiente per permettere al cinematismo stesso di attivarsi, altrimenti esso si attiva ma si trasforma in un altro meccanismo resistente quando il tamponamento entra in contatto con la trave superiore.

Soluzioni atte a evitare l'espulsione dei tamponamenti I criteri di verifica da applicarsi agli stati limite ultimi per elementi non strutturali vengono definiti al §7.3.6.3 delle NTC 2008, dove si chiarisce che la prestazione richiesta agli elementi non strutturali consiste nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione F_a calcolata secondo quanto riportato in §7.2.3. Come già osservato, non si fa riferimento a una qualche formulazione o approccio di resistenza, e nemmeno la Circolare esplicativa n.617 del 2/02/09 tratta questo argomento, pur precisando che *«sotto l'azione della F_a delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro e alle strutture circostanti 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»*. In questi due casi, quindi, non occorre svolgere la verifica allo SLU, dato che la prestazione richiesta per lo SLU dei tamponamenti è già conseguita con l'adozione di una delle due soluzioni indicate. Si osserva che questo tipo di prescrizioni deriva direttamente da ricerche sperimentali, quali per esempio[6].

Prescrizioni similari, per evitare rotture premature o l'espulsione del tamponamento, sono riportate anche nell'EC8 al §4.3.6.4, dove si aggiunge anche la possibilità di realizzare incatenamenti verticali e orizzontali in c.a. all'interno del tamponamento stesso, così come era consigliato dal DM '96. In questo punto, a differenza della normativa Italiana che non differenzia la risposta dei tamponamenti in funzione della loro snellezza, l'EC8 impone un limite di snellezza (che si assume il minore tra il rapporto altezza/spessore e lunghezza/spessore) pari a 15, oltre il quale si deve prestare particolare attenzione, riconoscendo di fatto che per elevate snellezze la vulnerabilità dei tamponamenti aumenta, prediligendo dunque l'impiego di tamponamenti con spessori elevati, a parità di altezza.

10. Tamponamento monostrato realizzato con blocchi a incastro con isolante integrato.

Conclusioni

La discussione dei criteri e dei metodi di progettazione e verifica del tamponamento, soggetto ad azioni sismiche, permette di trarre alcune conclusioni riguardo i diversi livelli di vulnerabilità al variare della tecnica costruttiva con cui possono essere realizzati. Emerge, innanzitutto, che realizzare un tamponamento aderente alla struttura a telaio, in particolare nel caso di tamponamento vincolato alla base e in sommità, permette di realizzare delle condizioni al contorno favorevoli per l'assorbimento delle azioni fuori piano. La flessione verticale che si manifesta con il meccanismo «ad arco» risulta più resistente del semplice ribaltamento del tamponamento non aderente. È al momento difficile quantificare questo aspetto dal punto di vista progettuale, dato che nella normativa Italiana non è ancora stato inserito un approccio esplicito per trattare la resistenza alle azioni fuori piano di elementi non strutturali, quali i tamponamenti, per diverse modalità di vincolo. Una alternativa valida è rappresentata dall'EC6 che riporta una formulazione per il calcolo della resistenza alle azioni fuori piano, considerando il meccanismo «ad arco». Oltre all'importanza del vincolo tra tamponamento e telaio, è chiaro anche il ruolo giocato dalla snellezza del tamponamento. Questo aspetto emerge chiaramente considerando le due possibilità di collasso per il meccanismo «ad arco»: per instabilità nel caso di pannelli snelli e per raggiungimento della resistenza a compressione per muri «tozzi». Anche l'EC8 riconosce la maggiore affidabilità dei tamponamenti di minore snellezza (rapporto altezza/spessore) che, a parità di altezza, si traduce in maggiore spessore. Le osservazioni svolte durante i sopralluoghi del terremoto a L'Aquila confermano la maggiore criticità della classica doppia parete, nella quale se i due paramenti non vengono collegati adeguatamente tra di loro, si hanno di fatto due pareti snelle singole e perciò molto vulnerabili.

Le figg. 9 e l0 mostrano soluzioni innovative per la realizzazione di tamponamenti monostrato (spessore da 30 a 45 cm), efficaci anche dal punto di vista del risparmio energetico. Le prestazioni termiche vengono garantite nel primo caso (fig. 9) dall'impiego di blocchi rettificati a incastro e setti sottili, posati con giunti sottili (0,5÷3 mm) di malta-colla, eliminando i ponti termici dovuti alla malta; nel secondo caso (fig. 10), le *performance* isolanti dell'involucro sono garantite dall'inserimento dell'isolante nella foratura dei singoli blocchi. Data l'importanza dell'argomento e le lacune che ancora si riscontrano, presso le Università di Padova e di Pavia si stanno conducendo ricerche sperimentali per approfondire la conoscenza del comportamento dei tamponamenti monostrato e a doppia parete, e per sviluppare metodi di calcolo e tecniche costruttive atti a migliorare il livello di sicurezza della progettazione. Dalle prime analisi numeriche, è stato confermato che la muratura monostrato riesce a garantire un comportamento fuori piano migliore rispetto alla prestazione di una doppia parete.

Inoltre, sempre nell'ottica di aumentare il livello di sicurezza anche per gli elementi non strutturali e approfondire la conoscenza del loro comportamento, la ricerca sperimentale in corso ha lo scopo ulteriore di investigare sull'effetto combinato delle azioni nel piano e fuori piano, a cui è soggetto il tamponamento durante un reale evento sismico. ¶

* *Flavio Mosele, Lorenzo Bari*

Consorzio Poroton Italia

Bibliografia

1. Bari L., Calliari R. (2009), Terremoto in Abruzzo: analisi delle problematiche strutturali, Murature Oggi, n°2, 2009.
2. da Porto, Barbiero E., Dalla Benetta M., Modena C. (2007), Sperimentazione sul comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio, Murature Oggi, n°94, 2007.
3. Paulay T., Priestley M.J.N. (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J. Wiley & Sons, NewYork, 1992.
4. Drysdale R.G., Hamid A.A. (2008), Masonry structures, behavior and design, 3rd edition, The Masonry Society, Boulder, Colorado, 2008.
5. Rondelet J.B. (1802), Traité Tehorique et Pratique de l'art de Batir.
6. Calvi G.M., Bolognini D., (2001), Risposta sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura debolmente armati, Costruire in Laterizio n°80, 2001.

Le strutture di copertura degli edifici in zona sismica

A. Di Fusco, ANDIL Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi

Le strutture di copertura, in taluni casi, possono esercitare azioni orizzontali anche per soli carichi verticali. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08) stabiliscono, in merito, che le azioni spingenti devono essere annullate o idoneamente contrastate, sia per le nuove costruzioni, sia per quelle esistenti.

Sono dette "spingenti" le coperture a falde inclinate (fig. 1) che determinano un'azione orizzontale sulle strutture verticali su cui gravano e che, in caso di sisma, possono causare collassi parziali delle zone più alte delle pareti. Le strutture di copertura, essendo poste in sommità degli edifici, risentono delle massime accelerazioni imposte dallo scuotimento sismico. Le conseguenti sollecitazioni sulle murature, aggravate da un'eventuale azione spingente, possono dare luogo al superamento della resistenza delle stesse o allo scorrimento della copertura rispetto ai muri. Il carattere spingente della copertura ed il suo peso sono i due indicatori che descrivono il contributo dell'azione di spinta.

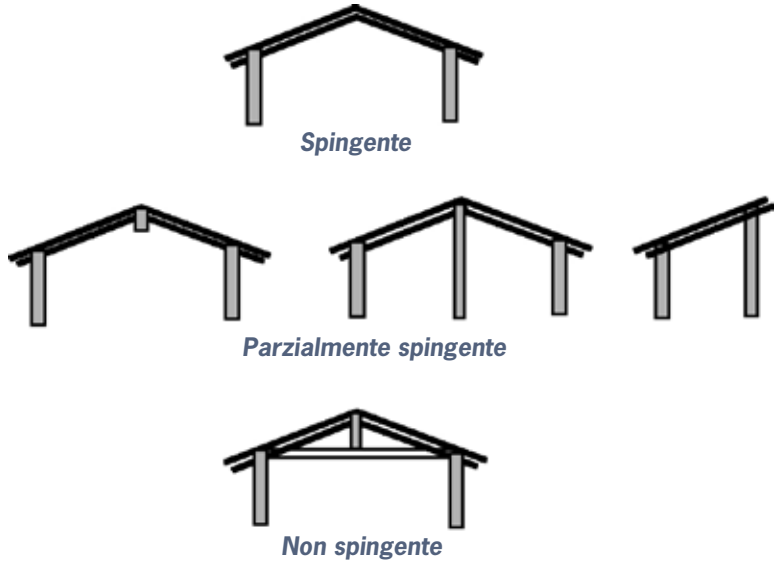


Fig. 1 – Tipologie di coperture con riferimento alla morfologia strutturale dell'edificio.

Dunque non è solamente la morfologia ad influenzare il comportamento strutturale di un sistema di copertura a falde inclinate, ma anche lo schema statico di riferimento. Ad esempio, per l'equilibrio alla traslazione, in presenza di soli carichi verticali, risulta che un tetto a "puntoni" è caratterizzato da reazioni vincolari nella direzione principale della falda con componenti sia verticali che orizzontali; quello ad "arcarecci" agli appoggi risponde, invece, con forze orizzontali nulle (fig. 2). In ogni modo, occorre sempre garantire che agli appoggi non risultino errate configurazioni che possano creare spinte non contrastate o labilità della struttura stessa.

SEZIONE COPERTURE
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI

NEWSLETTER DELLE COPERTURE
Mensile di informazione tecnica sulle Coperture in Laterizio
Giugno 2009 - Numero 11

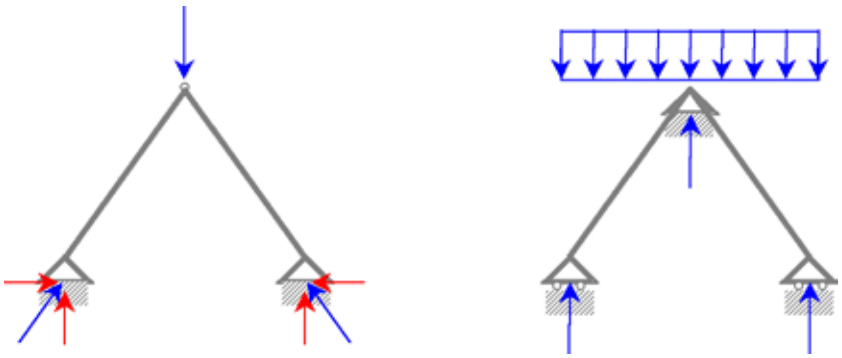


Fig. 2 – Schema statico di una copertura a falde inclinate: a puntoni (sinistra) e ad arcarecci (destra).

In caso di terremoto, l'azione spingente delle coperture può favorire o amplificare alcuni dei diversi meccanismi di collasso (fig. 3) degli edifici in muratura. Tale azione può essere, in genere, contrastata seguendo i criteri e le regole di progettazione per le nuove costruzioni e applicando gli opportuni provvedimenti di adeguamento o miglioramento sismico dell'esistente contenuti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08).

La progettazione per azioni sismiche degli edifici, ai fini della verifica di sicurezza, prevede una serie di accorgimenti e requisiti riguardanti proprio le strutture di copertura e il loro collegamento con le murature sottostanti.

Di fatto, al capitolo 7.8.1.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni sono fissate indicazioni costruttive e progettuali per quanto riguarda i **solai interpiano e di copertura**, ovvero:

– non devono essere spingenti ed eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali;
– devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e, pertanto, devono essere ben collegati e garantire un adeguato funzionamento a diaframma;
– tra due solai successivi deve esserci una distanza massima di 5 m.

Per le nuove costruzioni (fig.4), il "cordolo" di piano rappresenta una delle soluzioni strutturali più adottate che risponde anche al requisito di assorbire le spinte orizzontali. Il cordolo dovrà, comunque, essere correttamente dimensionato (geometria della sezione, armatura a trazione, interasse tra le due pareti murarie successive, dettagli costruttivi d'angolo, ecc.) tenendo in considerazione l'inerzia flessionale di questo elemento. La capacità di assorbire le spinte orizzontali dovrà essere quindi valutata in funzione delle deformazioni orizzontali messe in atto a seguito della spinta. Queste, infatti, dovranno essere compatibili con la sicurezza strutturale delle murature sottostanti, così da verificare l'annullamento di eventuali fuori piano delle murature, causa di possibili ribaltamenti della struttura verticale.

Nello specifico, le regole di dettaglio concernenti l'esecuzione di murature e cordoli vengono trattate al capitolo 7.8.5.1 delle NTC; in particolare:

– ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti;
– i cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno;

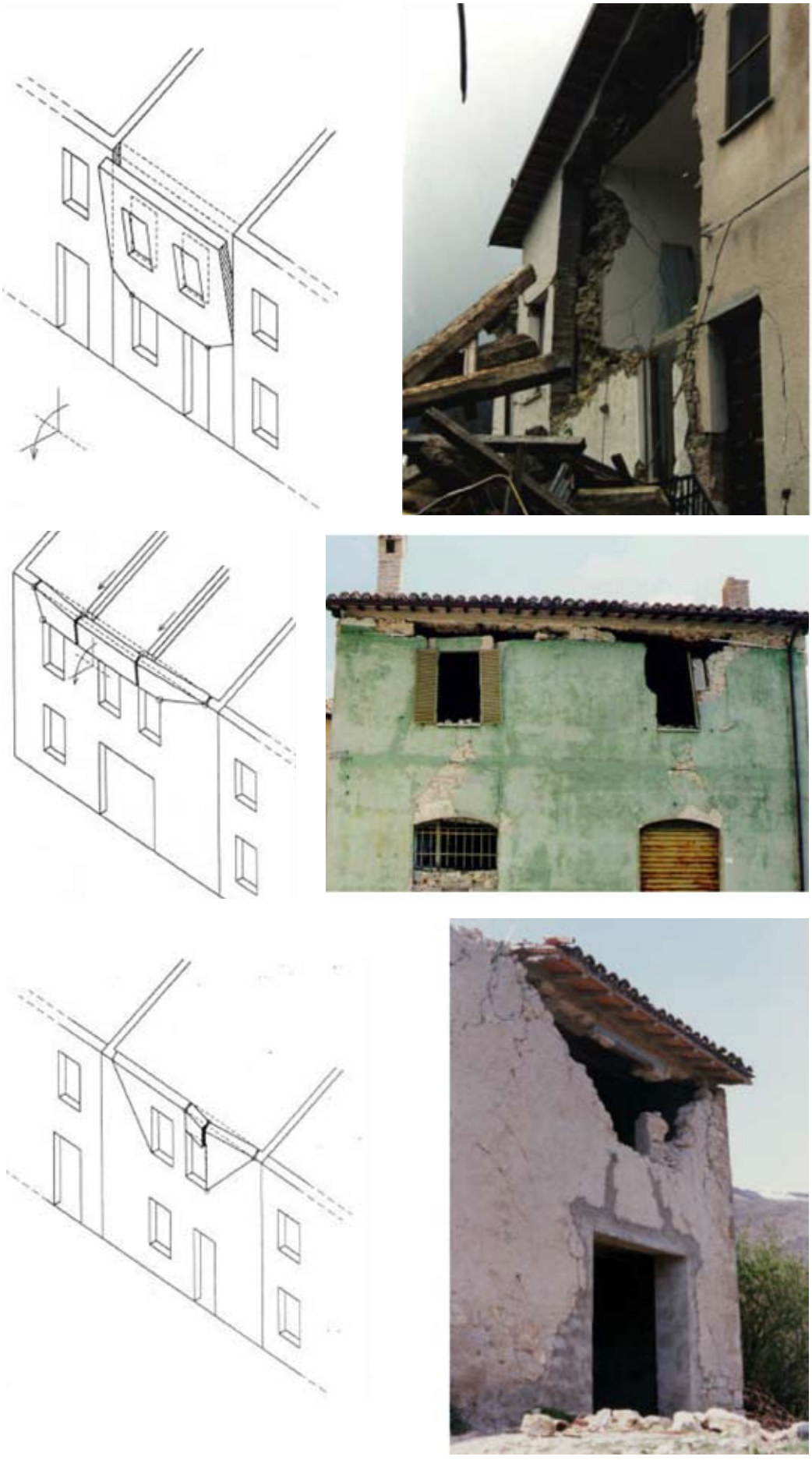


Fig. 3 – Tre possibili meccanismi di collasso degli edifici in muratura favoriti da coperture spingenti.

– l'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2; le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm;
– travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso;
– in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale;
– al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

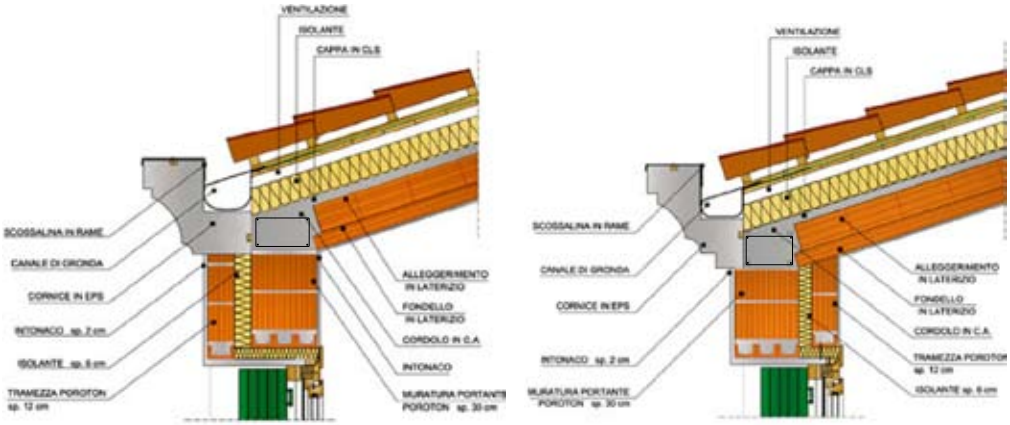


Fig. 4 – Edificio nuovo: dettaglio strutturale del nodo muratura-cordolo-copertura con tramezzatura esterna (a) e con tramezzatura interna (b). Fonte: Cleverbuilding s.r.l. - ISOPROJECT.

La valutazione della sicurezza, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti sono disciplinate dalle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Per gli edifici esistenti in muratura soggetti ad azioni sismiche, il testo normativo precisa che si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme e che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

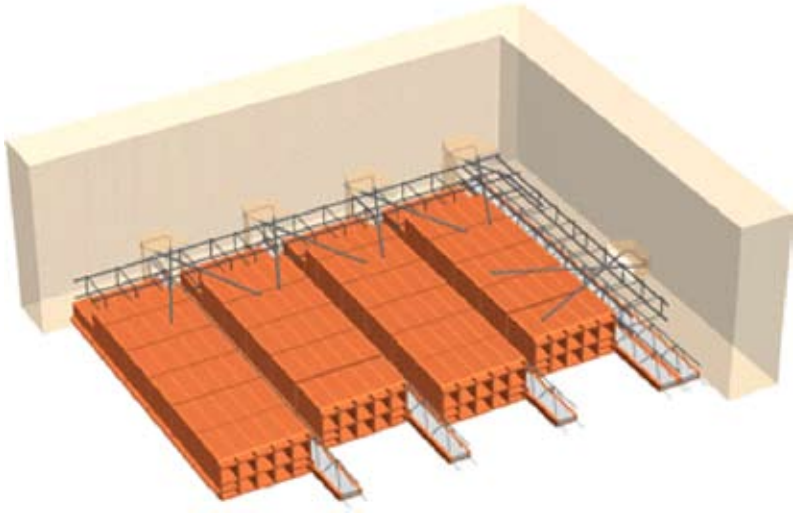


Fig. 5a – Edificio esistente: aggancio di un solaio in laterocemento alle murature mediante inserimento di armature a coda di rondine.

Fig. 5b – Edificio esistente: solaio misto (legno, calcestruzzo e tavelle di laterizio) con la predisposizione dell'armatura per il cordolo perimetrale.

Il capitolo 8.7.4 delle NTC riporta i criteri di intervento di consolidamento per tutte le tipologie di costruzioni esistenti, che vanno applicati in modo regolare ed uniforme. Per quanto attiene gli edifici in muratura, vengono aggiunte ulteriori specifiche in merito alla valutazione e cura dei seguenti aspetti:

– miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate;
– riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di copertura;
– rafforzamento delle pareti intorno alle coperture.

Gli interventi più conosciuti di miglioramento dei collegamenti e di riduzione delle spinte sono quelli eseguiti con l'impiego di tiranti, cerchiature e realizzazione di cordoli (figg. 6a,b,c). I tiranti vengono posizionati nelle due direzioni a livello dei solai in corrispondenza delle pareti portanti, dove vengono ancorati mediante un capo chiave.

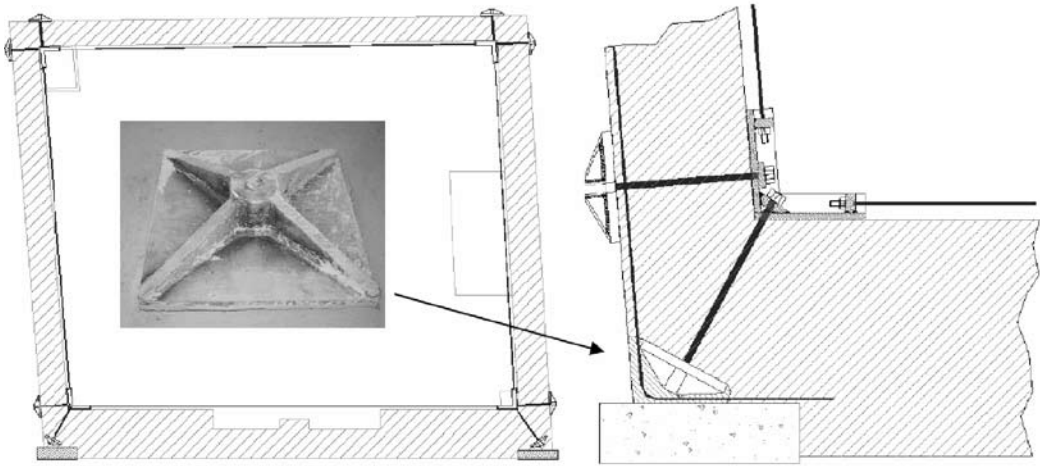


Fig. 6a – Intervento con tiranti: pianta con la disposizione dei tiranti e dettaglio del capochiave.

Le cerchiature sono realizzate con elementi metallici o materiali compositi (tipo con nastri in SRG, *Steel Reinforced Grout*, fig. 7) che devono essere dimensionati e messi in opera con la dovuta accuratezza al fine di evitare concentrazione di tensione negli spigoli delle murature.

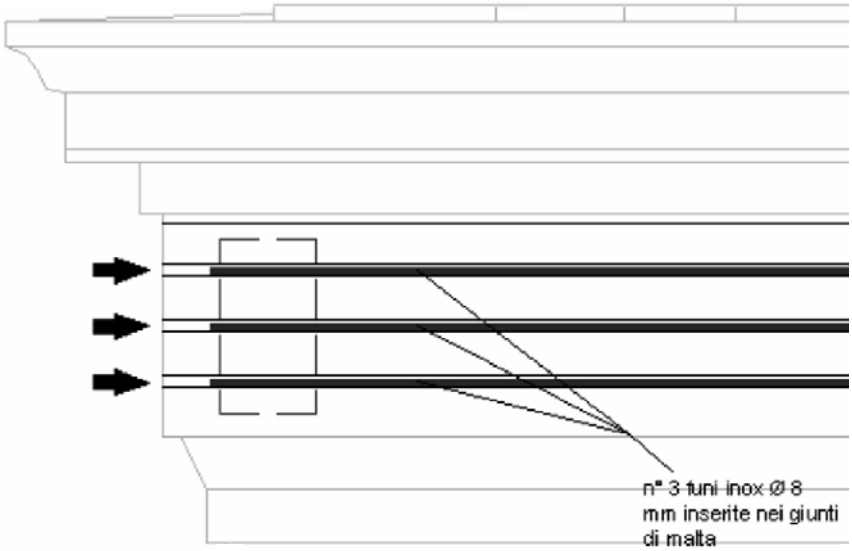


Fig. 6b – Intervento c cerchiature: dettaglio sullo spigolo.

In zone dove la muratura risulta meno coesa, un intervento efficace per collegare le pareti e potenziare l'interazione con la copertura è l'esecuzione di cordoli che possono essere:

– in cemento armato, solo se di altezza limitata, per evitare appesantimenti ed irrigidimenti del complesso strutturale esistente;
– in muratura armata, consentendo di realizzare il collegamento attraverso una tecnica che in tal modo conserva le caratteristiche murarie dell'esistente;
– in elementi d'acciaio, che rappresentano una valida alternativa per il loro peso e facilità applicativa (fig. 6c).

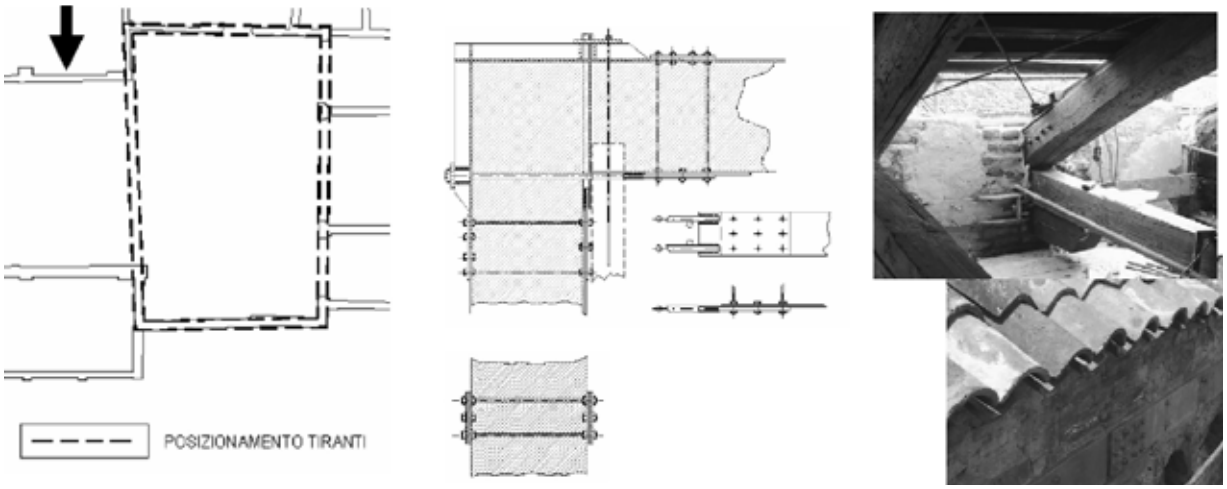


Fig. 6c – Intervento con cordoli in elementi di acciaio: posizionamento in pianta dei tiranti e dettaglio di aggancio nella muratura.

Fig. 7 – Cerchiatura in SRG: tensionamento del nastro mediante chiave dinamometrica, bloccaggio con piastrina, taglio del nastro e successivo ricoprimento con malta.

Ulteriori approfondimenti e dettagli integrativi in merito agli interventi di adeguamento, miglioramento e riparazione strutturale degli edifici in muratura sono trattati nella Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617 esplicativa delle NTC (scaricabile dal sito dell'ANDIL, *www.laterizio.it, normative - elementi per strutture murarie - strutturale*).

Costruire in laterizio con isolamento sismico

Lo scorso 8 maggio, presso la sede ENEA di Roma, si è tenuto un convegno nel corso del quale è stato presentato un progetto ENEA-ANDIL di edificio in muratura di laterizio di ultima generazione su isolamento sismico, caratterizzato da prestazioni elevate sia dal punto di vista strutturale che energetico.

Gli eventi catastrofici che frequentemente colpiscono il nostro Paese mettono in evidenza la necessità di una politica di prevenzione più efficace a fronte degli eventi naturali. D'altra parte, il patrimonio edilizio italiano sperpera una quantità enorme di energia e, pertanto, anche in questo settore è necessaria un'inversione di rotta. Appare inevitabile mettere a punto soluzioni costruttive che, pur confermando la validità delle tecnologie già consolidate e affidabili, sappiano farle coesistere con nuove concezioni in grado di garantire il necessario salto di qualità in termini di sicurezza e di raggiungere fin d'ora i livelli di efficienza energetica previsti dalle direttive comunitarie a partire dal 2020 *(near zero energy building)*.
E' questo il tema affrontato al convegno, organizzato dall'ENEA, da ricercatori ed esperti di problematiche strutturali ed energetiche. Nella circostanza, è stato presentato un progetto pilota congiuntamente redatto da ENEA e ANDIL (Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi) per la costruzione di un edificio in muratura portante di laterizio, isolato sismicamente alla base, destinato ad ospitare il Centro Servizi Comunali di Sulmona.
Il progetto è frutto della collaborazione dell'Amministrazione del Comune di Sulmona, dell'arch. Paolo Luccioni e dell'ing. Leopoldo Rossini, rispettivamente per gli aspetti architettonici e strutturali, dell'ENEA che ha fornito la propria consulenza tecnico-scientifica sia per la progettazione delle strutture (ing. Paolo Clemente), sia per l'efficienza energetica (arch. Gaetano Fasano), e dell'ANDIL che metterà a disposizione gratuitamente i materiali prodotti dai propri associati relativamente a murature portanti, divisori, solai, copertura e rivestimenti esterni.

Render del prospetto frontale del Centro Servizi Comunali di Sulmona.

SEZIONE SOLAI
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI

LA GAZZETTA DEI SOLAI
Mensile di informazione tecnica su Solai, Murature e Divisori in Laterizio

Maggio 2012 - Numero 86

Il progetto ENEA–ANDIL, nel dettaglio, prevede la realizzazione di un edificio Centro Servizi per il Comune di Sulmona, adibito alle funzioni amministrative comunali, quali sede della Polizia Municipale e degli Uffici anagrafici, con relativi sportelli aperti al pubblico, e sala riunione ad uso dell'Amministrazione. L'edificio è stato studiato anche per accogliere, in caso di calamità naturale, la sede della Protezione Civile e delle principali attività di governo della città.

Progetto ENEA–ANDIL a Sulmona: pianta piano terra, con legenda delle funzioni.

Da un punto di vista dimensionale, la struttura si sviluppa su 3 livelli fuori terra, più un piano interrato. Le superfici utili calpestabili dei tre livelli fuori terra si aggirano sui 220 m^2 per piano, cui va aggiunto il vano di distribuzione, dove è collocato anche il corpo scala/ascensore, che ha una superficie utile calpestabile di circa 50 m^2 con ampia parete a vetro. Il piano interrato, adibito ad autorimessa, sporge di 1,5 m su tutti i lati rispetto all'ingombro in pianta dell'edificio, sviluppando una superficie di circa 480 m^2. In corrispondenza, invece, dell'accesso al piano terra del Centro Servizi, si prevede la realizzazione di una piazza pedonale con attigua un'area di parcheggio pubblico.
L'edificio avrà, per i 3 piani fuori terra, struttura portante in muratura in laterizio "alleggerito in pasta" monoblocco. Gli elementi resistenti saranno del tipo rettificato con giunti orizzontali sottili (1 mm) e giunti verticali ad incastro con tasca riempita di malta. I muri perimetrali avranno spessore pari a 45 cm con rivestimento esterno in listelli di laterizio a vista da 6 cm; quelli interni avranno spessore di 30 cm. I solai di calpestio saranno in laterocemento, di altezza pari a 28 cm (24+4); in copertura è previsto un solaio con altezza di 20 cm (16+4) ricoperto con tegole/coppi in laterizio con funzione fotovoltaica.
La sovrastruttura sopra descritta appoggerà su dispositivi di isolamento sismico, a loro volta poggianti su pilastri in c.a. spiccanti dalla fonazione anch'essa in c.a. Il sistema di isolamento sismico, composto da isolatori elastomerici armati e dispositivi a scorrimento, è stato progettato per sopportare l'azione sismica di riferimento relativa ad un edificio strategico per il sito in esame.

Sezione dell'edificio su isolatori sismici.

Dal punto di vista energetico, va evidenziato che l'edificio è stato verificato tenendo presente il quadro normativo vigente (D.Lgs. 192/05 e smi e UNI EN 11300 parte 1 2 e 3). Su questa base di riferimento, si sono valutati quegli interventi in grado di attendere una costruzione classificabile l'edificio, alla luce della nuova Direttiva 31/2010/CE recast, a livello di edificio ad energia quasi zero (NEZB). Inoltre, per dare una connotazione anche eco-sostenibile all'edificio ci si è indirizzati sull'utilizzo di materiali e sistemi, per l'involucro edilizio, a bassissimo impatto ambientale. L'involucro opaco è, infatti, realizzato in laterizio ad alta prestazione termoisolante, con faccia vista all'esterno e internamente un intonaco coibente, in modo da raggiungere valori medi di trasmittanza inferiori di circa il 30% a quelli definiti dalla attuale legge. Inoltre, vengono adotti sistemi di schermatura in laterizio, appositamente studiati, sulle aperture vetrate del corpo di collegamento verticale. Sul piano del comfort abitativo, la significativa inerzia termica dell'involucro consentirà valori di attenuazione e sfasamento che permetteranno, nel periodo estivo, di ottenere idonee condizioni ambientali senza dover ricorrere a costosi e energivori impianti di raffrescamento.
L'iniziativa vuole promuovere e valorizzare un materiale strutturalmente affidabile, quale il laterizio, e le nuove tecnologie di prevenzione antisismiche in via di diffusione sul territorio nazionale, perseguendo risultati di eccellenza sia dal punto di vista dell'efficienza energetica che della sostenibilità ambientale.
Il laterizio, che ha dimostrato di non temere il passare dei secoli evolvendo continuamente nelle prestazioni e nei sistemi costruttivi offerti, fornisce ottime garanzie per assicurare risparmio energetico, comfort abitativo e sicurezza sismica e, con l'isolamento sismico alla base, può inoltre garantire (grazie alla caratteristica di "rigidezza" della muratura) soluzioni costruttive, multipiano e con importanti volumetrie, che non subiscono danni anche per l'azione di terremoti di elevata intensità.
L'auspicio è che l'esempio venga seguito da progettisti, imprese e committenti pubblici e privati, soprattutto per la ricostruzione dei centri urbani in Abruzzo, tragicamente colpiti dal sisma.

Progetti europei sulle murature portanti

di A. Di Fusco
ANDIL Assolaterizi, Roma

Negli ultimi anni, ANDIL Assolaterizi, insieme ad alcune aziende associate produttrici di elementi da muro, ha partecipato alle attività di ricerca, sviluppo e promozione nell'ambito di due progetti europei incentrati sull'ottimizzazione dei criteri di dimensionamento strutturale e costruzione di edifici in muratura portante, armata e non. In attesa di divulgare i dettagliati ed approfonditi report, elaborati dai ricercatori partner, si vuole qui presentare una panoramica delle attività di R&S e commentare i primi risultati emersi dalle principali sperimentazioni ed analisi svolte.

Sul fronte della ricerca, l'azione dell'Andil è da sempre diretta a creare un dinamico e produttivo collegamento tra gli Enti di ricerca, le Università e le aziende associate al fine di individuare preziose sinergie e mettere in atto percorsi comuni di potenziamento e valorizzazione del settore del laterizio. Sono, infatti, diversi gli Atenei italiani e gli Enti di ricerca coinvolti ed impegnati, quotidianamente, in molteplici studi e sperimentazioni dei prodotti in laterizio e del loro migliore impiego in edilizia.
Accanto alle attività di ricerca nazionali, in questi ultimi anni, è comunque proseguita la partecipazione dell'Associazione, con la diffusione e lo sfruttamento dei risultati, a due progetti co-finanziati dalla Comunità Europea. E più precisamente:

- DISWall, "*Developing Innovative Systems for reinforced masonry Walls*", finalizzato allo sviluppo di sistemi innovativi per la muratura armata e al trasferimento dei risultati agli organismi normativi nazionali ed europei;
- ESECMaSE, "*Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe*", il cui obiettivo principale è fornire ai progettisti ed ai costruttori una migliore conoscenza dei criteri di sicurezza nella progettazione e realizzazione degli edifici in muratura portante rispetto ad altre soluzioni costruttive (fig. 1).

Entrambi i progetti, coinvolgendo PMI dell'Area di Ricerca Europea, ERA, sono supportati e promossi dall'UE tramite il *6° Programma Quadro di Ricerca e Sviluppo Tecnologico,* che ha rappresentato (2002-2006) il principale strumento per la creazione ed il lancio di iniziative volte a potenziare, nel medio-lungo periodo, le attività di ricerca e le capacità competitive delle "piccole e medie imprese" europee.

DISWall

DISWall (*http://diswall.dic.unipd.it*) è l'acronimo di una ricerca cooperativa da 1,340 milioni di euro, che riunisce partner rappresentanti le Università, le aziende produttrici e le Associazioni di categoria di quattro Paesi dell'UE (fig. 2). Capofila del progetto è l'Università di Padova, coinvolta con il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti della Facoltà di Ingegneria di Padova, che riveste il ruolo primario di coordinamento generale. Tra gli altri partner interessati dal progetto ci sono le Università di Aachen e Monaco, in Germania, e l'Università di Minho in Portogallo. In rappresentanza delle PMI partecipano: due aziende produttrici di laterizi italiane (CIS Edil Srl e Laterizi Alan Metauro Srl) ed una tedesca (UNIPOR gmbh); la Costa & Almeida Lda portoghese, produttrice di blocchi di calcestruzzo; l'azienda italiana Tassullo SpA per le malte; la belga Bekaert NV come produttore di armature per muratura. Le Associazioni di categoria che aderiscono al progetto sono la Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e l'ANDIL Assolaterizi, per l'industria dei laterizi, rispettivamente, tedesca ed italiana.
Gli obiettivi scientifici e tecnologici prioritari del progetto, finalizzato allo sviluppo di sistemi innovativi per la muratura armata, sono:

- studi teorici delle proprietà e dei requisiti dei blocchi per muratura, dell'armatura di rinforzo e della malta;
- sviluppo di tecnologie innovative e di processi costruttivi per l'esecuzione di murature armate portanti e di tamponamento;
- progettazione, produzione e realizzazione di prototipi di prodotti innovativi;

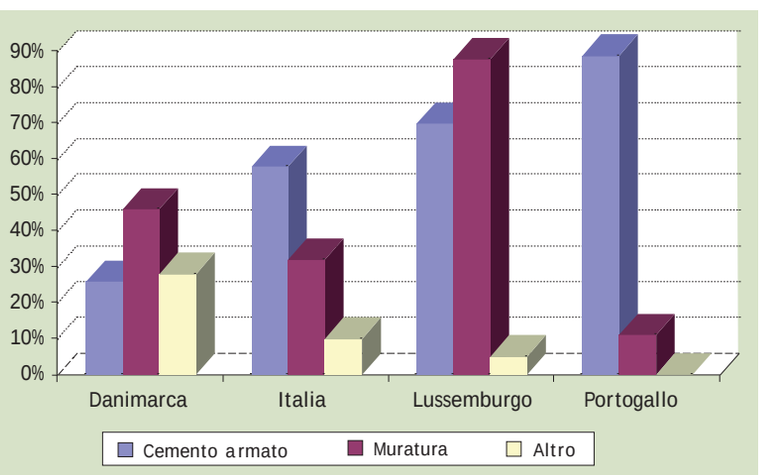


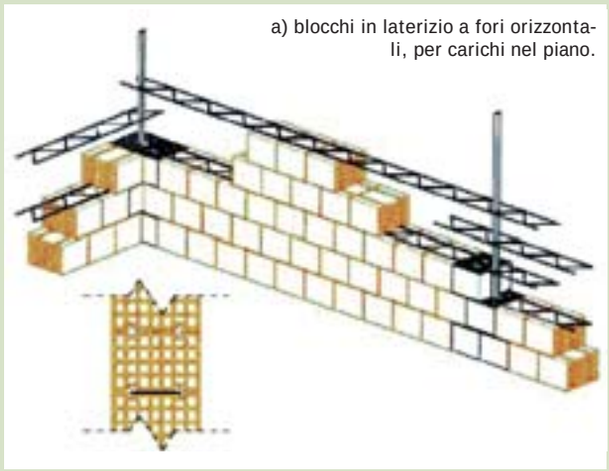
Fig. 1 – Confronto tra le principali tipologie strutturali utilizzate in alcuni Paesi europei.

Istituto/Società	Nazione	Tipo
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA http://www.dic.unipd.it	Italia	Università
LATERIZI ALAN METAURO s.r.l. http://www.alanmetauro.com	Italia	Azienda produttrice PMI
CIS EDIL s.r.l. http://www.cisedil.it	Italia	Azienda produttrice PMI
COSTA & ALMEIDA LDA http://www.costaealmeida.pt	Portogallo	Azienda produttrice PMI
TASSULLO S.p.A. http://www.tassullo.it	Italia	Azienda produttrice PMI
UNIPOR GmbH http://www.unipor.de	Germania	Università
ANDIL ASSOLATERIZI http://www.laterizio.it	Italia	Associazione
BEKAERT N.V. http://www.bekaert.com	Belgio	Azienda produttrice
ARBEITSGEMEINSCHAFT MAUERZIEGEL http://www.ziegel.de	Germania	Associazione
RWTH AACHEN INSTITUT FÜR BAUFORSCHUNG http://www.ibac.rwth-aachen.de	Germania	Università
TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN http://www.mb.bv.tum.de	Germania	Università
UNIVERSIDADE DO MINHO http://www.civil.uminho.pt	Portogallo	Università

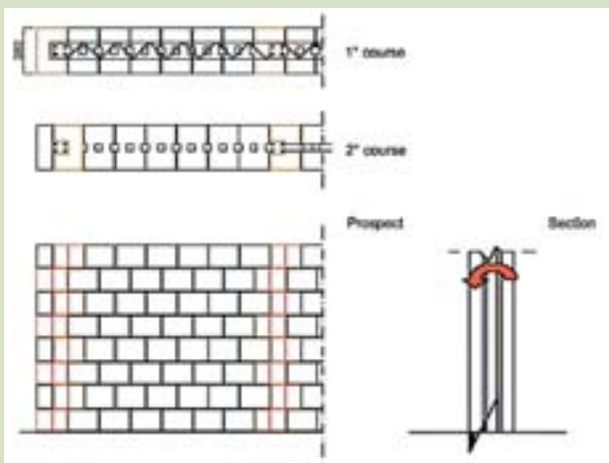
Fig. 2 - Partner del progetto DISWall "*Developing Innovative Systems for reinforced masonry Walls*".

- validazione sperimentale delle soluzioni tecnologiche mediante prove di laboratorio e valutazioni numeriche per l'analisi del comportamento meccanico;
- studi teorici ed applicazione dei metodi di prova non-distruttivi per le strutture in muratura armata finalizzati allo sviluppo di metodologie per il controllo di qualità in sito;
- sviluppo e pianificazione degli standard per i nuovi sistemi costruttivi proposti e implementazione di questi mediante software e linee guida;
- trasferimento dei risultati della ricerca agli organi tecnici nazionali ed europei, allo scopo di includere negli appositi codici le informazioni necessarie, e di sicuro interesse, sulle prestazioni della muratura armata specialmente per costruzioni in zona sismica.

Dopo due anni di lavoro, il progetto DISWall, avviato nel gennaio 2006, ha raggiunto la maggior parte degli obiettivi prefissati, grazie all'apprezzabile ed efficace impegno di tutti i partner. Le attività svolte hanno interessato la progettazione, la produzione e la realizzazione di quattro prototipi di blocco, per le altrettante tipologie costruttive di muratura armata oggetto della ricerca (fig. 3).

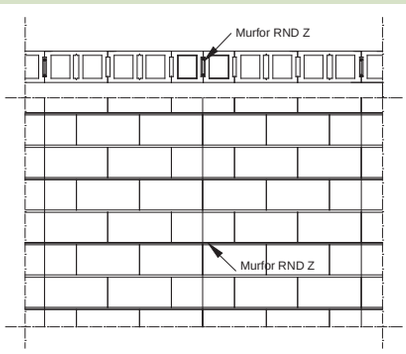


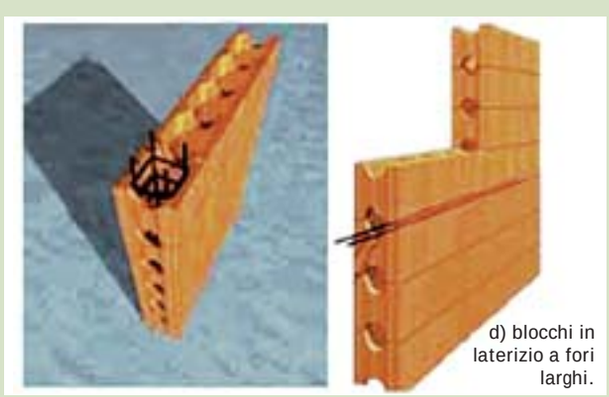
a) blocchi in laterizio a fori orizzontali, per carichi nel piano.



b) blocchi in laterizio a fori verticali, per carichi fuori piano.

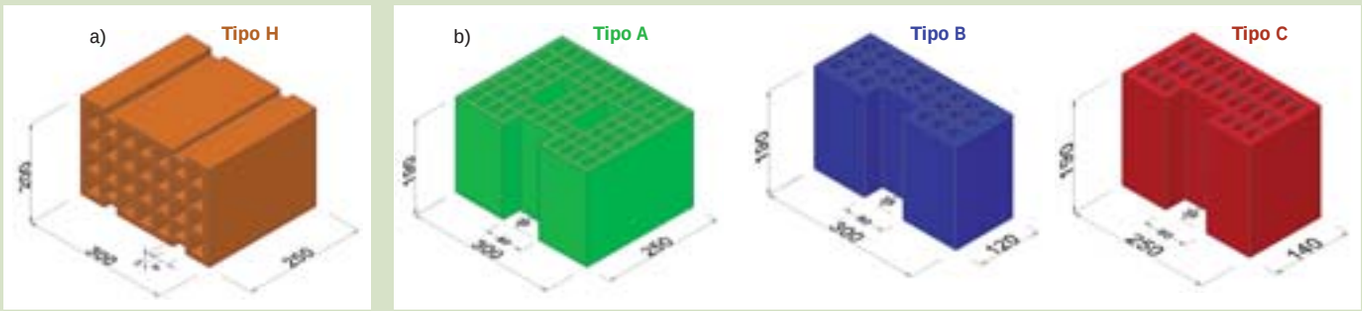
c) blocchi in calcestruzzo.





d) blocchi in laterizio a fori larghi.

Fig. 3 - Sistemi innovativi per muratura armata sviluppati nell'ambito del progetto DISWall.



c)

Fig. 4 – Sistema di muratura armata Alan Metauro:
a) nuovo blocco in laterizio a fori orizzontali;
b) i tre tipi di blocco per l'alloggiamento dell'armatura verticale (misure in mm);
c) costruzione di un provino di muratura armata.

In Italia sono stati sviluppati, in particolare, due sistemi innovativi per la muratura armata con blocchi in laterizio prodotti dalle aziende Alan Metauro e CIS Edil, malta della Tassullo ed armatura di rinforzo, sia tradizionale che non (traliccio Murfor), della Bekaert.
Il primo sistema, realizzato con blocchi Alan Metauro (di spessore pari a 30 cm; fig. 4) è stato progettato con lo scopo principale di produrre nuovi elementi in laterizio a fori orizzontali con adeguate proprietà meccaniche per l'impiego nelle strutture portanti. Attualmente, sul mercato sono già presenti blocchi a fori orizzontali che, per la specifica configurazione geometrica, conseguono ottime prestazioni termiche; essi possono, però, essere impiegati solo per tamponamenti. Un secondo obiettivo, anch'esso legato al miglioramento termico dell'involucro edilizio, è quello di utilizzare un'unica tipologia di malta da usare per i giunti orizzontali, per quelli verticali e per il ricoprimento delle barre d'armatura.
Il rinforzo scelto per questa tipologia muraria è costituito da una coppia di barre ø 16 per l'armatura verticale e due differenti soluzioni per l'armatura orizzontale: una coppia di barre ø 6 o in alternativa un traliccio di acciaio zincato ø 5 (fig. 5).
La caratterizzazione del sistema di muratura armata Alan Metauro, effettuata dai ricercatori dell'Università di Padova, si è basata su:

- n.16 *prove di compressione uniassiale*, di cui 8 su pilastrini da 1070 x 380 x 300 mm e 640 x 380 x 300 mm, 6 su muretti da 1030 x 1085 x 300 mm senza colonne di confinamento e le ultime 2 su muretti da 1550 x 1710 x 300 mm con colonne di confinamento;
- n.14 *prove cicliche di compressione e di taglio* (fig. 6), di cui 6 su muretti da 1550 x 1710 x 300 mm senza colonne di confinamento, 4 su muretti da 1550 x 1710 x 300 mm con colonne di confinamento e le ultime 4 su muretti da 1030 x 1085 x 300 mm con colonne di confinamento.

Le indagini sperimentali (fig. 6) hanno attestato una sufficiente robustezza dei blocchi a fori orizzontali che permette di evitare la prematura rottura a compressione e di trasferire, quindi, le azioni orizzontali agli elementi resistenti verticali di confinamento. I tralicci Murfor non influenzano, particolarmente, le caratteristiche meccaniche della muratura ma migliorano la distribuzione delle tensioni e la stabilità nella fase di fessurazione. La muratura armata, nel suo complesso, presenta un buon comportamento a flessione, discreta duttilità e capacità deformativa. La resistenza a taglio risulta soddisfacente, anche rispetto a standard e formulazioni teoriche.
Il secondo sistema analizzato, che utilizza blocchi CIS Edil (fig. 7), è stato progettato al fine di ottimizzare

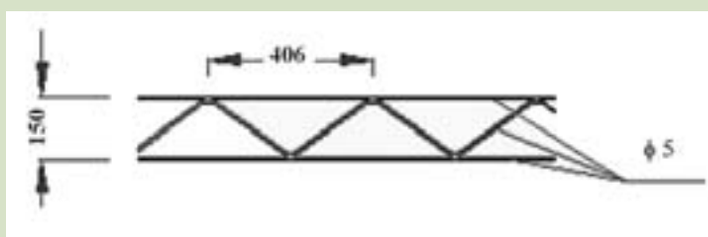


Fig. 5 – Traliccio Murfor RND/Z- 5-150 prodotto dalla Bekaert (misure in mm).

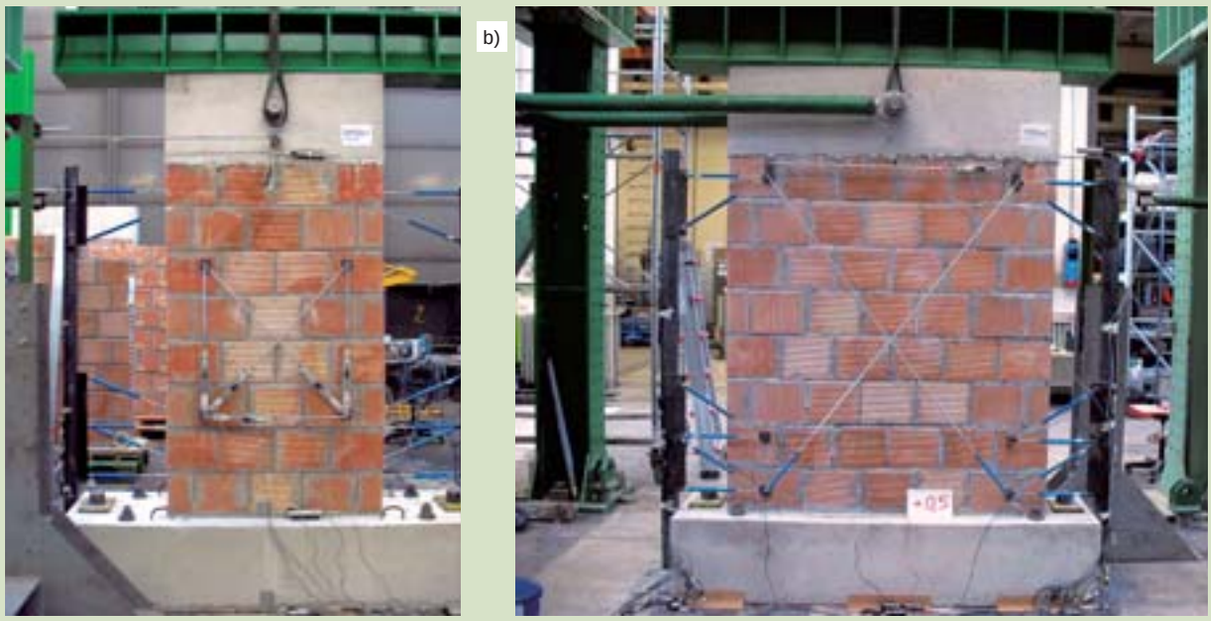


Fig. 6 – Sistema di muratura armata Alan Metauro: a) prova di compressione uniassiale su muretto da 1030 x 1085 x 300 mm senza colonne di confinamento; b) prova ciclica di compressione e taglio su muretto da 1550 x 1710 x 300 mm con colonne di confinamento.

il comportamento fuori piano delle murature portanti di grande altezza.

Considerando che la resistenza sismica è garantita dalle pareti parallele alla direzione del terremoto, l'Università di Padova ha studiato una struttura portante in muratura armata adatta a costruzioni con pareti molto alte (6 ÷ 8 m), tipiche degli edifici industriali, palazzetti dello sport, centri commerciali, ecc. È stato, in particolare, indagato il comportamento di tali pareti soggette a carichi orizzontali fuori piano come per eventi sismici o azioni del vento (fig. 8).

Per la caratterizzazione meccanica del sistema di muratura armata CIS Edil è stata eseguita, su provini di diverse dimensioni e tipologia costruttiva (fig. 9), la seguente campagna sperimentale:

- n. 6 *prove di compressione uniassiale*, di cui 3 su muretti da 1030 x 990 x 380 mm con soli blocchi ad H e altre 3 su muretti da 1165 x 990 x 380 mm con blocchi ad H e a C negli estremi;
- n. 6 *prove a flessione,* di cui 3 su muretti da 1030 x 990 x 380 mm con soli blocchi ad H e altre 3 su muretti da 1165 x 990 x 380 mm con blocchi ad H e a C negli estremi;
- n. 2 *prove cicliche fuori piano* su altrettante pareti in scala reale (di altezza h = 6,0 m, larghezza circa 2,0 m e spessore 0,38 m; fig. 10), di cui una con soli blocchi ad H e l'altra con blocchi ad H e a C negli estremi.

I risultati della sperimentazione hanno ampiamente dimostrato le eccellenti proprietà meccaniche dei sistemi strutturali esaminati: la resistenza risulta quasi tre volte più alta delle classiche murature armate tradizionali e la capacità deformativa è di due volte superiore a queste ultime. Inoltre, tali sistemi assicurano una maggiore stabilità dopo la fase di picco

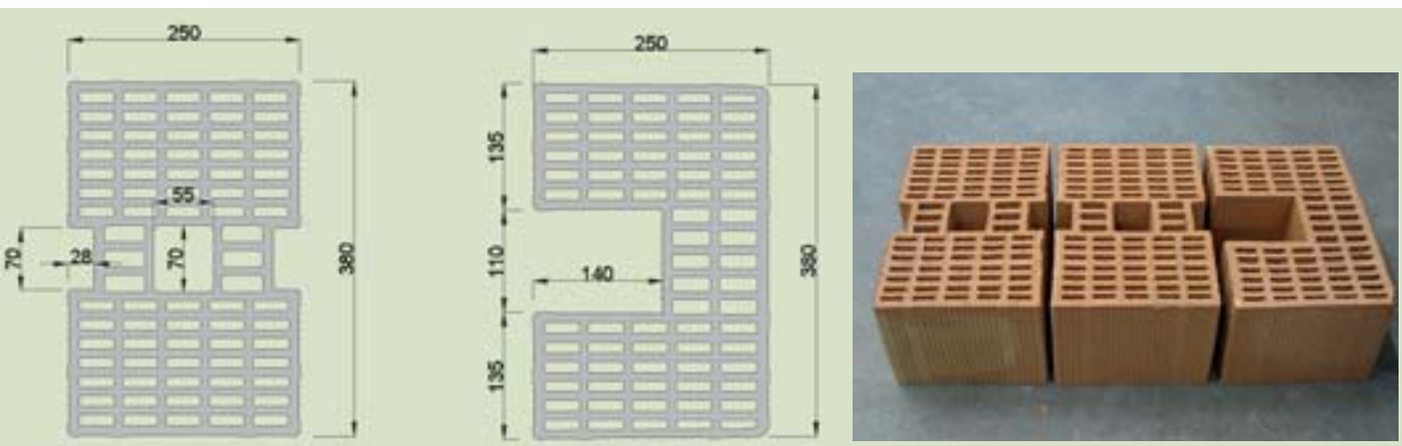


Fig. 7 – Nuovi blocchi in laterizio a fori verticali sviluppati dalla azienda italiana CIS Edil (misure in mm).

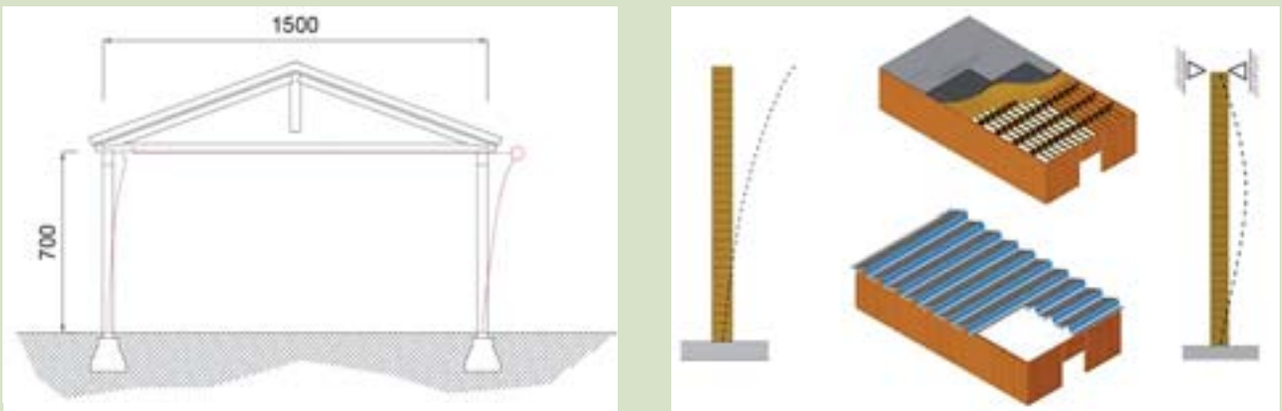


Fig. 8 – Sistema di muratura armata CIS Edil: comportamento fuori piano di pareti alte, tipiche di costruzioni industriali, sotto l'azione dei carichi orizzontali (misure in cm).

massimo del carico, con forze orizzontali che diminuiscono gradatamente.

Nell'ultima fase del progetto DISWall è prevista, infine, la realizzazione di un edificio per il quale venga adottata una delle nuove tecnologie costruttive sviluppate nell'ambito della ricerca. Per il caso studio è stato utilizzato il sistema di muratura portante armata realizzata con gli innovativi blocchi in laterizio prodotti dalla CIS Edil. A tal fine, il cantiere dimostratore selezionato è una costruzione per civile abitazione, la casa di Padenghe del Garda (figg. 11 a, b, c e 12), la cui scelta è legata a più di una motivazione:

- la casa uni-bifamiliare rappresenta una tipologia largamente richiesta e generalmente meno industrializzata rispetto ad un edificio ad uso produttivo-commerciale. I risultati derivati dallo studio determineranno un'importante valore aggiunto in una realtà edilizia fortemente orientata verso costruzioni di tipo residenziale;
- la struttura in muratura portante presenta lo stesso sistema costruttivo testato, nel corso della ricerca, in modo che possa essere eseguita un'utile comparazione tra le indagini di laboratorio e l'esperienza in sito;
- il sistema costruttivo in muratura armata da sperimentare è principalmente rivolto alla realizzazione di pareti alte; la casa in questione è caratterizzata da alcune camere a doppia altezza, dove i pannelli murari raggiungono una quota interpiano di 5,7 m.

La casa di Padenghe del Garda (BS), attualmente ancora in costruzione, è stata già oggetto di indagini diagnostiche non distruttive con il Georadar o GPR (*Ground Penetrating Radar*) che, attraverso l'individuazione della posizione e delle dimensioni dell'armatura, ha permesso la verifica in sito della corretta esecuzione in cantiere degli elementi strutturali rispetto alle specifiche progettuali.

Come stabilito nei termini del progetto, nel mese di gennaio 2008 si sono chiuse le attività di ricerca DISWall. Tuttavia, l'ANDIL, insieme all'Università di Padova e alle due aziende Alan e CISEDIL, prosegui-

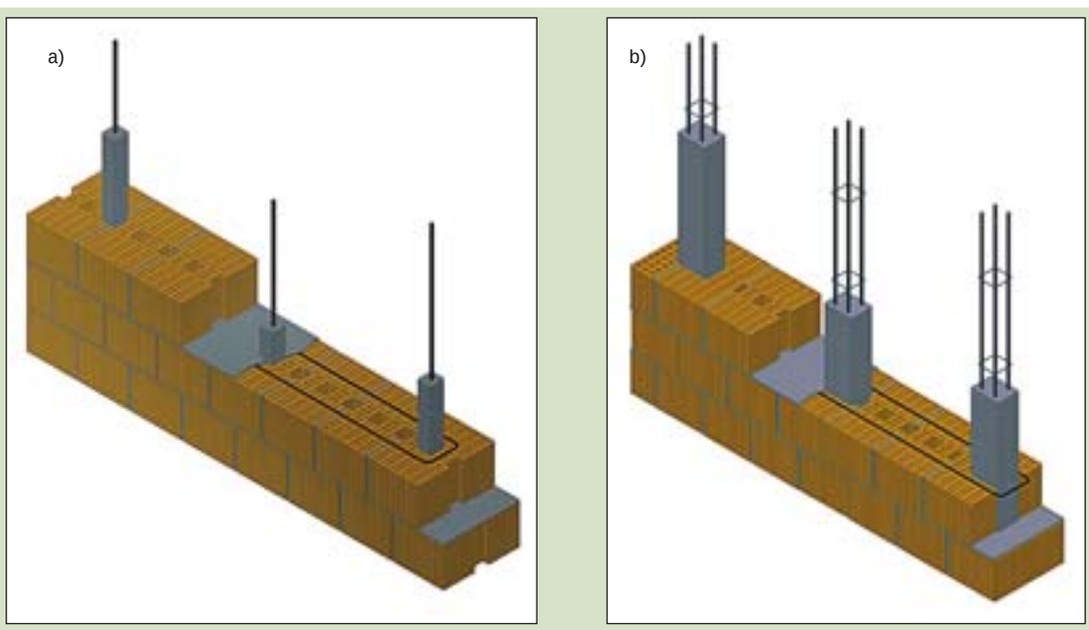


Fig. 9 – Sistema di muratura armata CIS Edil: a) blocchi in laterizio con geometria ad H, 1 ø 16 per l'armatura verticale e 2 ø 6 per l'armatura orizzontale; b) blocchi in laterizio con geometria ad H e a C, 4 ø 16 per l'armatura verticale e 2 ø 6 per l'armatura orizzontale.

Fig. 10 – Sistema di muratura armata CIS Edil: realizzazione delle pareti in scala reale a Luzzara (BS) e strumentazioni di prova.

ranno la disseminazione dei risultati e definiranno le strategie per lo sfruttamento commerciale dei nuovi prodotti sviluppati in Italia, collaborando per tutto il 2008 sull'avvio di numerose, ulteriori azioni, come:

- la *comunicazione*, con pubblicazioni di articoli ad hoc e presentazioni di report scientifici;
- la *formazione*, attraverso corsi specialistici per tecnici del settore e seminari universitari.

ESECMaSE

Il progetto di ricerca ESECMaSE (*www.esecmase.org*) è condiviso in totale da 26 partner europei, di cui 8 PMI, 7 Associazioni industriali e 11 Università ed Enti di ricerca (fig. 13), con un finanziamento di circa 3,00 milioni di euro, di cui 2,174 milioni sostenuti dalla Commissione europea.

Scopo del progetto ESECMaSE è contribuire ad ampliare e diffondere la conoscenza della resistenza delle murature soggette a carichi orizzontali e sviluppare un approccio armonizzato nei confronti degli standard progettuali. Tale esigenza nasce dalla seguente considerazione: molti edifici in tutta Europa sono costruiti in muratura, principalmente con struttura portante realizzata in blocchi e malta; sebbene questa centenaria tecnologia costruttiva si sia consolidata nel tempo, è stata più volte messa in discussione dal mondo della ricerca a causa delle sue criticità rispetto alle azioni sismiche e del vento. Infatti, non è raro che, per effetto di sismi o venti violenti, si manifestino azioni orizzontali sulle strutture che risultano di gran lunga superiori a quelle previste in fase progettuale. Queste problematiche sono trattate in maniera estesa dai nuovi codici delle costruzioni – gli Eurocodici – che stabiliscono per le strutture in muratura specifiche prescrizioni sulle tolleranze dei carichi orizzontali. Pertanto, il progetto di ricerca intende fornire indicazioni puntuali ed aggiornate sui metodi

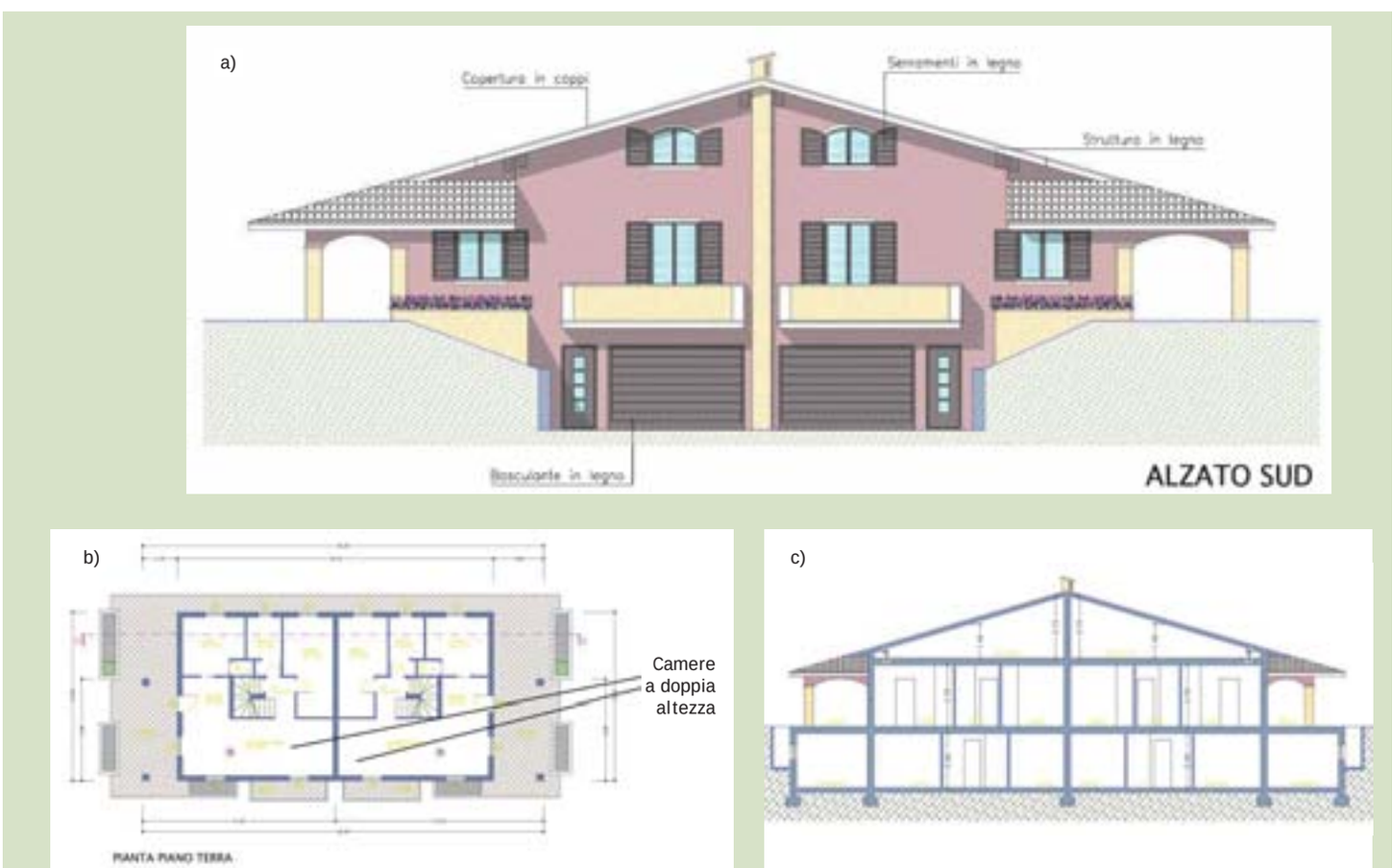


Fig. 11 – Casa bifamiliare di Padenghe del Garda (BS): a) prospetto sud; b) pianta piano terra; c) sezione.

Fig. 12 – Cantiere di Padenghe del Garda (BS): *a sinistra*, situazione nel mese di ottobre 2007; *a destra*, avanzamento dei lavori nel mese di gennaio 2008.

Istituto/Società	Nazione	Tipo
Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau	Germania	Associazione
Bundesverband Kalksandsteinindustrie	Germania	Associazione
Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie	Germania	Associazione
Verband Österreichischer Beton und Fertigteilwerke	Austria	Associazione
Verband Österreichischer Ziegelwerke	Austria	Associazione
ANDIL Assolaterizi	Italia	Associazione
Peter GmbH Kalksandsteinwerk KG	Germania	Azienda produttrice - PMI
Zapfwerke GmbH & Co. KG	Germania	Azienda produttrice - PMI
Cirkel GmbH & Co. KG	Germania	Azienda produttrice - PMI
Ziegelwerk Bellenberg Wiest GmbH & Co. KG	Germania	Azienda produttrice - PMI
Herbert Pexider GmbH	Austria	Azienda produttrice - PMI
RIL Rondi Industria Laterizi S.p.A.	Italia	Azienda produttrice - PMI
LIAS Vinitrov, Lehky Stavebni Material K.S.	Svizzera	Azienda produttrice - PMI
SEPA SARL	Francia	Azienda produttrice - PMI
University of Kassel	Germania	Università
Dipartimento di Meccanica Strutturale Università degli Studi di Pavia	Italia	Università
National Technical University of Athens Laboratory for Earthquake Engineering	Grecia	Università
Netherlands Organisation for Applied Scientific Research	Olanda	Ente di ricerca
Technische Universität Darmstadt - Institut für Massivbau	Germania	Università
Dresden University of Technology	Germania	Università
Technische Universität München - Lehrstuhl für Massivbau	Germania	Università
Ingenieurkonsulent für Bauwesen Dipl. Ing. Dr. Anton Pech	Austria	Ente di ricerca
Joint Research Centre	Italia	Ente di ricerca
Forschungsvereinigung Kalk-Sand	Germania	Ente di ricerca
Institut für Ziegelforschung	Germania	Ente di ricerca
European Autoclaved Aerated Concrete Association	Germania	Associazione

Fig. 13 – Partner del progetto ESECMaSE "*Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe*".

Fig. 14 – Sperimentazione eseguita nei laboratori del JRC: a) modello in scala dell'edificio a due piani in muratura di blocchi in silicato di calcio, con i due bracci meccanici che applicano l'azione orizzontale di piano; b) particolare della fessurazione diagonale, tipico danneggiamento per rottura a taglio di una delle pareti parallele alla direzione di carico.

di prova e sui criteri di analisi necessari ad architetti e ingegneri per la progettazione e la verifica degli edifici in base ai requisiti fissati dai nuovi codici.
Il termine delle attività del progetto, partito nel giugno 2004, era inizialmente previsto per giugno 2007, ma una serie di ritardi nelle campagne sperimentali ha reso necessario prorogare la fine dei lavori di altri otto mesi.
In occasione dell'ultimo *meeting*, che si è tenuto lo scorso dicembre 2007 presso l'importane Ente di ricerca europeo, il *Joint Research Center*, di Ispra (VA), sono stati illustrati lo stato di avanzamento delle attività degli ultimi mesi di lavoro ed i risultati dei test ultimati dai partner ricercatori. Nella circostanza, i partecipanti hanno potuto assistere ad una serie di tre interessantissime prove pseudodinamiche, appositamente organizzate nei laboratori del JRC.
Le suddette prove hanno simulato un sisma equivalente ad accelerazioni di picco pari a 0,10 g, 0,12 g e fino a 0,14 g (corrispondenti al *range* delle accelerazioni orizzontali di picco utilizzate nella progettazione di edifici rientranti nella zona sismica 3 del territorio italiano, OPCM 3274/03 e smi) su un modello in scala reale di una casetta in muratura portante, a due livelli, realizzata con blocchi di silicato di calcio (fig. 14).
La sperimentazione dei ricercatori del JRC sarà portata avanti sino a collasso della struttura, al fine di conoscere la capacità strutturale ultima della stessa. Prove dello stesso tipo saranno poi eseguite su un modello simile costruito anche con blocchi in laterizio.
Le Università di Kassel e di Pavia sono, invece, coinvolte nelle prove cicliche di tipo statico. Questa attività sperimentale riguarda tutte le tipologie di elementi da muro oggetto della ricerca ESECMaSE; quelle di produzione italiana sono riportate nella figura 15 (blocco in laterizio Alveolater tradizionale, ad incastro e rettificato con incastro); quelle tedesche sono invece riprodotte nella figura 16.
I risultati delle prove sono stati raccolti ed elaborati per la definizione della duttilità strutturale di ciascuna tipologia costruttiva e saranno presentati, a breve, con articoli specialistici da pubblicare su riviste tecniche, con seminari professionali e convegni scientifici (come alla 14° Conferenza Internazionale sulle Murature che si è tenuta a Sidney dal 17 al 20 febbraio 2008).
I ricercatori delle altre due Università tedesche

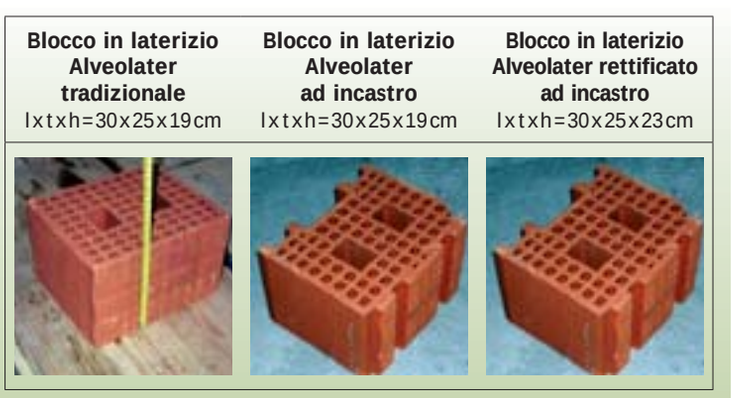


Fig. 15 – Tipologie di blocchi testati dall'Università di Pavia, prodotti dalla azienda italiana RIL.

Fig. 16 – Tipologie di blocchi di produzione tedesca.

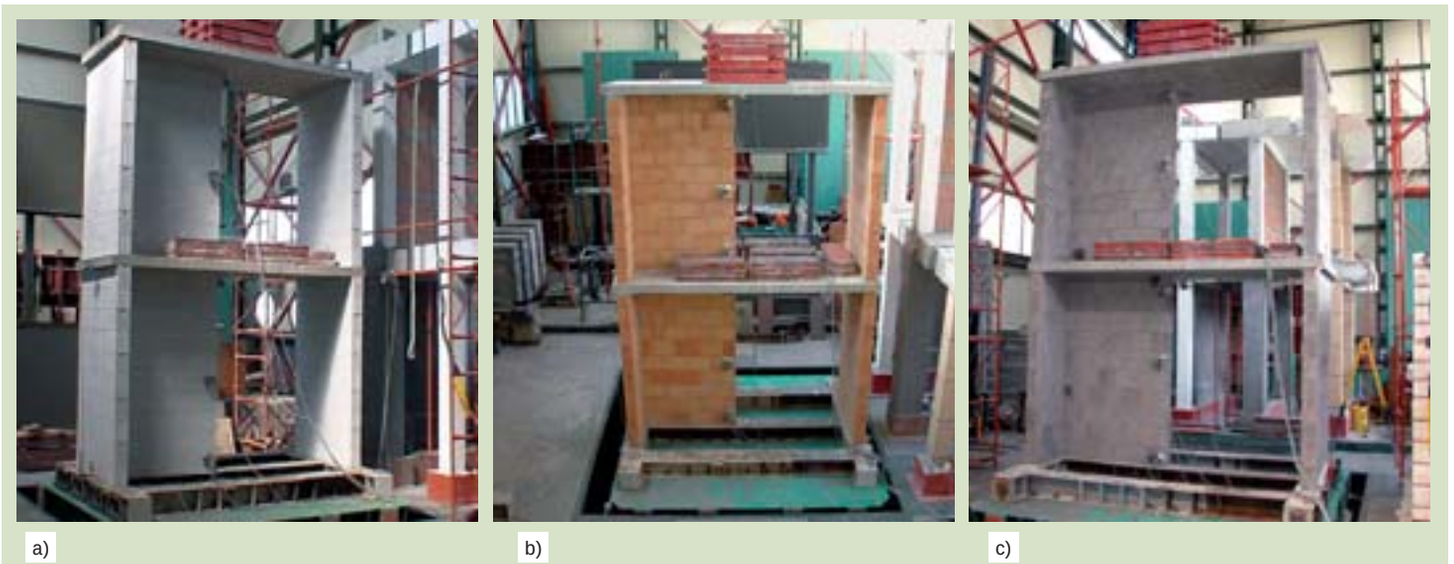


Fig. 17 – Sperimentazione su tavola vibrante presso l'Università di Atene: a) modello con blocchi di silicato; b) modello con blocchi di laterizio; c) modello con blocchi di cls leggero.

(Desdra e Monaco) hanno lavorato ad analisi numeriche, con raffinati modelli di calcolo, di tipiche costruzioni in muratura soggette a carichi sismici e all'implementazione di un documento ad hoc contenente gli standard della prova di taglio su murature per la redazione di una prossima normativa europea.

All'Università di Atene sono state effettuate prove dinamiche su tavola vibrante di sette provini in scala reale (con una superficie in pianta pari a 2,9 x 3,75 m e un'altezza di circa 2,5 m ad ogni piano), costruiti sia con muratura ordinaria che rinforzata, utilizzando per i primi tre prototipi blocchi di silicato di calcio, per i secondi tre blocchi in laterizio, e solo muratura armata per l'ultimo provino con blocchi di calcestruzzo alleggerito (fig. 17). L'analisi dei risultati sperimentali ha permesso una valutazione complessiva del comportamento dinamico dei diversi sistemi indagati: la risposta di tutti i provini è risultata, sostanzialmente, di tipo "fragile".

Ancora in fase di discussione ed elaborazione è, invece, uno dei più importanti risultati che ci si aspetta dalla ricerca: la valutazione del *fattore di struttura q* per ciascuno dei sistemi di muratura portante esaminati. Grazie al fattore di struttura q (trattato sia nell'EC8 che nel nuovo testo delle Norme Tecniche per le Costruzioni "italiane"; fig. 18), infatti, è possibile progettare e verificare strutture soggette ad azioni sismiche attraverso l'approccio più semplice dell'analisi statica lineare.

Alla conclusione del progetto ESECMaSE, che terminerà ufficialmente nel primo semestre 2008, saranno diffusi gli esiti della ricerca.

Tipologia strutturale	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2{,}0\ \alpha_0/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo la "gerarchia delle resistenze" (GR)	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$

Fig. 18 – Valori massimi del fattore di struttura q_0 per le diverse tipologie strutturali in muratura (nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 14/01/08, che sostituiscono quelle di cui al D.M. 14/09/05).

La CE finanzia l'innovazione delle tamponature antisismiche in laterizio

F. da Porto, Università di Padova

INSYSME è l'acronimo del progetto di ricerca europeo dal titolo "INnovative SYStems for earthquake resistant Masonry Enclosures in rc buildings" valutato finanziabile per il 7° Programma Quadro della Comunità Europea. Il progetto prevede il coordinamento dell'Università di Padova, il coinvolgimento dell'ANDIL nel ruolo di management board e la partecipazione di altre università, associazioni e aziende europee impegnate nell'ottimizzazione e valorizzazione dell'impiego del laterizio in zona sismica.

Il progetto di ricerca europeo INSYSME "INnovative SYStems for earthquake resistant Masonry Enclosures in rc buildings" mira a potenziare le prestazioni sismiche delle pareti divisorie e da tamponamento (monostrato e pluristrato con rivestimento faccia a vista) nelle strutture in cemento armato, attraverso sia lo sviluppo e l'applicazione di soluzioni innovative, sia la definizione di opportuni criteri di dimensionamento, linee guida e software per la progettazione. Il progetto, rivolto essenzialmente alle associazioni di categoria, è coordinato dalla Dr. Ing. Francesca da Porto, con la supervisione tecnica del Prof. Claudio Modena dell'Università di Padova. INSYSME coinvolge 7 Paesi europei (Italia, Belgio, Germania, Grecia, Portogallo, Romania e Turchia) con la partecipazione di TBE, la Federazione Europea dei laterizi, associazioni nazionali di produttori di elementi in laterizio, università, centri di ricerca, studi di progettazione e PMI (Piccole e Medie Imprese) dell'intera filiera delle costruzioni; per un totale di 16 partner. Il valore complessivo del progetto di ricerca, della durata di 3 anni, è di circa 2,6 milioni di euro, di cui 1,8 finanziati dalla CE. Il 13 maggio scorso si è conclusa la fase di negoziazione e l'avvio delle attività è ipotizzabile per il prossimo ottobre 2013.

Partenariato del progetto INSYSME.

SEZIONE SOLAI
PRODUTTORI ANDIL ASSOLATERIZI
LA GAZZETTA DEI SOLAI
Mensile di informazione tecnica su Solai, Murature e Divisori in Laterizio

INSYSME si propone di sviluppare sistemi innovativi per tamponature in muratura, utilizzati per creare facciate, involucri e partizioni di edifici a telaio in c.a., di formulare concetti scientificamente fondati per la loro analisi, e di elaborare metodi affidabili, semplici ed efficienti per la loro progettazione nella pratica ingegneristica.

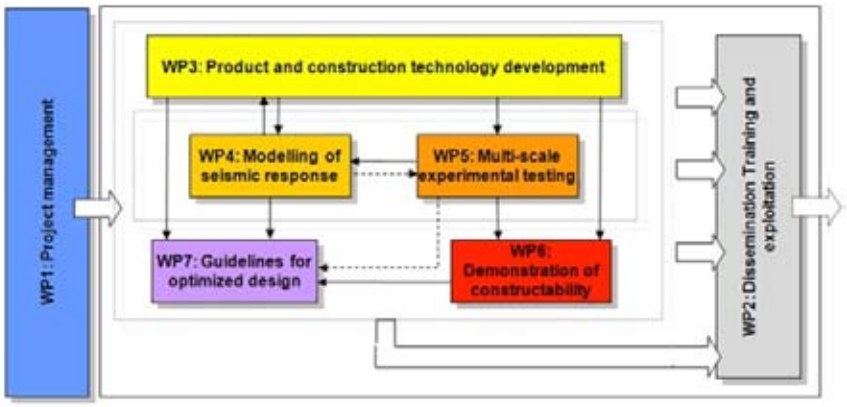


Diagramma PERT.

In sintesi, la ricerca a favore delle associazioni di produttori, essendo finalizzata allo sviluppo di procedure di progettazione e di sistemi di involucro innovativi, puntando al progresso tecnologico e all'aggiornamento normativo, offrirà nuove soluzioni a problemi scientifici e industriali, con un impatto ad ampio spettro. L'esperienza delle associazioni di PMI partner del progetto, con l'ausilio dei diversi interlocutori interessati al processo, garantirà che siano soddisfatte le esigenze di estese comunità di PMI. In questo schema di finanziamento, le associazioni di PMI e le PMI coinvolte sono i principali attori della ricerca. Infatti, sono queste a ricevere direttamente il finanziamento da parte della CE ed a commissionare ai partners scientifici lo svolgimento degli studi e delle sperimentazioni oggetto della ricerca stessa, attraverso contratti di subappalto. Le associazioni di PMI e le PMI detengono in questo modo la maggior parte della proprietà dei risultati, della ricerca.

Sono quattro i principali obiettivi tecnico-scientifici di INSYSME:

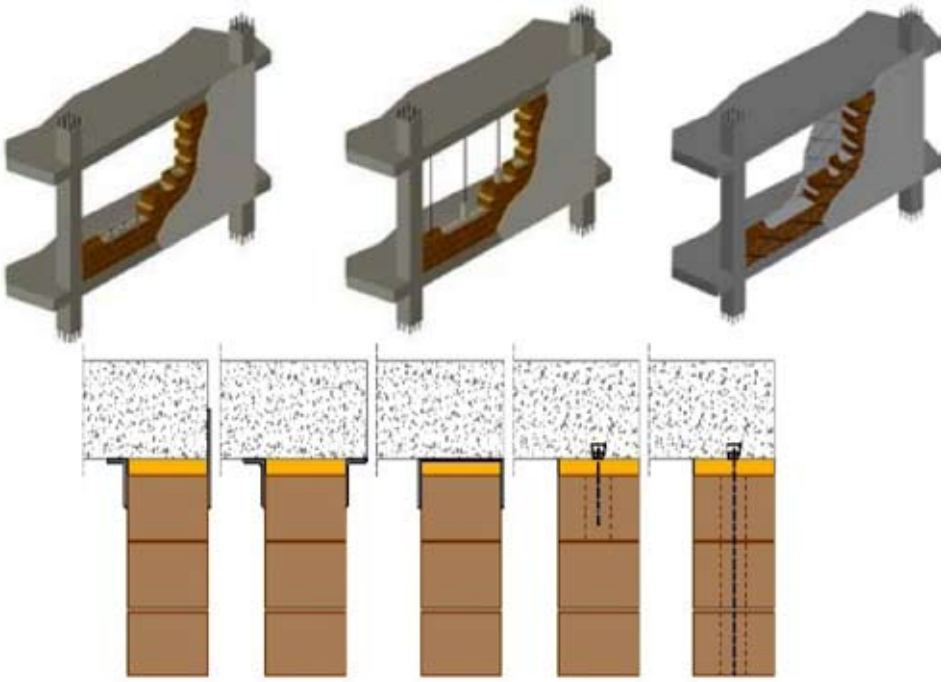
I. **sviluppo di materiali e tecnologie**. Sulla base della organizzazione di un catalogo completo di diverse tipologie di telai e relativi sistemi di involucro, si svilupperanno materiali avanzati, tecnologie innovative e processi di costruzione per pareti di tamponamento e di rivestimento, arrivando alla produzione e progettazione di prototipi e pareti.

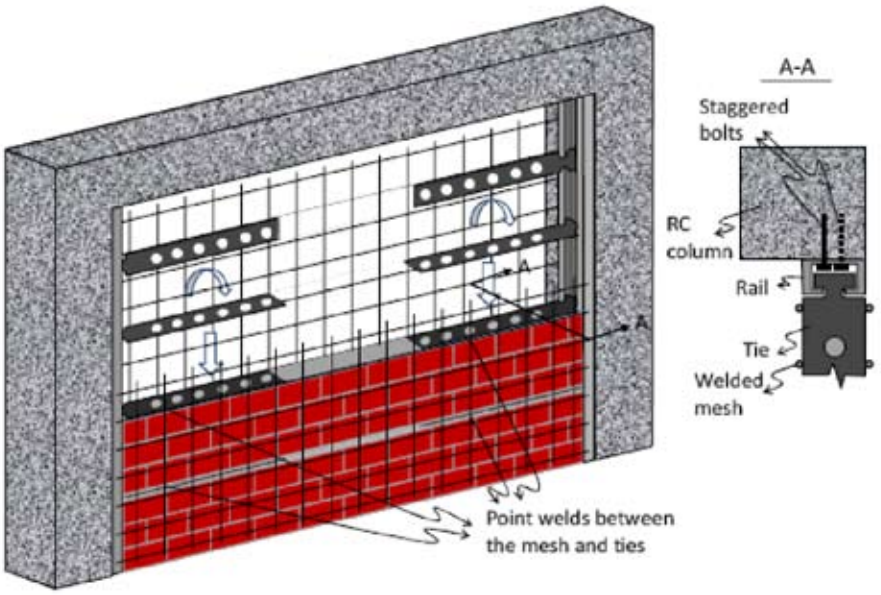
II. **modellazione della risposta sismica e definizione dell'input sismico**. Valutazione dell'influenza reciproca di telai e pareti di tamponamento/rivestimento nella risposta sismica per mezzo di simulazioni numeriche e valutazione del carico sismico agente sugli elementi non strutturali. I risultati saranno utilizzati per la progettazione.

III. **prove sperimentali/numeriche per il comportamento combinato nel piano/fuori piano**. Derivazione sperimentale delle leggi costitutive dei materiali, e sviluppo di strategie di prova per la valutazione delle prestazioni dei sotto assemblaggi sotto azioni combinate nel piano/fuori piano. Stima numerica e parametrica dei muri di tamponatura per definire i parametri critici e sviluppare regole di progettazione ottimizzate. Caratterizzazione sperimentale quantitativa della risposta sismica globale del modello di edificio attraverso test su tavola vibrante.

IV. **regole per la verifica di muri di tamponatura e linee guida**. Saranno definiti i requisiti prestazionali degli elementi non strutturali sulla base dei livelli prestazionali globali definiti per l'edificio, basandosi sulle analisi numeriche e sui

test sperimentali fatti. Saranno sviluppate e calibrate formulazioni e procedure per le verifiche fuori piano. I risultati del progetto saranno implementati in software e in linee guida di progettazione e, successivamente, trasferiti all'interno di standard e normative.





Sistemi innovativi di tamponamento in laterizio allo studio: chiusure rigidamente collegate, chiusure che permettono spostamenti relativi e rivestimenti esterni con possibilità di controllo degli spostamenti relativi.

Aziende associate ANDIL

Azienda associata ANDIL	Comune	Pr	Sito internet
Agricola Industriale Della Faella S.p.A.	Castelfranco di Sopra	AR	www.pratigliolmi.it
Branduzzo Laterizi S.p.A.	Castelletto di Branduzzo	PV	-
Calcementi Jonici S.r.l.	Siderno	RC	www.calcementi.it
Cellino S.r.l.	Chiusano d'Asti	AT	www.cellinosrl.it
Ceprano Coperture S.r.l.	Cotignola	RA	www.cepranocoperture.it
Cis Edil S.r.l.	Luzzara	RE	www.cisedil.it
Cotto Cusimano S.r.l.	Settingiano	CZ	www.cottocusimano.it
Cotto San Michele S.r.l.	Possagno	TV	www.cottosanmichele.it
Cottosenese S.p.A.	San Quirico d'Orcia	SI	www.cottosenese.it
Crivellari e Zebini S.p.A.	Giacciano con Baruchella	RO	www.crivellariezebini.it
Curro' Carmelo Laterizi di G.S.T. S.r.l.	Torregrotta	ME	www.currolaterizi.it
Danesi Latertech S.p.A.	Soncino	CR	www.danesilatertech.it
Donati Laterizi S.r.l.	Pisa	PI	www.donatilaterizi.it
Europak S.r.l.	Altomonte	CS	-
F.lli Ghiggia S.r.l.	Torrazza Piemonte	TO	www.fornace-ghiggia.it
FBM - Fornaci Briziarelli Marsciano S.p.A.	Marsciano	PG	www.fbm.it
Fornace Ballatore Giuseppe & C. S.n.c.	Villanova d'Asti	AT	www.ballatore.it
Fornace Calandra S.r.l.	Ottiglio	AL	www.gruppocalandra.it
Fornace Centrale S.r.l.	Malo	VI	www.fornacecentrale.com
Fornace di Baldichieri S.r.l.	Baldichieri d'Asti	AT	www.fornacebaldichieri.com
Fornace di Bassignana S.r.l.	Bassignana	AL	www.fornacedibassignana.it
Fornace di Dosson di Rachello & C. S.p.A.	Casier	TV	-
Fornace Eugenio Casetta S.r.l.	Alba	CN	www.fornacecasetta.it
Fornace Laterizi Carena S.r.l.	Cambiano	TO	www.carenaspa.com
Fornace Laterizi F.C.V. S.r.l.	Maggiora	NO	-
Fornace Laterizi Garelli & Viglietti S.r.l.	Mondovì	CN	www.fornacegarellieviglietti.it
Fornace Laterizi Trezzo S.p.A.	Trezzo sull'Adda	MI	www.fornacetrezzo.it
Fornace Laterizi Vardanega Isidoro S.r.l.	Possagno	TV	www.vardanegaisidoro.it
Fornace Mosso Paolo S.r.l.	Santena	TO	www.fornacemosso.it
Fornace Pautasso Luigi S.r.l.	Torrazza Piemonte	TO	www.fornacepautasso.it
Fornace S. Anselmo S.p.A.	Loreggia	PD	www.santanselmo.it
Fornace San Lorenzo S.p.A.	Fiorano Modenese	MO	-
Fornace Silma S.p.A.	Malo	VI	www.silma.it
Fornace Torricella Laterizi S.r.l.	Ostiano	CR	-
Fornaci D.C.B. - Pierino Branella S.p.A.	Roma	RM	www.fornacidcb.it
Fornaci del Sile S.r.l.	Roncade	TV	www.fornacidelsile.it
Fornaci di Manzano S.p.A.	Manzano	UD	www.fornacidimanzano.it
Fornaci Ioniche S.r.l.	Lucera	FG	www.gruppofantini.com
Fornaci Laterizi Clarici	Foligno	PG	www.fornaciclarici.it
Fornaci Laterizi Danesi S.p.A.	Soncino	CR	www.danesilaterizi.it
Fornaci Scanu S.p.A.	Guspini	VS	www.poroton.it
Fornaci Zanrosso S.r.l.	Malo	VI	www.zanrosso.com
Furnó Agatino e Figli S.n.c.	Adrano	CT	www.cottosiciliano.it
Giussani Enrico & Figli S.r.l.	Cesano Maderno	MB	www.giussanilaterizi.it
Gruppo Effe 2 S.p.A.	Isola Vicentina	VI	www.effe2.com
Gruppo Ripa Bianca S.r.l.	Santarcangelo di Romagna	RN	www.grupporipabianca.it

Azienda associata ANDIL	Comune	Pr	Sito internet
Gruppo Sereni S.r.l.	Martignana di Po	CR	www.grupposereni.it
Gruppo Stabila S.r.l.	Isola Vicentina	VI	www.gruppostabila.it
I.LA.P. S.r.l.	Belpasso	CT	www.ilap.it
IBL S.p.A.	Cotignola	RA	www.iblspa.it
IIL - Industria Italiana Laterizi S.r.l.	Milano	MI	-
Industria Laterizi Quaglierini S.r.l.	Cascina	PI	-
Industria Laterizi San Grato S.r.l.	Pralormo	TO	-
Industria Laterizi Vogherese S.p.A.	Casei Gerola	PV	www.gruppo-ilv.it
Industrie Cotto Possagno S.p.A.	Possagno	TV	www.cottopossagno.com
Industrie Laterizi Sicilia S.r.l.	Adrano	CT	www.geoindustrie.com
Industrie Pica S.p.A.	Pesaro	PU	www.pica.it
La Cecosa S.r.l.	Milano	MI	www.lacecosasrl.it
La Primavera La Fauci S.r.l.	Valdina	ME	-
Later Sistem S.r.l.	Cagliari	CA	www.latersistemsrl.it
Laterificio Meridionale S.r.l.	Lucera	FG	www.laterificiomeridionale.it
Laterizi F.lli Di Carlantonio S.r.l.	Teramo	TE	www.laterizidicarlantonio.it
Laterizi Fauci S.p.A.	Palermo	PA	www.gruppofauci.it
Laterizi Gambettola S.r.l.	Gambettola	FC	-
Laterizi La Fauci Giuseppe & C. S.r.l.	Valdina	ME	www.lafaucigiuseppe.it
Laterizi Reato S.r.l.	San Martino di Venezze	RO	www.laterizireato.com
Laterizi S. Antonio S.p.A.	Cervesina	PV	-
Latersud S.r.l.	Taurianova	RC	www.latersud.it
Ligure Piemontese Laterizi S.p.A.	Cairo Montenotte	SV	-
Maestrale S.r.l.	Messina	ME	www.tegolemaestrale.it
Moccia Industria S.p.A.	Napoli	NA	-
Monier S.p.A.	Chienes	BZ	www.monier.it
Nigra Industria Laterizi S.r.l.	Torino	TO	www.nigra.it
S.I.A.I. S.r.l.	Roseto degli Abruzzi	TE	www.siailaterizi.it
S.I.L.P.A. S.p.A.	Grinzane Cavour	CN	www.silpalaterizi.com
Sereni Coperture S.r.l.	Martignana di Po	CR	www.serenicoperture.it
Smorlesi Gaetana Cecilia & C. S.p.A.	Montecassiano	MC	www.smorlesi.com
So.la.va S.p.A.	Pian di Sco	AR	www.solava.it
Terreal Italia S.r.l.	Valenza	AL	www.sanmarco.it
Terremilia S.r.l.	Correggio	RE	www.fornacefosfondo.it
Tognana Industrie e Fornaci S.p.A.	Treviso	TV	www.tognanasuperoof.com
Ve-Va S.p.A.	San Giovanni in Marignano	RN	www.ve-va.it
Vincenzo Pilone S.p.A.	Mondovì	CN	www.pilone.it
Vivaterra S.r.l.	Greve in Chianti	FI	www.vivaterra.it
Wienerberger S.p.A.	Mordano	BO	www.wienerberger.it

Le categorie merceologiche

VERSIONE 3.1

ANDILWall

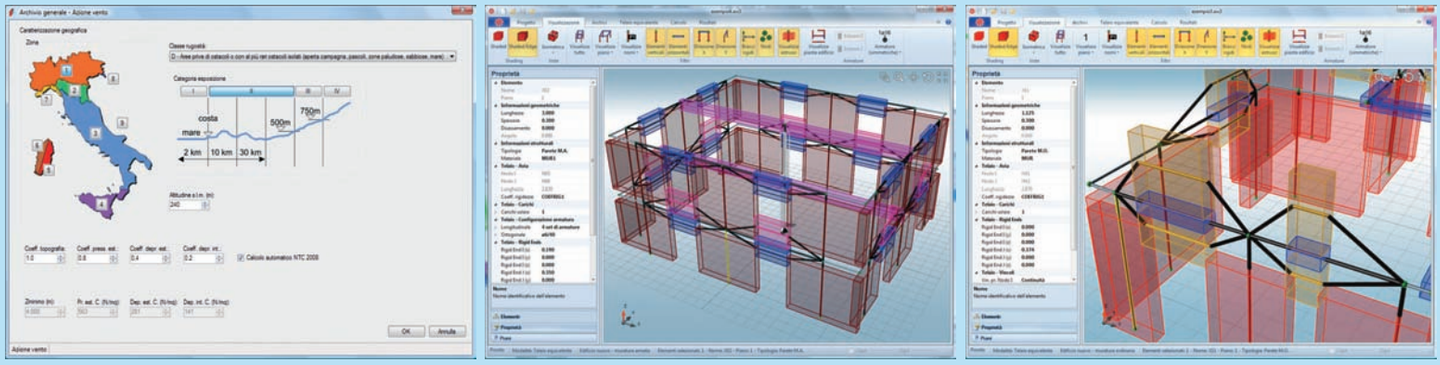
SOFTWARE DI CALCOLO STRUTTURALE DI EDIFICI
IN MURATURA ORDINARIA, ARMATA O MISTA

Calcolo di edifici in muratura

ANDILWall è un software per il **calcolo strutturale** di edifici in **muratura ordinaria, armata o mista**.
Esegue verifiche sismiche con **analisi pushover** e verifiche ai **carichi verticali** e **vento** con un numero illimitato di **combinazioni di carico**.

Qualità garantita

ANDILWall è un progetto promosso da **ANDIL** (Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi) e sviluppato da **CR SOFT** ed **EUCENTRE** (Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica), in collaborazione con l'**Università di Pavia**.



Velocità di elaborazione

Il software è distribuito in due versioni opportunamente ottimizzate, **per sistemi a 32 e 64 bit**. ANDILWall 3, grazie a compilazioni ottimizzate, garantisce il pieno sfruttamento delle architetture hardware delle macchine sul quale viene eseguito, con **riduzione importante dei tempi di elaborazione (oltre il 50%)** mediante tecnologie di calcolo parallelo e multithreading.

Analisi multimodale e analisi sismiche

ANDILWall 3 esegue analisi multimodale ed analisi sismiche di tipo statico non lineare (**pushover**) dell'edificio applicando i criteri previsti dalla normativa nazionale (**NTC 2008**). L'utente può definire eccentricità di azione e direzione del sisma.

Analisi non sismiche

ANDILWall 3 esegue analisi di tipo elastico lineare alle azioni non sismiche (**gravità e vento**), consentendo all'utente di assegnare la direzione del vento ed un **numero illimitato di combinazioni** di carico. Per ogni combinazione, il programma applica l'azione del vento, calcolata automaticamente secondo la normativa nazionale (**NTC 2008**) in base alla posizione geografica dell'edificio, nelle due direzioni principali (+X',-X',+Y',-Y').

Nuovi archivi personalizzati

ANDILWall 3 presenta una gestione potenziata ed ampliata degli **archivi dei materiali** con la possibilità di inserire anche **elementi elastici lineari a sezione personalizzata**. L'utente ha facoltà di integrare e modificare a suo piacimento gli archivi dei materiali e delle sezioni, eventualmente sfruttando le potenzialità di calcolo automatico delle proprietà dei materiali secondo la normativa nazionale.

Visualizzazione dei risultati di calcolo

La visualizzazione dei risultati di calcolo è **intuitiva e potenziata** rispetto alla versione precedente, con **evidenziazione dei passi importanti delle analisi** per l'individuazione del comportamento globale dell'edificio. È inoltre possibile visualizzare graficamente sul modello tridimensionale sia le **deformate** che il **quadro di danno**.

Nuove funzionalità di verifica

ANDILWall 3 esegue la **verifica globale in spostamento** dell'edificio in caso di **analisi pushover** (**carichi sismici**) e le **verifiche locali di resistenza** degli elementi strutturali in caso di analisi elastica lineare (**carichi gravitazionali e vento**). Inoltre, per entrambi i tipi di analisi, vengono svolte le **verifiche locali a pressoflessione fuori piano per azioni laterali** delle pareti in muratura ordinaria ed armata, con implementazione di appositi algoritmi di verifica sviluppati secondo i criteri previsti dalla normativa nazionale (**NTC 2008**), integrati dagli Eurocodici.

Modellazione edificio ed input dati

La nuova versione è stata potenziata anche nella fase di modellazione e di importazione della geometria da disegno CAD. ANDILWall 3 consente di **importare direttamente da file nativi DWG** e di modellare a piacimento la struttura, **modificando la geometria degli elementi** variandone la posizione e la sezione.
È possibile, inoltre, **esportare in formato JPG piano o DWG tridimensionale** il modello generato dal programma.

CR SOFT · ANDIL · EUCENTRE Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica · DICAr Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura Università degli Studi di Pavia

www.andilwall.it

CR SOFT

ANDIL

EUCENTRE
Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

DICAr
Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura
Università degli Studi di Pavia

VERSIONE 3.1

ANDILWALL

SOFTWARE DI CALCOLO STRUTTURALE DI EDIFICI
IN MURATURA ORDINARIA, ARMATA O MISTA

UN SOFTWARE TUTTO NUOVO

- INTERFACCIA EVOLUTA
- MOTORE 3D AVANZATO
- ANALISI SISMICHE
- ANALISI NON SISMICHE

PRESTAZIONI MIGLIORATE
DI OLTRE IL 50%

VALIDA FINO AL 30 APRILE 2014

DOWNLOAD TRIAL
VERSIONE COMPLETA VALIDA 30gg

OFFERTA LANCIO
Full ~~800€~~ **600€**
Upg ~~450€~~ **300€**

POTENZIATO NEL CALCOLO E VERIFICA DI EDIFICI ESISTENTI E NUOVI

www.andilwall.it