



Uso e Citazione di questo volume

Ne è vietato lo sfruttamento commerciale.

L'uso è consentito a condizione che ne venga citata correttamente la fonte.

A questo proposito si raccomanda di utilizzare la seguente dicitura:

S. Biondi, F. Colangelo e C. Nuti (A cura di), La risposta sismica dei telai con tamponature murarie,

CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000, 179 pp.

In copertina:

edificio intelaiato e tamponato di Fabriano (AN) danneggiato dal terremoto umbro-marchigiano.

ISBN 88-88151-09-5

Ó CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti

via Nizza, 128 – 00198 Rome

Tel. +39-6-8555616 – Fax +39-6-8546129

Maggio, 2000

LA RISPOSTA SISMICA DEI TELAI CON TAMPONATURE MURARIE

Samuele Biondi

*Dipartimento di Scienze, Storia dell'Architettura e Restauro
Università "Gabriele d'Annunzio" di Chieti
E-Mail: s.biondi@dssar.unich.it*

Felice Colangelo

*Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno
Università degli Studi dell'Aquila
E-Mail: col@ing.univaq.it*

Camillo Nuti

*Dipartimento di Scienze, Storia dell'Architettura e Restauro
Università "Gabriele d'Annunzio" di Chieti
E-Mail: c.nuti@dssar.unich.it*

Nell'ambito dei temi di ricerca coordinati dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti uno dei più qualificanti deve essere considerato il progetto "Strumenti e strategie per la riduzione del rischio sismico" che ha riguardato gli studi per migliorare la sicurezza delle costruzioni in muratura, di quelle in cemento armato e delle infrastrutture.

Il presente volume rappresenta uno dei contributi tecnico-scientifici del sottoprogetto "Edifici in cemento armato" ed in particolare attiene agli studi sulla risposta delle strutture intelaiate tamponate quando soggette all'azione sismica.

Le analisi sul patrimonio edilizio italiano hanno confermato la grande importanza dello studio dei telai tamponati, che sono spesso l'unico elemento resistente di talune costruzioni. La resistenza dei telai di estremità è presente nella tematica più generale del danno agli edifici secondari ed è di grande importanza per lo studio dei danni dovuti a terremoti di medio-bassa intensità come è stato dimostrato dai danni sofferti dagli edifici in c.a. durante il terremoto "umbro-marchigiano".

Nel volume, vengono affrontati gli aspetti sperimentali di laboratorio e sul campo nonché la modellazione analitica anche con metodi semplificati per la caratterizzazione e l'analisi degli elementi soggetti a danno. La modellazione affronta, con diversi livelli di complessità, i problemi della previsione della resistenza delle tamponature, della valutazione della rigidità e della resistenza sia di singoli portali sia di un intero edificio soggetto ad una generica funzione temporale di accelerazione posta alla base. Segue un richiamo sintetico degli aspetti normativi italiani ed europei.

Questa monografia quindi rappresenta, con la messa a punto delle metodiche di approccio al problema, un utile testo di riferimento per quanti vogliono affrontare con competenza la progettazione in campo dinamico di strutture intelaiate civili ed ospedaliere.

*Il Presidente del G.N.D.T.
Prof. Claudio Eva*

SOMMARIO

Lo studio è dedicato alle strutture intelaiate tamponate soggette all'azione sismica. L'attenzione si concentra sulla tipologia costruttiva maggiormente diffusa in Italia: le ossature di calcestruzzo armato tamponate con una muratura di mattoni forati di laterizio, costruita in aderenza al telaio dopo il suo indurimento, senza connettori né giunti. Richiamati gli aspetti principali della problematica emersa dall'osservazione dei danni prodotti negli edifici dai terremoti del passato, si presenta una rassegna bibliografica dei lavori svolti di recente sul tema. Si fornisce poi un quadro sintetico ed aggiornato in materia di sperimentazione, di modellazione e di normativa per la progettazione dei telai tamponati.

Con riferimento alle indagini svolte in laboratorio, si riportano in breve i risultati ottenuti da tre campagne sperimentali finalizzate a valutare le prestazioni sismiche nel piano. I primi due lavori riguardano semplici portali in scala di 1:2, in un caso tamponati con blocchi di calcestruzzo ed assoggettati a prove monotone e cicliche, nell'altro caso tamponati con mattoni forati di laterizio e sottoposti a prove pseudodinamiche. Il terzo lavoro riguarda la nota struttura di quattro piani costruita in scala reale presso il laboratorio ELSA ad Ispra e tamponata con blocchi di laterizio, oggetto di esperimenti pseudodinamici.

Il problema della modellazione è affrontato a vari livelli di complessità. Innanzitutto si richiamano svariate formulazioni, per lo più empiriche, proposte per prevedere la resistenza della tamponatura, intesa come materiale, sulla base della resistenza dei componenti. Si verifica la rispondenza di tali formulazioni coi risultati sperimentali di prove di qualificazione. Un lavoro analogo viene presentato con riferimento alla valutazione della rigidezza e della resistenza del singolo portale tamponato, al fine di sottoporre ad accertamento i criteri disponibili per la caratterizzazione statica di tale sottosistema. Infine, si considerano i modelli fenomenologici concepiti per rappresentare il comportamento ciclico isteretico della struttura e della tamponatura di un edificio intero soggetto ad una generica storia di accelerazione imposta alla base. Dopo avere calibrato opportunamente i parametri numerici, anche in questo caso le previsioni dei modelli sono sottoposte a giudizio, sulla base del confronto dei risultati di analisi sismiche dinamiche in campo anelastico con quelli di esperimenti pseudodinamici. L'approccio dettagliato agli elementi finiti rimane invece escluso dalla trattazione, avendo dedicato lo studio ai metodi semplificati per la caratterizzazione e per l'analisi.

Nell'ultima parte del rapporto ci si occupa delle disposizioni di normativa emanate specificatamente per le strutture intelaiate di calcestruzzo armato con le tamponature. Si richiamano e si esaminano in un certo dettaglio i contenuti delle norme italiane e degli eurocodici pertinenti. Si effettua poi un confronto tra i documenti applicandone le prescrizioni a costruzioni civili ed ospedaliere di quattro piani. Infine, anche le grandezze valutate numericamente in ottemperanza alle norme sono paragonate ad alcuni risultati sperimentali pseudodinamici disponibili nella letteratura.

RINGRAZIAMENTI

Il presente documento è stato redatto grazie ai fondi del Consiglio Nazionale delle Ricerche, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, assegnati all'Unità dell'Aquila per la ricerca *“La risposta delle costruzioni di muratura di pietrame e dei telai di cemento armato tamponati: modelli teorico-numeriche e meccanismi di danno”*, responsabile il Prof. Giovanni Carlo Beolchini, come parte del Progetto Esecutivo 1997/98, ed assegnati all'Unità di Chieti per la ricerca *“Vulnerabilità dei sistemi ospedalieri e delle condotte idriche”*, responsabile il Prof. Camillo Nuti, come parte del Progetto Esecutivo 1998.

INDICE

Sommario	3
Ringraziamenti	4
Elenco delle figure	7
Elenco delle tabelle	10
1 INTRODUZIONE	11
1.1 Il problema delle strutture intelaiate tamponate	11
1.2 L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici	13
1.3 Rassegna bibliografica	21
1.4 Scopo del rapporto	27
1.5 Organizzazione del rapporto	28
2 SPERIMENTAZIONE	29
2.1 Motivazioni dell'attività sperimentale	29
2.2 Prove monotone e cicliche su modelli in scala ridotta	31
2.3 Prove pseudodinamiche su modelli in scala ridotta	39
2.4 Prove pseudodinamiche su una struttura in scala reale	48
3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GLOBALI	53
3.1 Resistenza della tamponatura	53
3.1.1 Applicazione ai campioni di Colangelo <i>et al.</i>	58
3.2 Rigidezza del portale tamponato	60
3.2.1 Applicazione ai campioni di Colangelo <i>et al.</i>	66
3.3 Resistenza del portale tamponato	69
3.3.1 Applicazione ai campioni di Colangelo <i>et al.</i>	80
3.4 Smorzamento del portale tamponato	84
3.5 Modelli fenomenologici del comportamento ciclico	86
3.5.1 Modello di Takeda semplificato	87
3.5.2 Modello di Klingner & Bertero	89
3.5.3 Modello di Panagiotakos & Fardis	91
3.5.4 Calibrazione dei modelli per i campioni di Colangelo <i>et al.</i>	93
3.5.5 Simulazione della risposta sismica pseudodinamica dei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	96

4	DISPOSIZIONI NORMATIVE	113
4.1	Premessa	113
4.2	Norme italiane	113
4.2.1	Norme sismiche vigenti	115
4.2.2	Istruzioni per le norme sismiche	119
4.2.3	Norme sulle murature	123
4.3	Eurocodici	125
4.3.1	Azioni sismiche e requisiti generali delle strutture	125
4.3.2	Regole generali per gli edifici	126
4.3.3	Regole specifiche per i vari materiali ed elementi	128
4.3.4	Norme sulle murature	133
4.4	Confronto	136
4.4.1	Struttura nuda: periodo proprio ed azioni di progetto	136
4.4.2	Struttura nuda: spostamenti calcolati	140
4.4.3	Struttura nuda: risposta sperimentale	146
4.4.4	Struttura tamponata: periodo proprio ed azioni di progetto	152
4.4.5	Struttura tamponata: proprietà della tamponatura	152
4.4.6	Struttura tamponata: spostamenti calcolati	154
4.4.7	Struttura tamponata: risposta sperimentale	156
4.4.8	Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni equivalenti	160
4.4.9	Rigidezza della struttura nuda e tamponata	163
5	CONCLUSIONI	168
	Bibliografia	171

ELENCO DELLE FIGURE

1.1	Torsione per le tamponature irregolari in pianta.	14
1.2	Meccanismo di piano soffice per le tamponature irregolari in altezza.	15
1.3	Rottura a flessione e taglio dei pilastri per le tamponature parziali in altezza.	16
1.4	Meccanismo di piano soffice per il piano terra a pilotis e per l'espulsione delle tamponature.	17
1.5	Danneggiamento delle tamponature con la struttura integra.	18
1.6	Edifici non antisismici risultati indenni dal sisma.	18
1.7	Danneggiamento per le tamponature parziali in altezza, con parapetto e con veletta.	19
1.8	Rottura a taglio del pilastro per le tamponature parziali in altezza.	19
1.9	Crollo completo del piano terra a pilotis.	20
1.10	Ribaltamento di edifici con struttura intelaiata ed a setti per il meccanismo di piano soffice a terra.	20
2.1	Struttura prototipo di Mehrabi <i>et al.</i>	31
2.2	Attrezzatura di prova di Mehrabi <i>et al.</i>	32
2.3	Campione debole di Mehrabi <i>et al.</i>	32
2.4	Meccanismo di rottura dei campioni 1 e 2 di Mehrabi <i>et al.</i>	36
2.5	Meccanismo di rottura dei campioni 3 e 4 di Mehrabi <i>et al.</i>	36
2.6	Meccanismo di rottura dei campioni 5 e 6 di Mehrabi <i>et al.</i>	36
2.7	Meccanismo di rottura dei campioni 7 e 8 di Mehrabi <i>et al.</i>	37
2.8	Meccanismo di rottura dei campioni 9 e 10 di Mehrabi <i>et al.</i>	37
2.9	Meccanismo di rottura dei campioni 11 e 12 di Mehrabi <i>et al.</i>	37
2.10	Meccanismo di rottura dei campioni 13 e 14 di Mehrabi <i>et al.</i>	38
2.11	Campioni di Colangelo <i>et al.</i>	39
2.12	Mattoni dei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	40
2.13	Attrezzatura di prova di Colangelo <i>et al.</i>	41
2.14	Schiacciamento al centro nei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	44
2.15	Schiacciamento degli angoli nei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	45
2.16	Schiacciamento degli angoli e scorrimento nei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	45
2.17	Diagramma reazione-spostamento dei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	46
2.18	Storia dello spostamento dei campioni di Colangelo <i>et al.</i>	47
2.19	Campione di Negro <i>et al.</i>	49
2.20	Attrezzatura di prova presso il laboratorio ELSA ad Ispra.	49
2.21	Storia dello spostamento dei campioni di Negro <i>et al.</i>	50
2.22	Storia dell'energia dissipata dai campioni di Negro <i>et al.</i>	51

3.1	Prove di compressione dei muretti.	54
3.2	Stime della resistenza della tamponatura.	59
3.3	Puntone diagonale equivalente.	61
3.4	Modalità di rottura dei portali tamponati.	71
3.5	Meccanismi resistenti dei portali tamponati.	73
3.6	Forze nel portale tamponato nei meccanismi (1) e (2).	74
3.7	Forze verticali nel portale tamponato.	75
3.8	Forze nel portale tamponato nei meccanismi (3) e (4).	76
3.9	Forze nel portale tamponato nel meccanismo (5).	76
3.10	Oscillazioni libere in campo elastico dei campioni nudi.	85
3.11	Modello di Klingner & Bertero.	90
3.12	Modello di Panagiotakos & Fardis.	90
3.13	Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'C2'.	99
3.14	Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'L2'.	100
3.15	Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'N2'.	101
3.16	Diagramma reazione-spostamento secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per i campioni 'C1', 'C2' e 'N1'.	102
3.17	Diagramma reazione-spostamento secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per i campioni 'L1', 'L2' e 'N2'.	103
3.18	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.	104
3.19	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C2'.	105
3.20	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'L1'.	106
3.21	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'L2'.	107
3.22	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N1'.	108
3.23	Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N2'.	109
3.24	Storie temporali corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.	110
3.25	Storie temporali ulteriormente corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.	111
3.26	Storie temporali corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N1'.	112

4.1	Modalità di rottura secondo le norme italiane.	122
4.2	Andamento delle azioni sismiche.	139
4.3	Struttura nuda: andamento degli spostamenti calcolati.	141
4.4	Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature collegate.	143
4.5	Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature non collegate.	144
4.6	Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione Y, tamponature collegate.	145
4.7	Struttura nuda: forze di piano sperimentali e secondo la normativa.	148
4.8	Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati in esercizio.	149
4.9	Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati allo stato limite ultimo.	150
4.10	Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti limite.	151
4.11	Andamento degli spostamenti calcolati per la struttura nuda e tamponata.	155
4.12	Struttura tamponata: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature collegate.	156
4.13	Struttura tamponata: verifiche allo stato limite ultimo degli spostamenti in direzione X.	157
4.14	Struttura tamponata: forze di piano sperimentali e secondo la normativa.	158
4.15	Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati in esercizio.	159
4.16	Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati allo stato limite ultimo.	160
4.17	Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti limite.	161
4.18	Struttura nuda: rigidezza sperimentale e calcolata.	164
4.19	Struttura tamponata: rigidezza sperimentale e secondo il modello coi puntoni diagonali.	165
4.20	Struttura tamponata: rigidezza sperimentale e secondo il modello della mensola composita.	166

ELENCO DELLE TABELLE

2.1	Caratteristiche dei campioni di Mehrabi <i>et al.</i>	33
2.2	Risultati sperimentali di Mehrabi <i>et al.</i>	33
2.3	Spostamenti critici di Mehrabi <i>et al.</i>	34
2.4	Risultati dei campioni integri di Colangelo <i>et al.</i>	41
2.5	Risultati dei campioni danneggiati di Colangelo <i>et al.</i>	42
3.1	Parametri del modello di Bertoldi, Decanini & Gavarini.	64
3.2	Rigidezza dei campioni.	66
3.3	Altezza della sezione del puntone equivalente.	68
3.4	Resistenza dei campioni.	81
3.5	Smorzamento dei campioni.	85
4.1	Pesi sismici e coefficienti di distribuzione.	137
4.2	Azioni sismiche e tagli di piano.	138
4.3	Struttura nuda: spostamenti calcolati.	141
4.4	Forze e spostamenti di piano sperimentali nella struttura nuda e tamponata.	148
4.5	Resistenza a compressione dei blocchi e della tamponatura.	152
4.6	Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura.	153
4.7	Moduli elastici della tamponatura.	154
4.8	Struttura tamponata: spostamenti calcolati.	155
4.9	Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze caratteristiche.	162
4.10	Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze di progetto.	162
4.11	Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze caratteristiche ridotte per la snellezza.	162
4.12	Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze di progetto ridotte per la snellezza.	162

1 INTRODUZIONE

1.1 Il problema delle strutture intelaiate tamponate

Negli edifici il cui scheletro portante consiste di un'intelaiatura di acciaio o, più frequentemente in Italia, di calcestruzzo armato, s'impiega di solito una muratura leggera di malta e di laterizi per costruire le tamponature ed i divisori. Per semplicità ed economia di costruzione, i pannelli di chiusura vengono realizzati quasi sempre a contatto con gli elementi strutturali, senza giunti di separazione ma anche senza connettori che garantiscano un collegamento affidabile con l'ossatura. I terremoti verificatisi nel passato hanno ormai dimostrato con chiarezza che la risposta sismica degli edifici costruiti seguendo tale pratica è fortemente condizionata dalle tamponature, come si approfondirà nel paragrafo seguente. Anche i pannelli non armati di laterizio forato sono capaci di irrigidire notevolmente l'intelaiatura portante e di compensare con la resistenza propria l'incremento delle forze di inerzia che ne deriva. Il ruolo delle tamponature si rivela poi fondamentale nelle costruzioni non progettate per dover resistere al sisma, laddove il loro contributo risulta spesso essenziale per scongiurare il crollo.

D'altra parte, si è osservato ad esempio che, a causa della notevole rigidità, le tamponature possono originare configurazioni di fatto irregolari, pregiudicando una conformazione strutturale assolutamente corretta. Sono ben note le situazioni della torsione in pianta e della formazione del *piano soffice* in altezza indotte dalla presenza di tamponature. Per di più, tali comportamenti possono innescarsi anche nei casi in cui la disposizione dei pannelli sia regolare a seguito della crisi di solo alcuni di essi, in quanto il loro collasso in genere avviene improvvisamente, con caratteristiche di fragilità marcata. Questo sia a causa delle proprietà intrinseche del materiale sia perché spesso la rottura è dettata dalla perdita di equilibrio fuori dal piano, dato il collegamento inefficace con la struttura, oppure dai fenomeni di instabilità, visto lo spessore esiguo dei pannelli in rapporto alle altre dimensioni. Al minimo, se trascurate in sede di progetto le tamponature invalidano l'analisi delle sollecitazioni e, di conseguenza, il proporzionamento relativo delle resistenze delle membrature e dei nodi strutturali. Anche di ciò esistono esempi eclatanti, come la rottura a taglio del tratto di pilastro rimasto scoperto per una tamponatura parziale in altezza o la rottura a flessione composta del pilastro nel quale il muro, contrastando in testa, produce uno sforzo di trazione notevole.

Da tutto ciò deriva che, fermo restando che al contributo delle tamponature non si può rinunciare nella verifica delle strutture con resistenza di progetto non adeguata, gli studiosi discutono su due impostazioni diverse su cui fondare la progettazione degli edifici nuovi [31]. Secondo il primo punto di vista l'effetto negativo delle tamponature prevale poiché esse costituiscono un fattore di gran-

de incertezza nella risposta sismica e sono in grado d'invalidare gli accorgimenti adottati per governare il meccanismo resistente. Quindi le tamponature dovrebbero essere sconnesse del tutto dall'ossatura strutturale, in modo da non alterarne il comportamento previsto in sede di progetto. La seconda impostazione, invece, sottolinea che sia per motivi di economia di costruzione sia per l'incertezza sull'impegno effettivamente richiesto dai terremoti agli edifici conviene trarre profitto da tutti gli elementi, strutturali e non strutturali, che possono contribuire in tal senso. Ne deriva che le tamponature dovrebbero essere rese sempre collaboranti con l'ossatura portante, assegnando loro il ruolo di una seconda linea di difesa contro gli eventi sismici severi. Nel contempo, bisognerebbe minimizzare gli effetti potenzialmente negativi con la modellazione appropriata nella fase di analisi, con la cura dei dettagli costruttivi e con il controllo di qualità durante la costruzione. Si vedrà che allo stato attuale le norme sismiche adottano la prima filosofia progettuale e, di conseguenza, penalizzano le strutture intelaiate con i muri a contatto, soprattutto perché non si dispone di modelli adeguati e perché il controllo di qualità è quasi inesistente per le tamponature.

In un recente stato dell'arte è stato sottolineato che sorprende la mancanza di modelli pienamente soddisfacenti dopo oltre quarant'anni di studi teorici e sperimentali in materia di telai tamponati [7]. Ciò va imputato in primo luogo al numero veramente elevato dei parametri che governano in misura significativa il comportamento d'insieme del telaio e del pannello e che in condizioni ultime indirizzano verso una delle possibili modalità di rottura. In aggiunta, molti dei parametri suddetti sono difficilmente quantificabili nelle situazioni reali. Al proposito, si pensi innanzitutto alle proprietà meccaniche delle tamponature, su cui influiscono sia la dispersione delle caratteristiche dei mattoni e della malta sia la capacità e la cura nel costruire da parte delle maestranze. Si pensi anche all'influenza delle aperture sulla rigidezza e sulla resistenza del pannello, alle diverse condizioni del contatto fra il telaio ed il muro in funzione del ritiro della malta, all'interazione del comportamento nel piano e fuori del piano, all'importanza dei fenomeni del secondo ordine in prossimità della rottura di un elemento snello e fragile. Di fatto, non è possibile studiare separatamente in laboratorio gli effetti di tutti i fattori in gioco, effetti che talvolta sono anche fortemente correlati l'un l'altro. In più, bisogna considerare da un lato l'onere materiale ed economico dei campioni di muratura, dall'altro la sensibilità della muratura agli effetti di scala. Spesso si deve scegliere per necessità fra la sperimentazione su di una porzione veramente modesta del telaio tamponato in scala reale o quasi (trascurando certi aspetti, come l'effetto dei pannelli inseriti nelle maglie strutturali adiacenti) e la sperimentazione su modelli rappresentativi di intere costruzioni ma in scala notevolmente ridotta.

Si capisce allora che le difficoltà di modellazione discendono da diversi fattori interconnessi: la complessità intrinseca del comportamento anelastico del

telaio e soprattutto della tamponatura così come della loro interazione, il grande numero dei parametri significativi tra di loro correlati il cui ruolo individuale non è perfettamente chiaro o facilmente quantificabile, i vari meccanismi di rottura che possono manifestarsi in esclusione oppure in concomitanza fra loro.

1.2 L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici

L'osservazione diretta dei danni subiti dalle strutture reali soggette ai terremoti nel corso degli anni ha contribuito in modo essenziale a chiarire il ruolo che le tamponature (anche quelle cosiddette *non strutturali*) assumono sia nella risposta sismica sia nella definizione del danneggiamento delle strutture. Mentre alcuni elementi come i serbatoi, gli sbalzi o le antenne non hanno in effetti una funzione strutturale e bisogna valutare adeguatamente solo l'eventualità del collasso proprio per effetto delle azioni d'inerzia, le tamponature invece contribuiscono in misura sostanziale all'irrigidimento, all'irrobustimento, alla capacità di dissipare energia ed all'innescare dei meccanismi di crisi locali o globali della costruzione, quindi governano attivamente la risposta sismica di questa. In funzione dell'interazione delle strutture portanti con gli elementi di tamponatura, sia i pannelli prefabbricati sia quelli murari, ed anche in relazione con la severità dell'azione sismica, si sono verificate le situazioni più disparate nel senso della sopravvivenza inaspettata della costruzione all'evento oppure, viceversa, nel senso del danno subito in misura maggiore del previsto, fino al crollo. A titolo di esempio, tra gli eventi negativi si cita:

- il distacco dal telaio e la caduta delle tamponature per il cedimento degli ancoraggi nel caso dei pannelli prefabbricati ed a causa della scarsa rigidità fuori dal piano e della cattiva connessione nel caso dei pannelli di mattoni;
- la formazione di meccanismi di *piano soffice*, soprattutto nei piani intermedi ed inferiori, a causa della distribuzione irregolare in altezza delle tamponature;
- la plasticizzazione dei pilastri per la presenza di un notevole sforzo di trazione dovuto dalle tamponature;
- la crisi delle strutture con distribuzione planimetrica regolare degli elementi portanti ma con irregolarità nella posizione delle tamponature;
- la rottura localizzata e fragile di elementi portanti a causa della presenza di aperture irregolari nelle tamponature, delle finestre a nastro e dell'ancoraggio non adeguato della tamponatura, che ha portato a martellamenti;
- la crisi funzionale delle strutture strategiche, quali ospedali, caserme ed edifici pubblici, che pur subendo un danno strutturale lieve hanno accusato

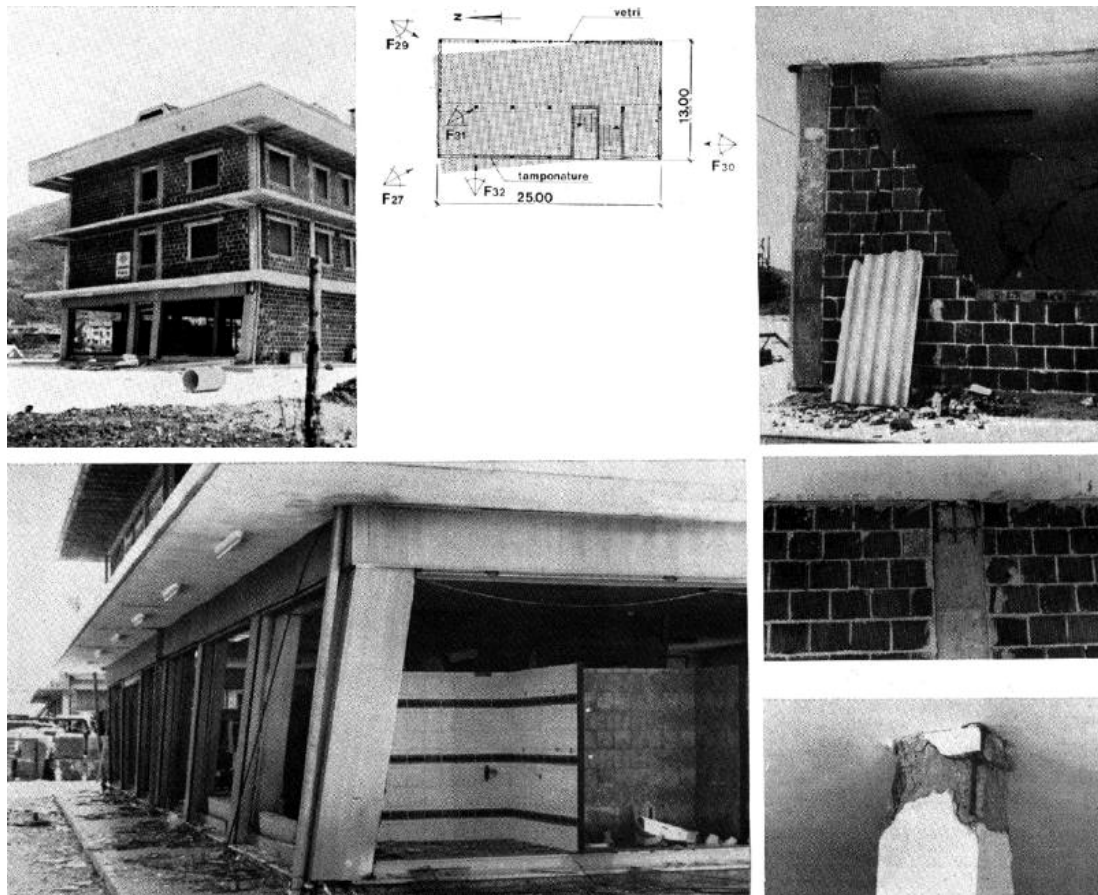


Fig. 1.1: Torsione per le tamponature irregolari in pianta (da [5]).

però danni irreparabili nelle tamponature, tali da impedirne l'uso e, in alcuni casi, da consigliarne addirittura la demolizione.

Facendo riferimento agli eventi sismici italiani più recenti, si ricorda che il terremoto occorso nel 1976 nella regione del Friuli ha messo in evidenza alcune situazioni tipiche, tra quelle elencate sopra, assai significative [5].

La figura 1.1 mostra il caso di un edificio per il quale non è stata valutata opportunamente la disposizione e l'efficienza delle tamponature. La loro configurazione irregolare si è dimostrata essenziale nella definizione del centro di torsione del fabbricato e quindi, essendo stata trascurata in sede di progetto, ha condotto alla crisi per torsione. E' da sottolineare la rottura dei pilastri sia interni sia perimetrali, sebbene sull'edificio, ancora in fase di costruzione, gravassero ovviamente carichi permanenti e di esercizio ridotti rispetto a quelli di progetto.

L'innesco dei meccanismi di *piano soffice* è risultato essere quasi sempre particolarmente oneroso dal punto di vista della richiesta di duttilità. La figura 1.2



Fig. 1.2: Meccanismo di piano soffice per le tamponature irregolari in altezza (da [5]).

riporta il caso dell'ospedale di Gemona, che ha subito la formazione di cerniere plastiche alla base ed in sommità dei pilastri del secondo livello. Il crollo non è avvenuto grazie alla presenza del nucleo per l'ascensore, apparso molto degradato a seguito del terremoto, ma l'edificio è stato demolito comunque a causa della gravità dei danni subiti.

Nella medesima città di Gemona si è registrato il caso di un edificio per il quale, pur con una distribuzione simmetrica in pianta delle tamponature, la presenza di finestre a nastro, quindi di tamponatura parziale dell'interpiano in altezza, ha portato alla concentrazione delle deformazioni plastiche nei tratti di pilastro adiacenti agli infissi (figura 1.3). Si sono verificate rotture per flessione e taglio accoppiati, insieme con un degrado notevole della tamponatura. Bisogna anche notare come l'edificio non fosse di buona concezione strutturale, essendo costituito da telai portanti, ortogonali alla facciata principale, privi di strutture di controvento adeguate.



Fig. 1.3: Rottura a flessione e taglio dei pilastri per le tamponature parziali in altezza (da [5]).



Fig. 1.4: Meccanismo di piano soffice per il piano terra a pilotis, a sinistra, e per l'espulsione delle tamponature, a destra (da [80]).

Situazioni simili alle precedenti si sono osservate in occasione del terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980. La figura 1.4 illustra a sinistra il caso di una muratura soprastante un piano terra *a pilotis* e, sulla destra, quello di una tamponatura di caratteristiche meccaniche scadenti che, espulsa dalla sede originale, ha provocato il formarsi di un *piano soffice*. Tuttavia, nel primo caso la tamponatura ha dissipato una certa quantità di energia, limitando i danni nei pilastri sottostanti, mentre nel secondo caso la muratura ha indotto in effetti un comportamento peggiore, causando appunto la formazione di un meccanismo di crisi limitato al piano in questione.

D'altra parte, bisogna riconoscere i casi degli edifici di cemento armato che hanno resistito adeguatamente ad un'azione sismica prolungata ed intensa solo per merito delle tamponature, le quali hanno consentito la dissipazione di quantità di energia notevoli. Il contributo offerto è dimostrato dalle lesioni col tipico aspetto a X, le quali indicano in genere la rottura a taglio sotto carichi ciclici alterni. La figura 1.5 riporta l'esempio di un edificio che ha visto il degrado notevole delle tamponature al piano terra, col lesionamento innescatosi in corrispondenza delle aperture e delle solette a sbalzo dei balconi. Nel complesso, pur venendo meno la funzionalità dell'edificio le tamponature hanno scongiurato il danneggiamento strutturale e, forse, il crollo. Considerazioni simili valgono per gli edifici,



Fig. 1.5: Danneggiamento delle tamponature con la struttura integra (da [41]).

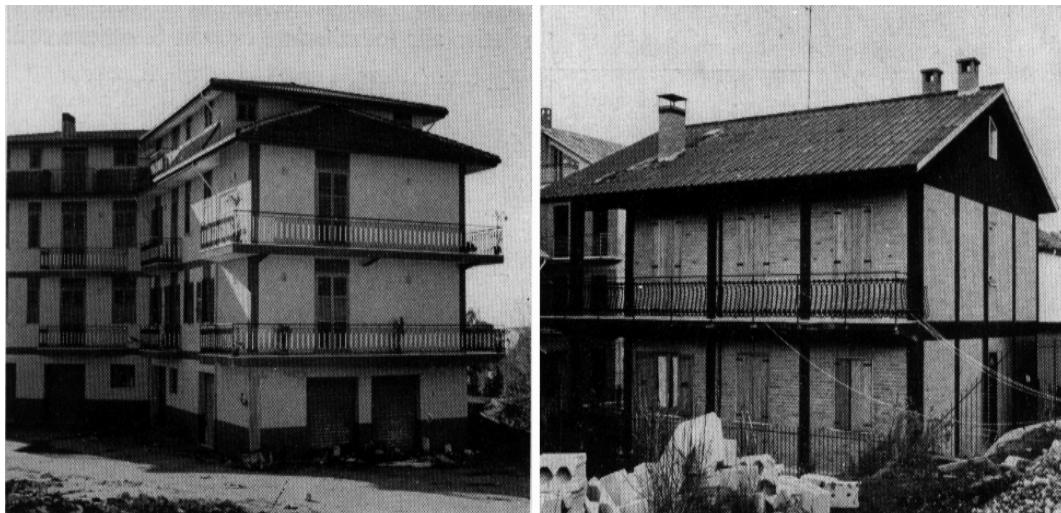


Fig. 1.6: Edifici non antisismici risultati indenni dal sisma (da [81]).



Fig. 1.7: Danneggiamento per le tamponature parziali in altezza: con parapetto, a sinistra, e con veletta, a destra (da [95]).



Fig. 1.8: Rottura a taglio del pilastro per le tamponature parziali in altezza (da [83]).



Fig. 1.9: Crollo completo del piano terra a pilotis (da [65]).

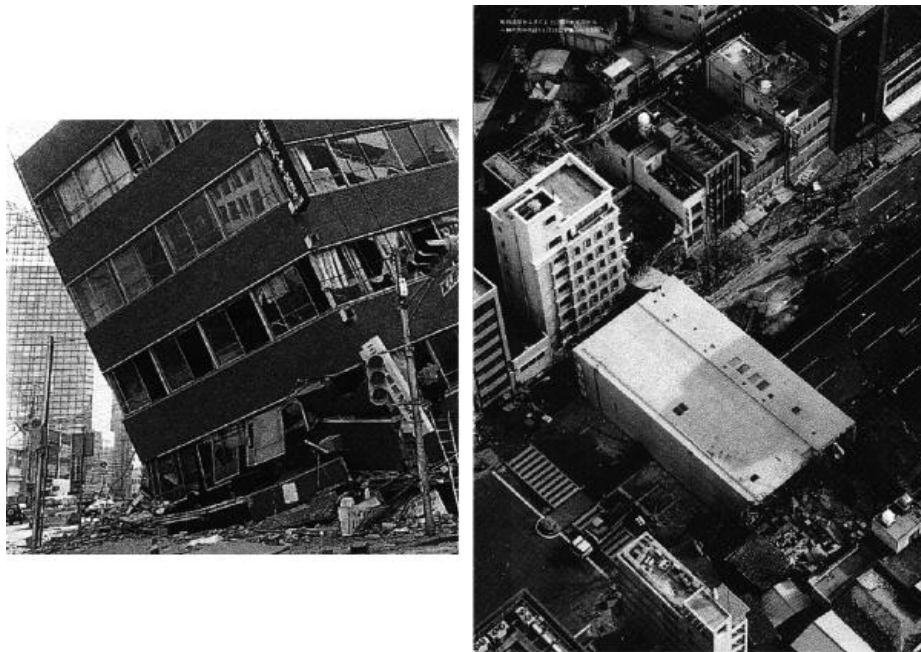


Fig. 1.10: Ribaltamento di edifici con struttura intelaiata, a sinistra, ed a setti, a destra, per il meccanismo di piano soffice a terra (da [65]).

situati nella zona di Sant'Angelo dei Lombardi, rappresentati in figura 1.6. Tali costruzioni non erano state progettate per resistere alle azioni sismiche, tuttavia, per merito della configurazione compatta e delle buone qualità meccaniche delle tamponature, sono risultati praticamente indenni dal sisma dell'Irpinia.

Ulteriori circostanze sfavorevoli, ma di severità differente, legate alla presenza di tamponature parziali lungo l'altezza di uno stesso interpiano sono documentate nella figura 1.7. Sono mostrati i danni di due edifici con finestre orizzontali continue soggetti al terremoto di Città del Messico del 19 settembre 1985. Le costruzioni hanno struttura e localizzazione simile. Si può notare la concentrazione del danno nei pilastri tozzi di bordo, al di sopra del muro-parapetto, per l'edificio nella foto a sinistra. I pilastri hanno denunciato un comportamento fragile, fortemente condizionato dal taglio. L'altro edificio, a destra, che presenta invece la veletta sopra la finestra, mostra danni strutturali meno gravi. Circa la pericolosità delle tamponature con le finestre a nastro testimonia anche la figura 1.8. Essa riguarda un edificio che ha subito il sisma del Cile del 1985. Si nota la disgregazione completa del nucleo di calcestruzzo del pilastro, peraltro esclusivamente in corrispondenza degli infissi, a causa delle forti sollecitazioni di taglio. Ciò è avvenuto in assenza di specifiche armature diagonali e malgrado una staffatura che, probabilmente, si sarebbe detta adeguata.

A seguito del terremoto di Kobe del gennaio 1995 si sono avuti casi eclatanti di crolli di edifici a causa dell'interazione delle tamponature con gli elementi strutturali oppure per le irregolarità marcate delle tamponature in elevazione. L'esempio riportato nella figura 1.9 è relativo ad un edificio di sette piani con la struttura di cemento armato, realizzato negli anni '70. Il piano terra era destinato ad autorimessa e, quindi, mancava della tamponatura. Per di più, le carenze dell'armatura a taglio sono evidenti nell'immagine a destra ed il calcestruzzo si è dimostrato di qualità pessima. Di fatto, si è avuta la disgregazione dei pilastri ed il collasso irreparabile della struttura. Altrettanto catastrofici sono gli esempi nella figura 1.10, che si riferiscono ancora al terremoto giapponese. Nel caso a sinistra l'edificio, con struttura intelaiata di cemento armato, ha subito il rovesciamento parziale, di nuovo a causa della distruzione dei pilastri del piano terra. Nel caso a destra la costruzione, con struttura a pannelli di cemento armato, per la crisi del piano *soffice* è arrivata al ribaltamento completo, abbattendosi come un monolite sulla strada sottostante, con conseguenze facilmente immaginabili.

1.3 Rassegna bibliografica

Il recente stato dell'arte sui telai tamponati a cui si è accennato nel paragrafo 1.1 è stato presentato da Calvi, Via & Vintzeleou [7, cap. 5]. In primo luogo, gli autori evidenziano le svariate difficoltà che sorgono quando si cerca di caratterizzare la risposta sismica dei telai tamponati. Come accennato in precedenza, tali difficoltà

da un lato sono legate al grande numero ed all'estrema variabilità dei parametri significativi che governano il comportamento reale, dall'altro lato sono dovute ai problemi che si incontrano nella sperimentazione e nella modellazione numerica degli elementi murari. Segue, nel rapporto menzionato, una rassegna dei risultati sperimentali documentati nella letteratura, derivanti in massima parte da prove svolte con portali di una campata e di un piano. Si sottolinea che spesso non è possibile una valutazione sistematica e comparativa, soprattutto se si cerca di sintetizzare delle conclusioni in termini quantitativi. Sono enumerati i parametri principali che influenzano le caratteristiche meccaniche dei telai tamponati e si illustrano varie modalità di rottura del pannello. Sono quindi presentati i modelli analitici e numerici disponibili, distinti nelle due classi dei modelli dettagliati agli elementi finiti (*micro-modelli*) e dei modelli semplificati (*macro-modelli*, detti anche *modelli fenomenologici* oppure *a membro a membro*). Infine, gli autori descrivono gli aspetti globali del comportamento sismico delle strutture intelaiate tamponate: l'interazione dei pannelli di muratura con la maglia strutturale, la risposta nel piano, la risposta nelle tre dimensioni, le implicazioni che ne derivano per la progettazione ordinaria.

Un'attenzione maggiore al tema delle disposizioni normative è dedicata in un rapporto curato da Fardis [31]. Infatti, sulla base di estese indagini numeriche, effettuate con lo stesso modello globale per le tamponature preso in considerazione successivamente in questo studio, si giunge a formulare proposte per migliorare le regole progettuali dell'eurocodice 8. Il rapporto curato da Fardis presenta a sua volta ulteriori esempi di modelli locali e globali, applicati fra l'altro alla nota struttura tamponata di quattro piani in scala reale assoggettata a prove pseudodinamiche presso il laboratorio ELSA ad Ispra. Tuttavia, il secondo elemento caratterizzante il lavoro è lo studio del comportamento fuori dal piano della tamponatura: si riportano alcuni risultati sperimentali di prove monotone e su tavola vibrante, si tratta la modellazione non-lineare e si mostrano i primi risultati numerici di un'implementazione in un codice di calcolo automatico, avendo accoppiato in maniera semplificata il comportamento isteretico nel piano con quello al di fuori del piano.

Recentemente sono stati pubblicati anche altri rapporti in materia di telai tamponati, di impostazione meno ampia rispetto ai precedenti, prendendo spunto dai lavori sperimentali svolti in prima persona dagli autori. Innanzitutto, Mehrahi *et al.* illustrano in dettaglio i risultati sperimentali di prove monotone e cicliche effettuate su campioni di un piano con una e due campate [56]. La struttura, costruita in scala di 1:2, è realizzata con calcestruzzo armato ed è tamponata con blocchi di calcestruzzo, pieni in certi provini, forati in altri. Alcune intelaiature sono progettate per resistere all'azione sismica orizzontale, altre all'azione del vento solamente. In aggiunta alla descrizione ed all'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio, estrapolando il comportamento dei modelli ad un pia-

no si stima la resistenza e la duttilità della struttura prototipo di sei piani. Si classifica inoltre in modo davvero esauriente la casistica delle modalità di rottura possibili per il pannello e, congiuntamente, per il telaio. Elaborando lavori precedenti di terzi autori, si formula un modello di previsione della resistenza offerta dai meccanismi ultimi principali. Tale formulazione sarà sottoposta ad un accertamento nel prosieguo del presente studio. Infine, viene proposto ed implementato un modello costitutivo per l'aderenza dell'acciaio col calcestruzzo e per i giunti di malta, modello che, insieme con un modello a fessurazione diffusa per il calcestruzzo strutturale e del pannello, è utilizzato per analizzare i campioni agli elementi finiti col codice FEAP. Si riscontra un buon accordo delle simulazioni numeriche coi risultati delle prove di laboratorio. La parte sperimentale del lavoro è presentata anche in un articolo apparso su rivista [57]; essa viene richiamata sinteticamente nel capitolo 2 che segue, insieme con altri esempi di esperimenti svolti di recente sui telai tamponati.

Mosalam, White & Gergely hanno portato a termine un lavoro che, analogamente al precedente, consiste di una prima fase di esperimenti in laboratorio e della successiva modellazione ed analisi numerica, sia dettagliata sia globale. Lo studio è riassunto sinteticamente nel riferimento bibliografico [68], che fornisce l'elenco completo delle pubblicazioni degli autori sullo stesso argomento. Una serie di tre rapporti documenta in misura esauriente il lavoro svolto.

Il primo rapporto presenta i risultati di prove cicliche condotte su cinque campioni in scala di 1:4 [69]. Il primo provino ha un piano ed una campata, gli altri un piano e due campate. La tamponatura è costituita da blocchi forati di calcestruzzo appositamente costruiti in miniatura e la struttura, progettata per resistere esclusivamente ai carichi gravitazionali, è di acciaio bullonato. I parametri che differenziano i campioni sono, in aggiunta al numero delle luci, il rapporto delle resistenze dei blocchi di calcestruzzo e della malta, la presenza o meno di aperture nel pannello, la simmetria delle aperture laddove previste (due finestre oppure una porta ed una finestra, ciascuna in un pannello). Dopo aver illustrato in dettaglio le proprietà dei materiali e la strumentazione impiegata, si commentano la risposta ciclica globale e le deformazioni locali dei campioni. Si calibra infine una legge polinomiale per descrivere l'inviluppo dei cicli sperimentali carico-spostamento.

Il secondo rapporto presenta i risultati sperimentali ottenuti mediante la tecnica pseudodinamica, della quale nella premessa si richiamano brevemente la storia, la formulazione e la problematica legata agli errori di misura [70]. Tali esperimenti interessano un unico provino, analogo ai precedenti, caratterizzato dall'aver due orizzontamenti e due campate, con una finestra dotata di intelaiatura in ciascun pannello del piano superiore. Il campione è assoggettato in sequenza ad accelerogrammi scalati ad intensità crescente, senza provvedere a riparare i danni subiti. Si rileva il quadro fessurativo e gli schiacciamenti delle

tamponature all'aumentare del picco di accelerazione alla base e si individua la geometria di un sistema di bielle equivalenti compresse ed anche tese, per rappresentare compiutamente il campo delle tensioni nella parte centrale del pannello. Si derivano infine i profili temporali dell'energia; la domanda energetica e l'energia dissipata per isteresi vengono messe in relazione col picco di accelerazione alla base e col danno subito dal provino.

Il terzo rapporto di Mosalam, White & Gergely tratta della modellazione dei telai tamponati secondo diversi livelli di complessità [71]. Nell'ambito di un primo approccio del tipo discreto, si considerano elementi di interfaccia privi di dimensioni per rappresentare i singoli giunti di malta e se ne propone una nuova legge costitutiva che prevede la frattura locale. Il modello, implementato nel codice DIANA, è convalidato al confronto sia col diagramma carico-spostamento di una prova di compressione diagonale su di un muretto sia col quadro fessurativo del campione con le aperture asimmetriche soggetto alle prove cicliche (primo rapporto), avendo effettuato un'analisi numerica monotona. Un secondo approccio, meno sofisticato ma più efficiente dal punto di vista computazionale, si basa sull'omogeneizzazione della muratura e ricorre alla rappresentazione della frattura come un danno diffuso. Per evitare la mancata convergenza dovuta all'insorgere di modi spuri con autovalori negativi, la tecnica di analisi viene formulata secondo una strategia adattativa: la discretizzazione in elementi finiti viene infittita automaticamente in funzione della severità del danno locale. Sfortunatamente, ciò implica la difficile operazione di mappare le variabili di stato nella nuova organizzazione della topologia. Di conseguenza, è proposto in alternativa il cosiddetto *metodo della lunghezza caratteristica evolutiva*, il quale adatta con continuità l'ampiezza di banda della frattura. Il modello, codificato anch'esso nel programma DIANA, viene applicato nell'analisi monotona del campione testato pseudodinamicamente (secondo rapporto). Infine, si sviluppa un modello approssimato secondo il quale la struttura è ridotta ad un sistema non-lineare equivalente ad un grado di libertà. Dopo la convalida mediante analisi agli elementi finiti con frattura diffusa di cui si è scritto in precedenza, il modello semplificato viene impiegato per ricavare le curve di fragilità dei telai nudi e tamponati progettati per resistere alle sole azioni verticali.

Reinhorn *et al.* ricorrono all'approccio globale classico del puntone equivalente per modellare i pannelli di tamponatura inseriti nelle maglie strutturali [87]. Al proposito si riprende il noto legame costitutivo differenziale di Bouc & Wen nella versione generalizzata per rappresentare il *pinching* e si implementa nel programma di calcolo IDARC-2D. I parametri numerici vengono calibrati adottando la formulazione proposta da Saneinejad & Hobbs per valutare le proprietà meccaniche delle tamponature, su cui si tornerà nel seguito di questo rapporto. Il modello è convalidato mediante il confronto delle previsioni con risultati sperimentali di prove cicliche.

In aggiunta ai rapporti citati, gli atti di un workshop dedicato alla risposta sismica delle tamponature di muratura forniscono una rassegna di ulteriori lavori relativamente recenti [1]. Fra di essi compaiono diversi contributi dedicati allo studio del comportamento fuori dal piano, ad opera di Angel & Abrams (valutazione della resistenza e confronto coi risultati sperimentali), di Ehsani & Saadatmanesh (rinforzo dei pannelli mediante incollaggio di sottili strati di materiale composito), di Mander, Aycardi & Kim (risultati di prove su tavola vibrante), di Hill (risultati di prove monotone con scarico e ricarico). Con riferimento alla modellazione globale a biella equivalente del comportamento nel piano, Flanagan, Tenbus & Bennet calibrano le dimensioni della sezione del puntone in funzione dello spostamento relativo e della severità del danneggiamento subito dalla tamponatura. Durrani & Luo operano una calibrazione analoga per pannelli pieni e con un'apertura simmetrica sulla base di analisi agli elementi finiti. Entrambe le formulazioni citate saranno qui prese in considerazione per valutare la rigidezza di alcuni portali tamponati, al confronto con le misure effettuate nel corso di prove di laboratorio.

Negli atti dell'ultimo convegno mondiale di ingegneria sismica di Acapulco prevalgono nel complesso i lavori sperimentali. Michelini, Maldonado & Olivencia presentano i risultati di esperimenti monotoni e ciclici nel piano [59], così come Durrani & Haider [23] e Combescure *et al.* [16]. Tali lavori trattano intelaiature in scala di calcestruzzo armato, tamponate con muratura di mattoni forati di laterizio; l'ultimo mostra anche il confronto dei cicli sperimentali con le previsioni di analisi numeriche dettagliate agli elementi finiti, svolte col codice CASTEM. Klingner *et al.* descrivono l'esito di prove su tavola vibrante, condotte nel piano ed ortogonalmente ad esso su campioni integri, danneggiati e riparati [49]. Si considerano sia strutture progettate per resistere al sisma, sia strutture deboli nella direzione orizzontale. Le tamponature sono costituite da mattoni di laterizio in scala di 1:2, come la struttura dei campioni. Insieme con la risposta sperimentale, si mostra la simulazione della curva di carico monotono secondo l'analisi dettagliata agli elementi finiti con fessurazione distribuita (al proposito viene usato il programma di calcolo FEM/I) e la simulazione della risposta dinamica secondo un modello globale implementato nel codice LPM/I.

Un numero maggiore di contributi allo studio dei telai tamponati si trova negli atti del più recente convegno europeo di ingegneria sismica, svoltosi a Parigi. Tra i lavori sperimentali, Gancheva *et al.* confrontano il comportamento sotto carico ciclico di campioni in scala di 1:3 con struttura di calcestruzzo armato nuda e tamponata e di campioni simili di muratura intelaiata, avendo costruito i pannelli con mattoni pieni in miniatura [40]. Pires, Rodrigues & Campos-Costa descrivono a loro volta il comportamento ciclico di provini nudi e tamponati in scala di 2:3 quando ancora integri e dopo essere stati riparati secondo due tecniche differenti [86]. Gostič *et al.* presentano i risultati di prove cicliche su

due campioni di due piani e due campate, l'uno con tamponature piene, l'altro con aperture asimmetriche, e di una terza prova con tavola vibrante su di un campione con pianta a H, ottenuto collegando trasversalmente due telai analoghi ai precedenti [42]. Le capacità limitate dell'apparato sperimentale impongono però una scala ridotta di 1:4. Ad una scala ancora più piccola, precisamente di 1:12.5, ricorrono Manos, Yasin & Thaumpta per realizzare prove dinamiche su di un telaio di calcestruzzo armato di una campata e sette piani, tamponato con micro-mattoni, la cui risposta viene paragonata a quella di una parete di calcestruzzo armato con una geometria identica e con l'armatura nelle nervature verticali uguale all'armatura dei pilastri dell'altro modello [55].

I due campioni piani suddetti assoggettati a prove cicliche in laboratorio da Gostič *et al.* sono oggetto di modellazione da parte di Žarnić & Gostič, i quali impiegano un modello di biella equivalente da loro implementato nel codice DRAIN-2DX [96]. Lo stesso modello è usato per rappresentare la risposta pseudodinamica della nota struttura tamponata di quattro piani costruita in scala reale nel laboratorio ELSA ad Ispra, ed il medesimo lavoro di simulazione è compiuto da Fajfar & Drobnič, che allo scopo modificano il puntone equivalente già disponibile in DRAIN-2DX [30]. Alla modellazione globale dei pannelli di tamponatura si dedicano anche Doudoumis & Mitsopoulou, che tuttavia invece di una biella equivalente formulano un macro-elemento in stato di tensione piana con otto nodi interni e dodici esterni, capace di descrivere sia il comportamento non-lineare (il legame costitutivo è assunto elasto-plastico con incrudimento isotropo) sia la condizione di contatto monolatero all'interfaccia [22].

De Matteis, Landolfo & Mazzolani analizzano numericamente un edificio realistico di cinque piani con la struttura di acciaio ed esprimono conclusioni sul contributo che le tamponature (schematizzate come puntoni equivalenti non-lineari) possono offrire nelle verifiche di danneggiamento e di resistenza, se dimensionate opportunamente [21]. Il risparmio dell'acciaio da carpenteria viene quantificato fino alla misura di 50–60%.

Colombo, Negro & Verzeletti [15] e Fardis, Bousias & Panagiotakos [33] presentano i risultati sperimentali derivati da prove su tavola vibrante con due telai di due piani, essendo un provino nudo e l'altro tamponato irregolarmente in pianta, e da prove pseudodinamiche su di un telaio di tre piani con diverse configurazioni irregolari di pannelli in altezza. I campioni sono in scala reale, con strutture di calcestruzzo armato e tamponature di mattoni forati. Lo studio è finalizzato a valutare le prescrizioni dell'eurocodice 8 in merito all'analisi tridimensionale per le costruzioni irregolari in pianta ed all'incremento della resistenza del piano debole nel caso delle costruzioni irregolari in altezza. Per l'ultima situazione si propongono regole progettuali alternative. Il secondo dei lavori citati confronta i risultati sperimentali con le simulazioni numeriche non-lineari prodotte con un modello fenomenologico su cui si tornerà nel seguito. Le conclusioni della ricerca

sul comportamento sperimentale, insieme con le proposte di riformulazione delle regole progettuali dell'eurocodice 8 per le configurazioni irregolari, sono sintetizzate da Fardis [32]. Infine, anche Crisafulli, Carr & Park si interessano del tema della progettazione, con riferimento alla muratura intelaiata di mattoni pieni di calcestruzzo [18]. Sulla base di prove cicliche su due campioni di un piano e di una campata in scala di 3:4, propongono un metodo per progettare costruzioni snelle e tozze secondo i principi della gerarchia delle resistenze e suggeriscono i relativi dettagli costruttivi, messi in opera in uno dei provini.

1.4 Scopo del rapporto

L'obiettivo del presente rapporto è di fornire un quadro sintetico ed aggiornato in materia di sperimentazione in laboratorio e, in maggior dettaglio, di modellazione numerica e di disposizioni di normativa per la progettazione delle strutture intelaiate tamponate in zona sismica. L'accento è posto tanto sugli aspetti scientifici quanto su quelli più strettamente applicativi, nella sostanza focalizzando l'attenzione sugli strumenti operativi di cui si dispone allo stato attuale per l'analisi dei telai tamponati.

Per questo motivo, in primo luogo l'esame dei risultati sperimentali si concentra sulle indagini di maggiore interesse per la progettazione corrente in Italia: quelle relative alle strutture di calcestruzzo armato tamponate con muratura non armata di blocchi di calcestruzzo e, soprattutto, di mattoni forati di laterizio. La tamponatura è costruita in aderenza all'intelaiatura dopo la maturazione del calcestruzzo, senza connettori né giunti di separazione.

A proposito della modellazione, inoltre, si sottolinea che lo studio tratta in particolare i metodi elementari per la caratterizzazione meccanica dei telai tamponati. Questo avviene sia al livello della tamponatura intesa come materiale, sia al livello del portale tamponato, visto come un componente di un sistema più articolato, da definire in ambito statico mediante la rigidità e la resistenza. Analogamente, si esaminano solo i modelli numerici isteretici del tipo fenomenologico per la descrizione del comportamento sismico dinamico oltre il limite elastico. Invece, l'approccio dettagliato con la tecnica degli elementi finiti, che i mezzi di cui si dispone oggi limitano all'analisi monotona dei singoli componenti, rimane escluso dalla disamina sulla modellazione.

Un aspetto importante del lavoro svolto consiste nel sottoporre a giudizio i modelli elementari per la caratterizzazione dei materiali e dei componenti strutturali, così come i modelli del comportamento globale isteretico, sulla base del confronto dei risultati numerici coi risultati sperimentali. Il fine è di convalidare le previsioni dei modelli stessi in vista della loro applicazione alle costruzioni reali, applicazione che, di fatto, è già prevista dalle norme sismiche italiane attualmente in vigore. L'ultimo obiettivo del rapporto è proprio quello di esaminare a fondo

e di confrontare le disposizioni della normativa italiana e di quella europea sui telai tamponati, sottoponendo costruzioni civili ed ospedaliere di quattro piani alle verifiche da esse prescritte.

1.5 Organizzazione del rapporto

Il secondo capitolo del rapporto presenta in breve tre campagne sperimentali condotte a termine di recente sui telai tamponati. I primi due lavori riguardano semplici portali in scala di 1:2, in un caso tamponati con blocchi di calcestruzzo ed assoggettati a prove monotone e cicliche, nell'altro caso tamponati con mattoni forati di laterizio e sottoposti a prove pseudodinamiche. Il terzo lavoro riguarda la nota struttura tamponata di quattro piani costruita in scala reale presso il laboratorio ELSA ad Ispra, con la quale si sono realizzati esperimenti pseudodinamici.

Il capitolo successivo si occupa della modellazione. Innanzitutto si richiamano svariate formulazioni proposte per prevedere la resistenza della tamponatura intesa come materiale, e se ne verifica l'attendibilità al confronto coi risultati sperimentali. Un lavoro analogo viene presentato con riferimento alla rigidezza ed alla resistenza del portale tamponato, al fine di sottoporre ad accertamento diversi criteri per la caratterizzazione statica di tale sistema. Infine, si considerano alcuni modelli fenomenologici in grado di rappresentare il comportamento ciclico isteretico della struttura e della tamponatura. Dopo avere calibrato opportunamente i parametri numerici, anche in questo caso le previsioni sono sottoposte a giudizio, sulla base del confronto dei risultati di analisi sismiche dinamiche non-lineari con quelli di esperimenti pseudodinamici.

Il quarto capitolo passa in rassegna le disposizioni di normativa emanate in materia di strutture intelaiate di calcestruzzo armato dotate di tamponature in aderenza. Si richiamano e si esaminano in un certo dettaglio i contenuti delle norme italiane e degli eurocodici pertinenti. Applicandone le prescrizioni a costruzioni civili ed ospedaliere di quattro piani, si sviluppa un confronto tra i due documenti.

L'ultimo capitolo riassume le conclusioni del lavoro svolto.

2 SPERIMENTAZIONE

2.1 Motivazioni dell'attività sperimentale

L'osservazione degli effetti dei terremoti sugli edifici, richiamati nel paragrafo 1.2, chiaramente ha ampliato le conoscenze ma non ha condotto alla comprensione sistematica di ogni aspetto dell'interazione delle tamponature con l'ossatura portante. Inoltre, non ha permesso di valutare i dispositivi ed i dettagli costruttivi concepiti a seguito degli eventi per migliorare il comportamento sismico. Tale aspetto è particolarmente importante per redarre le normative, le quali, evidentemente, non possono limitarsi a prescrivere lo schema di calcolo e l'entità delle azioni, ma devono indicare anche le regole costruttive per gli elementi strutturali e non (si pensi ad esempio ai cordoli da inserire nelle tamponature). Inoltre, anche le formulazioni teoriche necessitano del riscontro sperimentale.

In effetti, nel corso degli anni è stata prodotta una notevole quantità di risultati in laboratorio. La loro interpretazione non è però un lavoro dei più semplici, in quanto i risultati delle prove, pur se numerosi, non sempre sono direttamente paragonabili tra loro e non sempre sono forieri di conclusioni in termini quantitativi. In particolare, gli ostacoli principali che si incontrano nell'intraprendere l'attività sperimentale sono i seguenti:

- il numero dei parametri in gioco è alto, quindi l'esplorazione di ciascuno risulta estremamente impegnativa in termini di numero di prove necessarie e, in definitiva, in termini economici;
- il costo elevato degli esperimenti non permette di ripeterli a sufficienza, quindi è difficile comprendere se le differenze nei risultati siano da ascrivere all'influenza di un parametro piuttosto che alla dispersione naturale;
- le dimensioni dei campioni spesso devono essere scalate per soddisfare le capacità delle attrezzature a disposizione, ma ciò non è facile per le tamponature ed esse, in genere, sono costruite in scala al vero all'interno di intelaiature di dimensioni ridotte;
- per i motivi detti, le prove riguardano per lo più telai di un solo piano ed una campata e, nei casi in cui si sono studiati provini con maglie multiple, sono emerse difficoltà di comprensione dell'influenza dei parametri aggiuntivi, difficoltà talvolta predominanti sulle ulteriori informazioni ottenute;
- la schematizzazione delle azioni di inerzia non è semplice quando si trattano sistemi con massa distribuita quali sono appunto le tamponature (si pensi ad esempio alle azioni ortogonali al piano del pannello).

Se alle considerazioni appena fatte si aggiunge che i risultati sperimentali derivano da attività svolte in paesi diversi, impiegando materiali e tecnologie costruttive ben differenti, ci si convince della necessità di studi ulteriori.

Un altro elemento da sottolineare è la difficoltà dell'analisi in laboratorio degli aspetti legati al comportamento spaziale delle strutture intelaiate tamponate, come la torsione per effetto dell'irregolarità in pianta e l'interazione del comportamento ultimo nel proprio piano con quello nella direzione ortogonale ai pannelli. Di fatto gli studi finalizzati in tal senso devono ricorrere alle prove su tavola vibrante, con tutti gli oneri che ne derivano. Più di frequente, invece, si effettuano prove monotone, cicliche oppure pseudodinamiche, caratterizzate dall'imporre ai campioni una storia di carico quasi-statica nel piano. Analogamente, l'analisi del comportamento fuori dal piano si basa in genere su prove monotone, condotte applicando più carichi concentrati sul pannello o, talvolta, applicando un carico distribuito tramite un cuscino ad aria (prove pneumatiche). I risultati sperimentali disponibili in letteratura si riferiscono a campioni che differiscono per svariate caratteristiche [91]:

- il tipo di telaio (di acciaio, di calcestruzzo armato);
- il tipo di tamponatura (di laterizio, di calcestruzzo, armata o non);
- il tipo di interfaccia tra telaio e tamponatura (aderente, con giunti, con connettori, muratura intelaiata);
- il tipo delle eventuali aperture (grandi o piccole, simmetriche o asimmetriche, intelaiate o non).

I parametri fondamentali che governano le caratteristiche meccaniche del telaio tamponato e le sue modalità di rottura risultano essere: la rigidità relativa fra il telaio ed il muro, la resistenza relativa fra il telaio ed il muro, la resistenza relativa fra le unità e la malta dei giunti, il confinamento operato dall'intelaiatura, le condizioni dell'interfaccia ed il collegamento del pannello con l'ossatura strutturale, le azioni verticali di natura gravitazionale.

Dal quadro illustrato non deve emergere un'impressione troppo pessimistica sulle possibilità di modellazione e di gestione nella fase progettuale delle strutture intelaiate tamponate. In realtà, gli esperimenti svolti, integrati dai risultati delle indagini numeriche, hanno fatto raggiungere una certa confidenza con la materia, così come testimonia l'ingresso nelle normative di indicazioni per l'analisi e per la verifica dei telai tamponati, come si vedrà nel capitolo 4. Al fine di ricordare gli aspetti salienti del comportamento dei telai tamponati osservato in laboratorio, i paragrafi che seguono riportano i risultati di tre campagne sperimentali recenti, di cui la prima consiste di prove monotone e cicliche, la seconda di prove pseudodinamiche su portali costruiti in scala ridotta e la terza di prove pseudodinamiche su una struttura di quattro piani in scala al vero. In ogni caso, la tamponatura è costruita in aderenza con gli elementi strutturali, senza giunti di separazione ma neppure con connettori, com'è pratica usuale in Italia. Inoltre, le armature dei telai di calcestruzzo armato sono dimensionate ignorando del tutto la tamponatura in sede di progetto: anche questa situazione è, oggi, la più frequente.

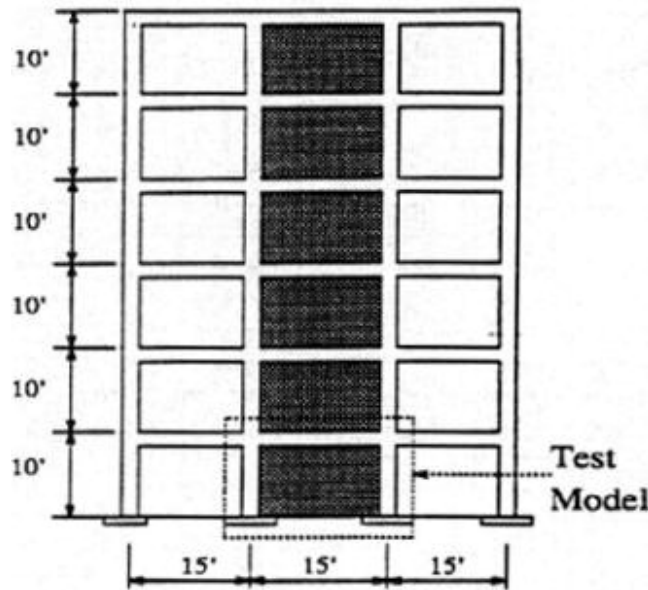


Fig. 2.1: Struttura prototipo di Mehrabi et al. (da [56]).

2.2 Prove monotone e cicliche su modelli in scala ridotta

Presso l'Università del Colorado, Mehrabi *et al.* hanno portato a compimento uno studio parametrico volto a caratterizzare la risposta sismica di costruzioni correnti [56, 57]. La figura 2.1 mostra la struttura prototipo, consistente in un telaio di calcestruzzo armato di tre campate e di sei elevazioni soggetto ai carichi verticali tipici di un edificio per uffici, di cui il telaio rappresenta un elemento interno. La campata centrale è tamponata, a differenza di quelle laterali. Sono state svolte quattordici prove, di cui alcune ripetute sugli stessi campioni, con semplici portali tamponati (figure 2.1 e 2.2) e con provini di due campate, tutti in scala di 1:2. Alcuni telai, progettati per resistere alle azioni sismiche, presentano la trave debole ed il pilastro forte (telai detti *forti* nel seguito), mentre altri, dimensionati per sopportare solo i carichi gravitazionali ed il vento, hanno la trave più resistente del pilastro (telai *deboli*). In figura 2.3 è rappresentato in dettaglio un esemplare della seconda tipologia. Il progetto delle armature ha osservato le disposizioni ACI 318-89. Le tamponature sono di blocchi di calcestruzzo, del tipo pieno per certi provini, forato per i rimanenti. Si è posta la massima cura nel riempire completamente di malta l'interfaccia telaio-pannello.

La tabella 2.1 indica le caratteristiche principali dei campioni considerati ed il relativo tipo di prova portato a termine. I campioni sono stati assoggettati a carichi orizzontali e verticali differenti. I primi sono di natura sia monotona sia ciclica con controllo della forza o dello spostamento. A seconda dei provini, le azioni verticali, di uguale risultante, sono state applicate esclusivamente sui

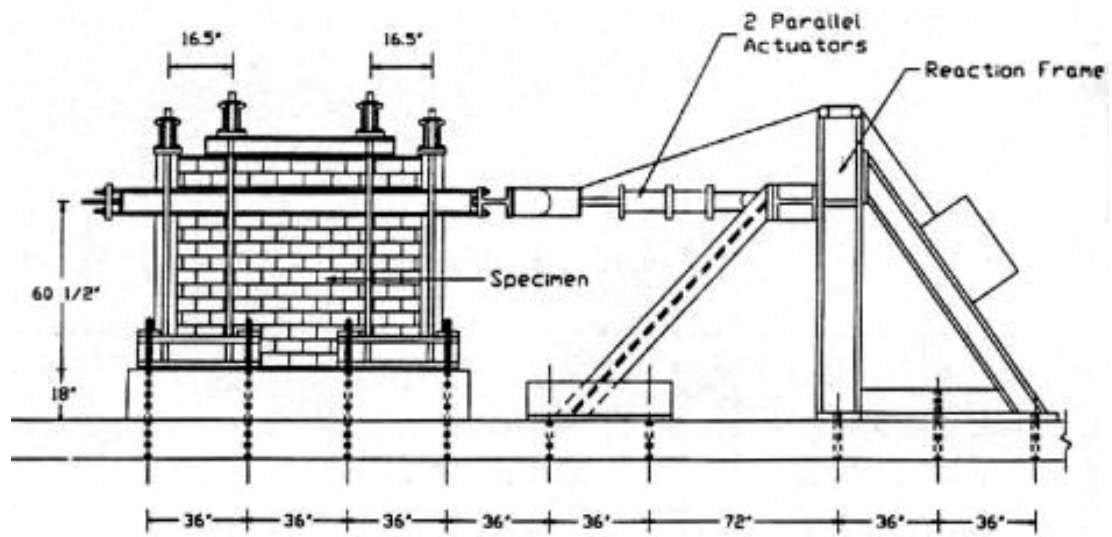


Fig. 2.2: Attrezzatura di prova di Mehrabi et al. (da [56]).

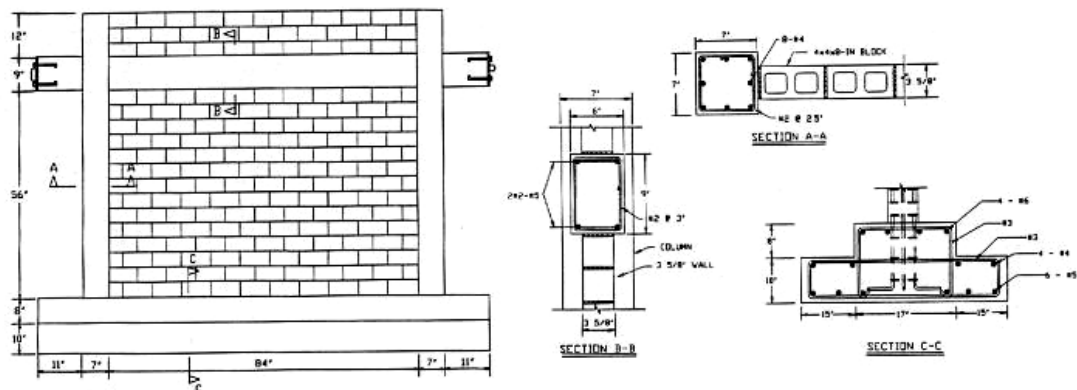


Fig. 2.3: Campione debole di Mehrabi et al. (da [56]).

	Tipo di telaio	Num. di campate	Aspetto h_w/l_w	Tipo di blocco	Carico verticale [kN]		Tipo di prova
					sui nodi	sulla trave	
1	debole	1	0.67	nessuno	294	0	monotona
2	1 riparato	1	0.67	forato	294	0	monotona
3	2 riparato	1	0.67	pieno	294	0	monotona
4	debole	1	0.67	forato	196	98	ciclica
5	debole	1	0.67	pieno	196	98	ciclica
6	forte	1	0.67	forato	196	98	ciclica
7	forte	1	0.67	pieno	196	98	ciclica
8	4 riparato	1	0.67	forato	196	98	monotona
9	8 riparato	1	0.67	pieno	196	98	monotona
10	debole	1	0.48	forato	196	98	ciclica
11	debole	1	0.48	pieno	196	98	ciclica
12	10 riparato	1	0.48	pieno	294	147	ciclica
13	debole	2	0.67	forato	441	0	ciclica
14	13 riparato	2	0.67	pieno	441	0	ciclica

Tab. 2.1: Caratteristiche dei campioni di Mehrabi et al..

		campione						
		1	2	3	4	5	6	7
k_{sec}	[kN/mm]	4.2	–	130	75	224	84	226
F_1	[kN]	–	–	–	-134	-205	-183	-401
F_2	[kN]	–	–	278	92	219	206	417
d_1	[mm]	–	–	–	-3.56	-4.57	-4.83	-6.10
d_2	[mm]	–	–	3.30	1.02	2.03	5.89	5.08
F_{min}	[kN]	–	–	–	-154	-232	-188	490
F_{max}	[kN]	106	–	278	162	267	207	445
$d_{F_{min}}$	[mm]	–	–	–	-7.11	-15.2	-8.89	-11.4
$d_{F_{max}}$	[mm]	65.3	–	3.30	11.9	9.14	9.65	10.2
meccanismo ultimo		–	D1	C7	D1+E3	C7	D1	E3

		8	9	10	11	12	13	14
k_{sec}	[kN/mm]	58	103	70	258	342	145	254
F_1	[kN]	–	–	-156	-263	-332	-245	-402
F_2	[kN]	134	261	190	299	330	271	405
d_1	[mm]	–	–	-6.10	-5.84	-4.83	-2.54	-5.33
d_2	[mm]	3.56	5.08	6.10	5.59	3.56	3.81	4.83
F_{min}	[kN]	–	–	-156	-276	-356	-301	-449
F_{max}	[kN]	190	293	190	299	363	292	405
$d_{F_{min}}$	[mm]	–	–	-6.10	-17.0	-8.13	-9.15	-8.64
$d_{F_{max}}$	[mm]	14.0	7.37	6.10	5.59	7.11	7.62	4.83
meccanismo ultimo		C3+E3	C7	D1+E3	C7	C7	D1	C7

Tab. 2.2: Risultati sperimentali di Mehrabi et al..

	campione						
	1	2	3	4	5	6	7
prima fessurazione del muro	N	–	0.21	0.17	0.33	0.36	0.46
reazione massima	3.1	–	0.21	0.63	0.79	0.61	0.71
80% della reazione massima	6.8	–	1.2	1.5	1.4	1.8	1.0
fessurazione per taglio del pilastro	N	N	0.71	1.8	1.3	N	1.8
fessurazione per taglio del nodo	1.3	–	N	1.4	2.1	1.7	1.7
scorrimento lungo un giunto del muro	N	–	N	0.99	1.3	0.40	0.46
schiacciamento del muro all'interno	N	N	N	1.2	1.4	0.91	1.2
schiacciamento del muro agli angoli	N	N	N	N	N	N	0.82
snervamento dell'acciaio del pilastro	0.96	1.2	N	–	1.5	N	1.4
snervamento dell'acciaio della trave	1.3	3.0	–	N	N	0.56	N
schiacciamento del cls. del pilastro	3.1	–	–	2.2	1.9	N	N
spostamento massimo imposto	4.9	3.7	3.2	2.6	2.3	1.8	1.9

	8	9	10	11	12	13	14
prima fessurazione del muro	0.20	0.33	0.17	0.36	0.17	0.17	0.31
reazione massima	0.91	0.48	0.40	0.74	0.55	0.55	0.44
80% della reazione massima	1.8	2.0	1.9	1.5	1.0	1.1	0.84
fessurazione per taglio del pilastro	2.0	0.66	N	1.3	0.95	N	0.76
fessurazione per taglio del nodo	N	N	N	N	N	N	N
scorrimento lungo un giunto del muro	1.5	0.82	0.41	0.91	0.66	1.0	1.8
schiacciamento del muro all'interno	1.6	2.1	1.4	0.91	0.66	0.74	0.83
schiacciamento del muro agli angoli	2.0	N	0.91	N	N	1.0	0.76
snervamento dell'acciaio del pilastro	–	–	1.7	1.2	–	N	0.76
snervamento dell'acciaio della trave	–	–	–	N	–	N	N
schiacciamento del cls. del pilastro	2.5	2.8	2.3	2.2	1.7	N	N
spostamento massimo imposto	3.1	2.9	2.4	2.1	1.7	1.7	1.9

Tab. 2.3: Spostamenti critici di Mehrabi et al. (in [%]).

nodì trave-pilastro oppure, in parte, anche lungo le travi, come si evince dall'attrezzatura di prova rappresentata nella figura 2.2. Le caratteristiche meccaniche misurate sui provini in scala sono state assunte come significative per le strutture al vero. Le prove di qualificazione della muratura sono state effettuate utilizzando prismi costituiti da tre unità sovrapposte, alternate con giunti di malta.

La tabella 2.2 riporta i risultati sperimentali principali riscontrati nei provini: la rigidità secante k_{sec} al 50% della resistenza massima, il carico negativo F_1 ed il carico positivo F_2 di prima fessurazione, gli spostamenti d_1 e d_2 corrispondenti alla prima fessurazione nel verso negativo e positivo, il carico minimo F_{min} e quello massimo F_{max} , gli spostamenti $d_{F_{\text{min}}}$ e $d_{F_{\text{max}}}$ corrispondenti ai carichi minimo e massimo, infine il meccanismo di rottura. Quest'ultimo è specificato mediante sigle il cui significato verrà chiarito nel paragrafo 3.3, laddove, insieme con la classifica dei vari meccanismi ultimi, si richiamano anche le formulazioni proposte dagli autori per valutarne le resistenze.

La tabella 2.3 fornisce ulteriori risultati importanti: gli spostamenti associati al verificarsi dei fenomeni maggiormente significativi per ciascun provino, espressi in rapporto all'altezza dei campioni stessi. La lettera 'N' indica che l'evento corrispondente non è stato osservato, mentre la linea '—' significa che non sono disponibili le misure sperimentali.

Le figure 2.4–2.10 rappresentano il quadro offerto dai provini in condizioni di rottura. Nel complesso, si apprezza la varietà dei risultati ottenuti, varietà che testimonia la scelta corretta delle storie di carico in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei singoli campioni.

Il campione 1, a sinistra in figura 2.4, è stato provato nudo con un carico monotono e non ha mostrato una risposta ottimale. In particolare, si notano la fessurazione per taglio del nodo trave-pilastro e la formazione precoce di cerniere plastiche. Quest'ultime, oltretutto, sono localizzate nei pilastri piuttosto che nella trave, come sarebbe invece auspicabile per evitare l'innescò del meccanismo di piano *soffice*. Il campione 2, anch'esso in figura 2.4, è in effetti lo stesso provino 1 riparato e tamponato con blocchi forati. Successivamente, esso è stato sottoposto ad un carico monotono fino al raggiungimento di una crisi convenzionale, dovuta allo scorrimento lungo i giunti di malta. Il campione 3 (figura 2.5) è stato ottenuto di nuovo riparando il campione 2 e tamponandolo con blocchi pieni (tabella 2.1). Per effetto di un carico ancora monotono, esso ha accusato la rottura a compressione del pilastro. Il campione 4, del tipo *debole*, ha mostrato lo scorrimento lungo i giunti orizzontali di malta. Il campione 5, anch'esso del tipo *debole*, ha subito un'espulsione consistente della tamponatura, costruita con blocchi pieni. Il campione 6, *forte*, ha visto lo snervamento delle armature della trave prima che di quelle dei pilastri. Il campione 7 è un provino con il telaio ed il muro entrambi resistenti (tabella 2.1); esso non ha mostrato, come atteso, alcun fenomeno di rottura per taglio del pilastro. Il campione 8 è derivato dalle riparazioni operate sul provino 4 ed alla rottura si è comportato analogamente al campione 2. Il campione 9 è ottenuto riparando ulteriormente il campione 8, quindi è simile al provino 3, dal quale si distingue per avere il carico verticale applicato su più punti della trave, in una configurazione più vicina a quella reale di carico distribuito. Il campione 10, invece, rispetto ai precedenti presenta un rapporto minore tra l'altezza dei pilastri e la luce della trave (figura 2.8). Il campione 11 ed il campione 12 non differiscono tra loro in quanto alla geometria ed alla tamponatura, ma il secondo campione deriva dal provino 10 riparato ed inoltre sopporta carichi verticali maggiori di 50% rispetto al primo. Tali campioni appaiono più tozzi degli altri e questo conduce, a parità di condizioni, ad una resistenza maggiore dell'insieme, a causa della rigidità maggiore del pilastro. Ad esempio, si confrontino le resistenze di picco dei campioni 11 e 5 in tabella 2.2. Di converso, l'altezza minore dei pilastri implica una flessibilità minore ed una certa sensibilità al taglio, come i risultati sperimentali testimoniano puntualmen-

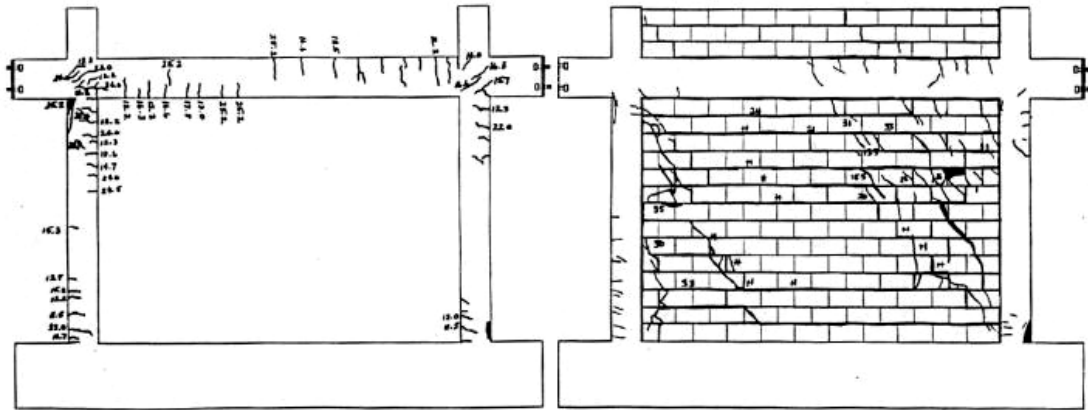


Fig. 2.4: Meccanismo di rottura dei campioni 1 e 2 di Mehrabi et al. (da [56]).

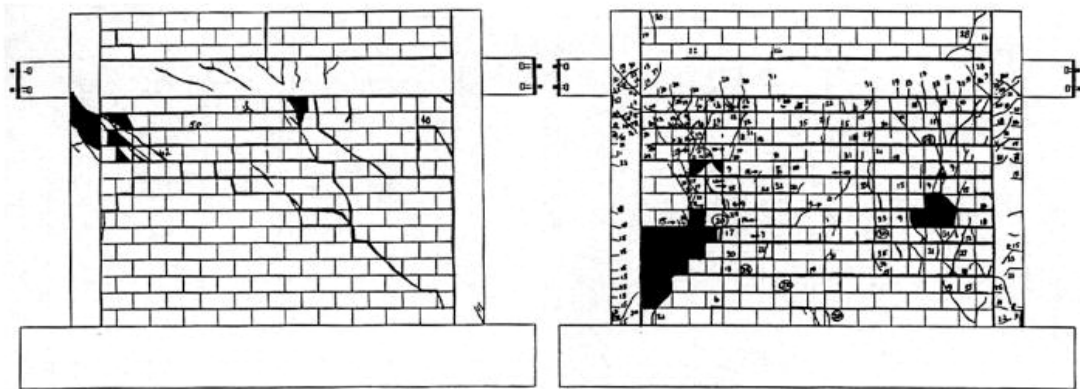


Fig. 2.5: Meccanismo di rottura dei campioni 3 e 4 di Mehrabi et al. (da [56]).

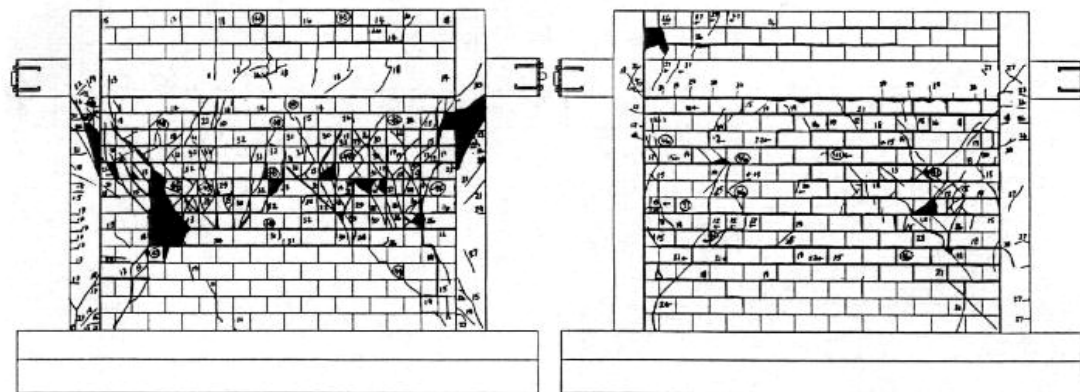


Fig. 2.6: Meccanismo di rottura dei campioni 5 e 6 di Mehrabi et al. (da [56]).

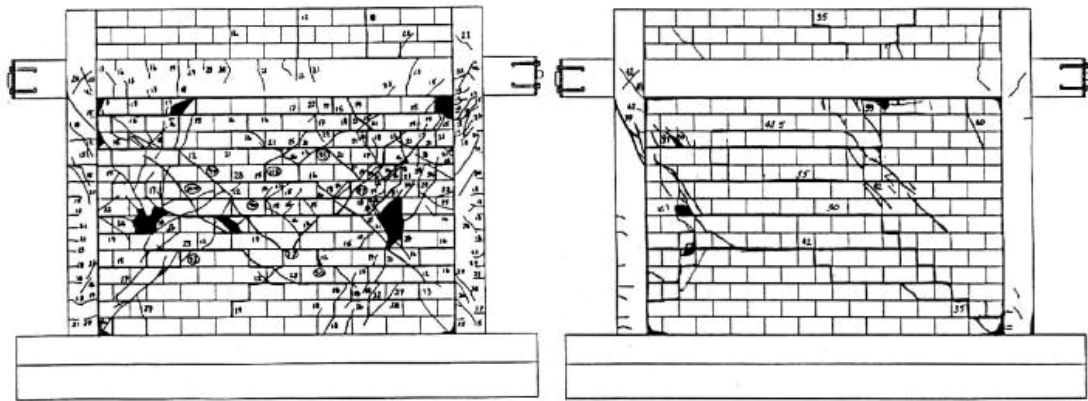


Fig. 2.7: Meccanismo di rottura dei campioni 7 e 8 di Mehrabi et al. (da [56]).

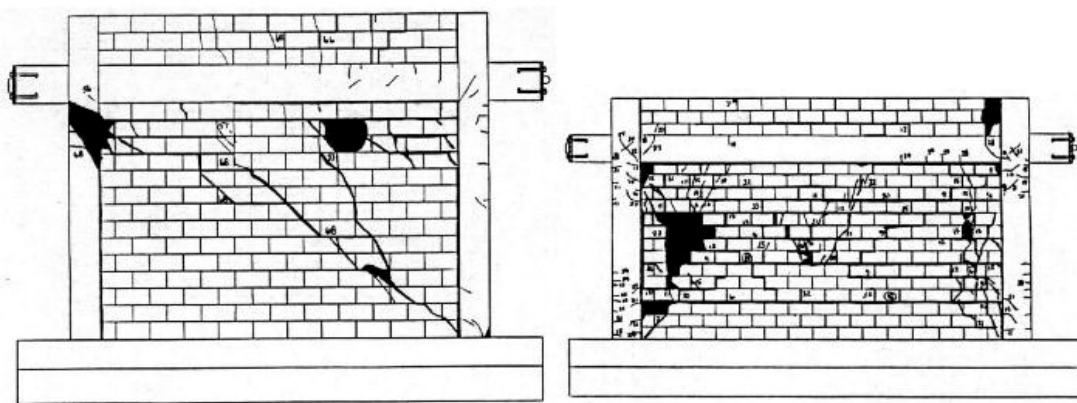


Fig. 2.8: Meccanismo di rottura dei campioni 9 e 10 di Mehrabi et al. (da [56]).

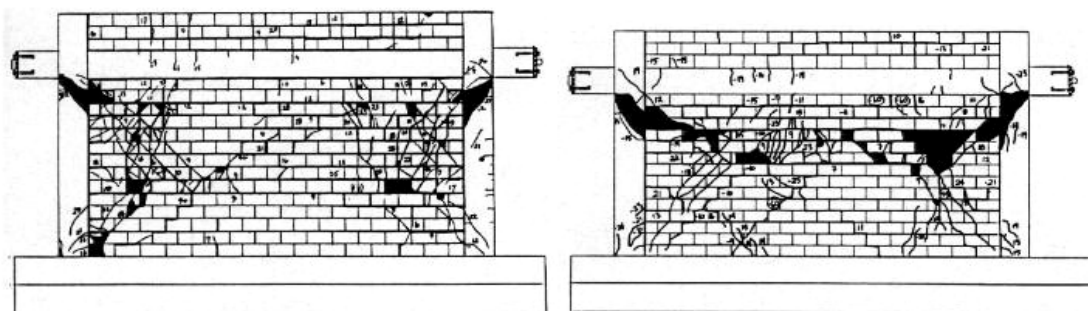


Fig. 2.9: Meccanismo di rottura dei campioni 11 e 12 di Mehrabi et al. (da [56]).

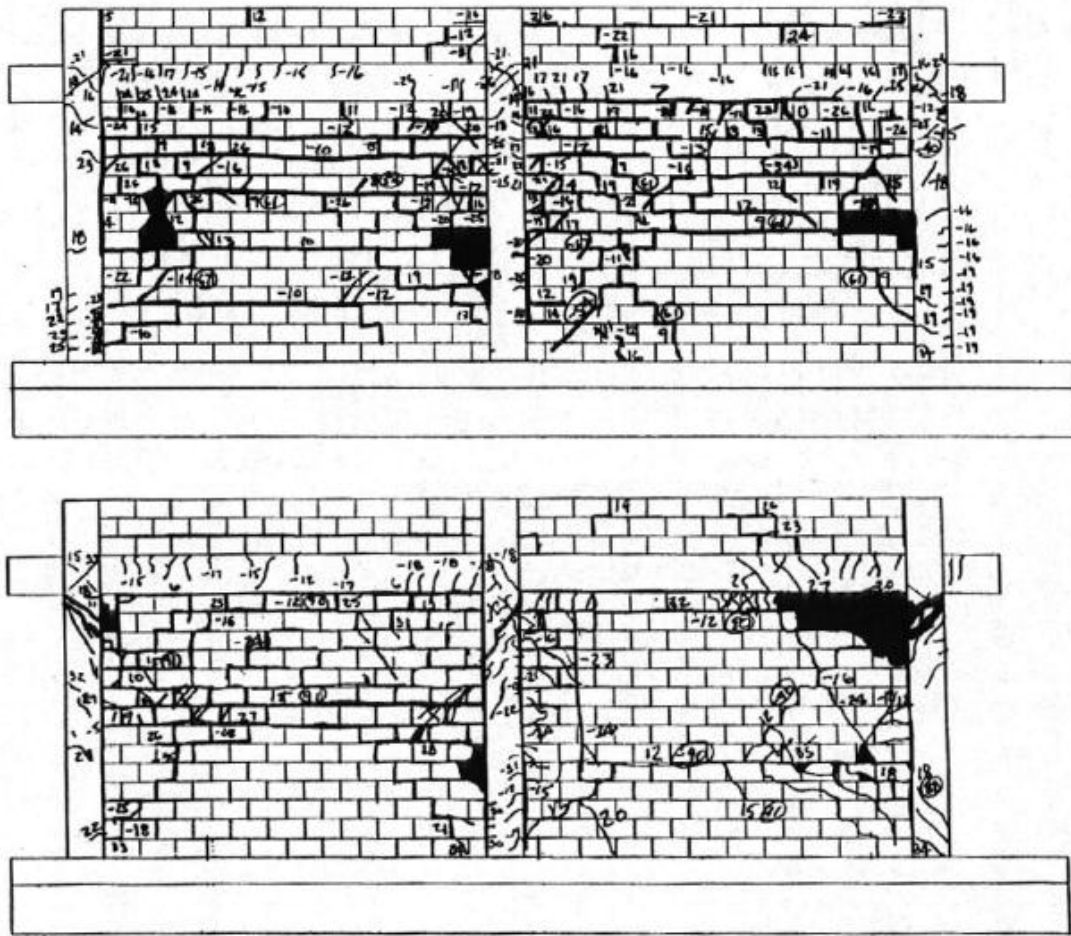


Fig. 2.10: Meccanismo di rottura dei campioni 13 e 14 di Mehrabi et al. (da [56]).

te: per ambedue i campioni 11 e 12 si è rilevata la crisi per taglio in testa ai pilastri (figura 2.9). Infine, il campione 13 ed il campione 14 sono del tipo a due campate (figura 2.10), costituiti da telai *deboli* con lo sforzo normale uguale per i tre pilastri. La tamponatura del provino 13 è però di blocchi forati, mentre il campione 14 è costituito dal telaio 13 riparato e da un muro di blocchi pieni.

Come si è potuto constatare, un aspetto saliente dell'indagine sperimentale appena descritta è stato il ricorso alla riparazione dei campioni già sottoposti a prove precedenti, al fine di limitare i costi piuttosto che per giudicare sull'efficacia delle riparazioni stesse. Inoltre, a causa del tipo delle prove effettuate i risultati sperimentali consistono essenzialmente di misure di rigidezza, di resistenza e di duttilità, vale a dire di grandezze *statiche*. E' noto che è possibile ottenere informazioni sul comportamento dinamico, pur continuando ad impiegare le eco-

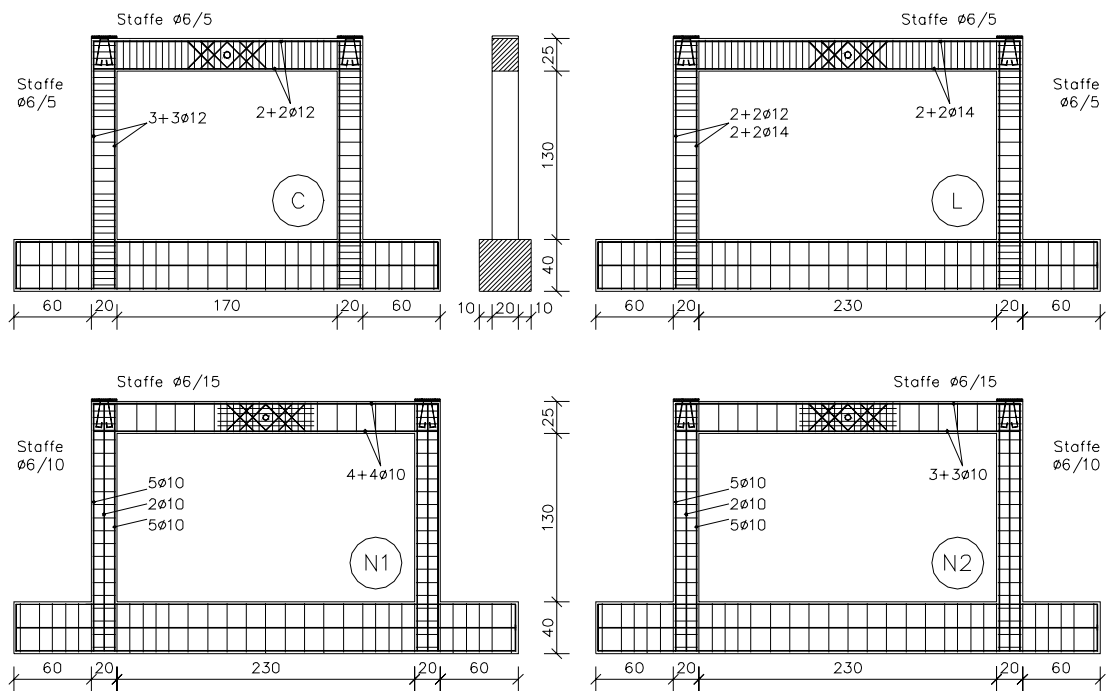


Fig. 2.11: Campioni di Colangelo et al..

nomiche apparecchiature di laboratorio per prove quasi-statiche, mediante la tecnica pseudodinamica. I paragrafi che seguono riportano appunto recenti risultati sperimentali pseudodinamici relativi ai telai tamponati.

2.3 Prove pseudodinamiche su modelli in scala ridotta

Presso il “Laboratorio Prove Materiali e Strutture” dell’Università dell’Aquila sono stati assoggettati a prove pseudodinamiche sei campioni di calcestruzzo armato, costruiti in scala di 1:2, tamponati con mattoni forati di laterizio [12, 14]. I risultati sperimentali ottenuti sono serviti a verificare diversi metodi proposti per la stima delle caratteristiche meccaniche di base dei telai tamponati, nonché a calibrare due modelli fenomenologici isteretici del pannello murario al livello globale. Su questo si tornerà a dire nel successivo capitolo 3, dedicato alla modellazione.

La figura 2.11 rappresenta le strutture dei campioni oggetto dell’indagine. I tipi chiamati ‘C’ e ‘L’ comprendono ciascuno due portali identici, in quanto si sono voluti ripetere i medesimi esperimenti su due provini. Ciò ha consentito di apprezzare differenze evidenti nella risposta sismica di provini nominalmente identici, differenze da attribuire alla dispersione delle caratteristiche meccaniche della tamponatura. Le armature dei portali ‘C’ e ‘L’ sono state dimensionate nel

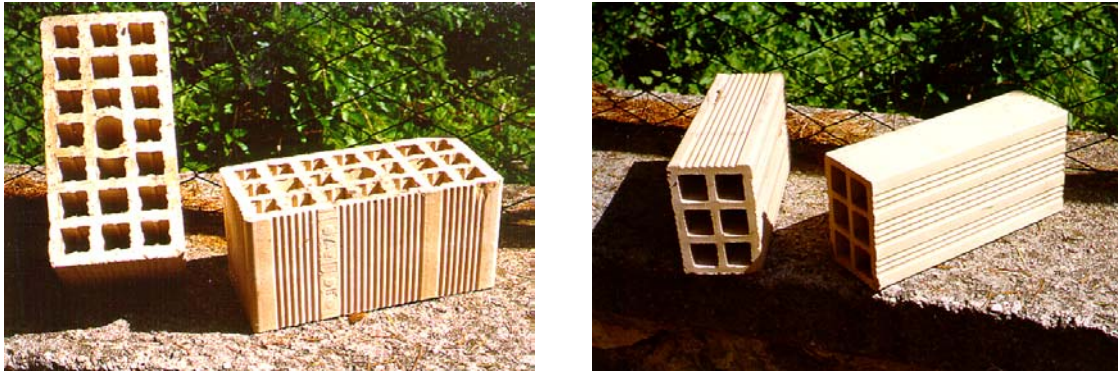


Fig. 2.12: Mattoni dei campioni 'C' e 'L', a sinistra, e dei campioni 'N', a destra.

rispetto della gerarchia delle resistenze, in modo che i campioni rappresentassero strutture antisismiche di concezione moderna. In particolare, si è fatto riferimento alla proposta di norme europee: gli eurocodici 2 e 8. Si sono però trascurate le disposizioni specifiche proprio per le strutture intelaiate tamponate, oggetto ancora di dibattito. I campioni 'N' sono uguali ai provini 'L' nella geometria degli elementi strutturali, tuttavia, essendo concepiti come rappresentativi di costruzioni di una certa età, sono stati progettati secondo le norme sismiche italiane anteriori al 1986, le quali imponevano, com'è noto, l'uso del metodo *delle tensioni ammissibili* per le verifiche di sicurezza. Ne è derivata una cura scarsa dei dettagli costruttivi, in particolare le staffe risultano essere più distanziate nelle regioni critiche e non sono ancorate nel nucleo di calcestruzzo.

Oltre che per la filosofia progettuale, i campioni 'N' si distinguono dagli altri per la classe dell'acciaio di armatura e per il tipo della tamponatura di laterizio. Riguardo a quest'ultima, i campioni progettati secondo gli eurocodici sono stati tamponati con un singolo pannello di mattoni con fori verticali, mentre per i provini progettati con le norme italiane si sono adottati mattoni forati nella direzione orizzontale, costruendo due pannelli uguali del tutto scollegati. La figura 2.12 rappresenta i due tipi di mattoni adoperati. Come nel lavoro richiamato nel paragrafo precedente, la tamponatura, al contrario della struttura, non è stata scalata; in [12] si discute come ciò influisca sulla lettura dei risultati sperimentali prodotti.

Complessivamente, mantenendo carichi verticali costanti sui nodi sono state effettuate prove preliminari in campo elastico, cicliche e pseudodinamiche di oscillazioni libere, poi in successione due prove pseudodinamiche anelastiche con accelerogramma su ciascun provino, senza far seguire provvedimenti di riparazione, ed una prova ciclica finale sulla sola struttura, protratta fino al collasso delle regioni critiche. La figura 2.13 mostra il campione 'C1' all'interno del laboratorio, prima dello svolgimento delle prove.



Fig. 2.13: Attrezzatura di prova di Colangelo et al..

		campione (tamponato)					
		'C1'	'C2'	'L1'	'L2'	'N1'	'N2'
k_0	[kN/mm]	196	176	176	214	–	194
T_0	[s]	0.12	0.13	0.15	0.14	–	0.14
F_1	[kN]	80	55	-65	-75	-65/85	-70
d_1	[mm]	0.41	0.31	-0.37	-0.35	–	-0.36
d_1/h	[per mille]	0.29	0.22	-0.26	-0.25	–	-0.25
k_1	[kN/mm]	61.4	43.8	98.6	147	121	173
F_2	[kN]	-95	-110	70	90	125	115
k_2	[kN/mm]	39.8	24.1	45.1	56.5	40.5	49.0
d_{\min}	[mm]	-7.5	-15.1	-23.2	-22.7	-29.4	-27.9
d_{\max}	[mm]	7.1	14.7	20.1	16.2	14.0	13.5
d_{\min}/h	[%]	-0.5	-1.1	-1.6	-1.6	-2.1	-2.0
d_{\max}/h	[%]	0.5	1.0	1.4	1.1	1.0	0.9
$ a _{\max}/a_g$		1.72	1.87	1.41	1.45	1.04	1.37
F_{\min}	[kN]	-195	-224	-207	-217	-164	-182
F_{\max}	[kN]	205	219	221	229	164	215
$d_{F_{\min}}$	[mm]	-6.7	-15.1	-9.3	-5.7	-11.3	-9.5
$d_{F_{\max}}$	[mm]	6.1	13.0	19.7	15.7	13.8	12.0
$d_{F_{\min}}/h$	[%]	-0.5	-1.1	-0.7	-0.4	-0.8	-0.7
$d_{F_{\max}}/h$	[%]	0.4	0.9	1.4	1.1	1.0	0.8
$ F _{\max}/F_{\text{nudo}}$		1.71	1.84	1.59	1.68	1.94	1.77
k_u	[kN/mm]	33.1	15.8	8.9	11.6	5.6	8.6
T_u	[s]	0.30	0.44	0.67	0.58	0.84	0.68
k_u/k_0	[%]	15.5	8.6	4.7	5.2	3.0	4.4

Tab. 2.4: Risultati dei campioni integri di Colangelo et al..

		campione					
		'C1'	'C2'	'L1'	'L2'	'N1'	'N2'
		tamp.	nudo	nudo	tamp.	tamp.	tamp.
k_0	[kN/mm]	32.1	6.5	5.8	11.0	5.9	10.1
T_0	[s]	0.31	0.68	0.82	0.60	0.82	0.62
d_{\min}	[mm]	-20.2	-28.8	-28.2	-32.6	-24.1	-30.7
d_{\max}	[mm]	14.2	34.3	34.4	28.8	28.9	29.3
d_{\min}/h	[%]	-1.4	-2.0	-2.0	-2.3	-1.7	-2.2
d_{\max}/h	[%]	1.0	2.4	2.4	2.0	2.0	2.1
$ a _{\max}/a_g$		1.89	1.00	0.88	1.31	0.91	1.14
F_{\min}	[kN]	-222	-120	-139	-187	-111	-175
F_{\max}	[kN]	226	114	131	207	144	180
$d_{F_{\min}}$	[mm]	-11.6	-28.6	-27.9	-31.1	-23.9	-30.1
$d_{F_{\max}}$	[mm]	14.1	33.6	33.2	27.9	28.8	29.2
$d_{F_{\min}}/h$	[%]	-0.8	-2.0	-2.0	-2.2	-1.7	-2.1
$d_{F_{\max}}/h$	[%]	1.0	2.4	2.3	2.0	2.0	2.1
$ F _{\max}/F_{\text{nudo}}$		1.88	0.98	1.00	1.52	1.70	1.47
k_u	[kN/mm]	11.0	3.4	4.2	5.3	3.8	5.0
T_u	[s]	0.52	0.94	0.97	0.87	1.02	0.89
k_u/k_0	[%]	34.2	52.5	72.3	47.9	64.2	49.2

Tab. 2.5: Risultati dei campioni danneggiati di Colangelo et al..

Le tabelle 2.4 e 2.5 riportano rispettivamente i risultati delle prove pseudodinamiche effettuate sui campioni integri e danneggiati. k_0 è la rigidezza tangente del campione all'inizio della prova pseudodinamica; con riferimento alla prova svolta sui portali integri (tabella 2.4), le rigidezze risultano in media più alte di un fattore 9.4 rispetto alle rigidezze analoghe misurate sui portali nudi. T_0 è il periodo del campione all'inizio della prova pseudodinamica, calcolato con la rigidezza precedente; i valori si riferiscono ai prototipi, vale a dire sono espressi nella scala naturale del tempo.

F_1 è il carico sul campione al momento della prima fessurazione della tamponatura nel corso della prova pseudodinamica iniziale e d_1 è lo spostamento corrispondente. Si nota che gli spostamenti relativi d_1/h alla prima fessurazione visibile del muro risultano essere piuttosto bassi; essi sono all'incirca 10 volte più piccoli di quelli rilevati da Mehrabi *et al.* per le tamponature di calcestruzzo (tabella 2.3). k_1 è la rigidezza del campione dopo la prima fessurazione della tamponatura; fatta eccezione per il campione 'N2', la riduzione di rigidezza è pronunciata già a seguito del primo lesionamento, ma in media resta superiore di più del doppio alla rigidezza iniziale dei telai nudi. F_2 è il carico alla fessurazione nella direzione opposta a quella di prima fessurazione e k_2 è la rigidezza che ne segue; quando il lesionamento è avvenuto sotto i carichi agenti in ambo i versi, le rigidezze risultano più omogenee per i vari campioni di quanto non fossero dopo la prima fessurazione.

d_{\min} e d_{\max} sono rispettivamente lo spostamento minimo e lo spostamento massimo imposti nel corso della prima prova pseudodinamica (tabella 2.4) e della seconda prova (tabella 2.5); d_{\min}/h e d_{\max}/h sono gli stessi spostamenti espressi in termini relativi all'altezza dei provini. $|a|_{\max}/a_g$ è il rapporto dell'accelerazione assoluta massima in valore assoluto con il picco dell'accelerogramma impiegato nella prova pseudodinamica; questo rapporto rappresenta quindi l'amplificazione dell'accelerazione alla base effettivamente operata dai campioni in campo anelastico. Si noti che nella prima prova (tabella 2.4) non si verifica quasi amplificazione da parte del campione 'N1', che infatti, armato con barre lisce, ha subito un degrado molto rapido. Tale risultato diventa comune nella seconda prova, con l'eccezione del provino 'C1'.

F_{\min} e F_{\max} sono la reazione statica minima e massima; nelle tabelle seguono gli spostamenti corrispondenti. $|F|_{\max}/F_{\text{nudo}}$ è il rapporto della reazione statica massima in valore assoluto con l'analoga reazione del campione nudo, misurata nelle prove cicliche finali a rottura. Questo rapporto quantifica perciò il contributo della tamponatura alla resistenza del campione, a meno dell'incrudimento dell'acciaio; in media esso vale 1.8 nella prova sui campioni integri.

k_u e T_u sono la rigidezza ed il periodo proprio del campione al termine della prova pseudodinamica. Infine, k_u/k_0 misura ovviamente il degrado subito in termini di rigidezza.

Diversi aspetti del danneggiamento manifestato dagli elementi di cemento armato sono apparsi comuni per i campioni considerati. Innanzitutto, le prove pseudodinamiche hanno provocato il lesionamento più intenso nelle regioni critiche alle estremità della trave, come ci si aspettava a causa della debolezza delle travi stesse rispetto ai pilastri. Nei pilastri le fessure erano meno aperte anche per la presenza dello sforzo normale di compressione mantenuto costante durante le prove. Un ulteriore aspetto comune è stato l'apertura maggiore delle fessure della trave all'intradosso piuttosto che all'estradosso. Il fenomeno si giustifica in primo luogo con il fatto che gli spostamenti orizzontali sono stati imposti in corrispondenza della mezzera della trave. Tuttavia, anche la tamponatura ha influito sul lesionamento: il pannello, funzionando come un puntone diagonale, ha esaltato lo sforzo normale di trazione nella metà tesa della trave, ed ha ridotto quello di compressione nell'altra metà. Al contrario, le fessure lungo l'altezza dei pilastri si sono aperte maggiormente al lembo esterno. Di nuovo, ciò si deve all'interazione col muro, che è rimasto integro agli angoli inferiori grazie alla trave di fondazione relativamente rigida. La tamponatura, quindi, ha reso più severe le sollecitazioni per il pilastro che spingeva contro di essa rispetto all'altro pilastro, riducendone di fatto l'altezza di inflessione.

Al termine della prima prova pseudodinamica, nel complesso gli elementi strutturali sono apparsi danneggiati in misura modesta, in quanto le lesioni di cui si è scritto erano facilmente visibili, ma tutt'altro che preoccupanti a giudicare

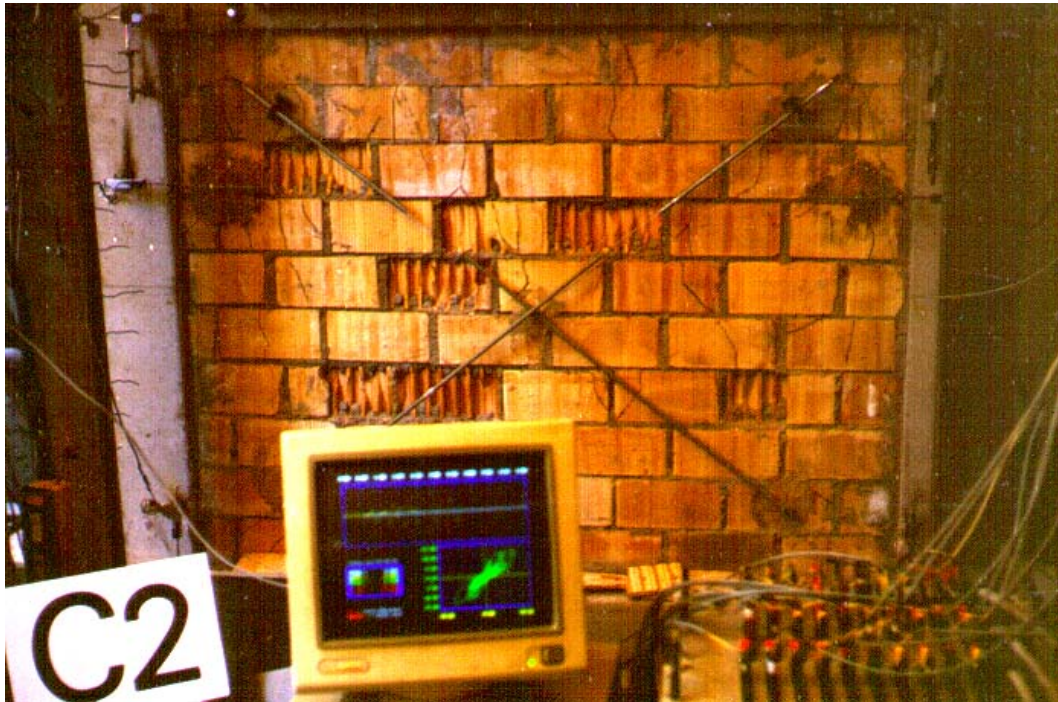


Fig. 2.14: Schiacciamento al centro nei campioni di Colangelo et al..

dall'aspetto. Unico appunto è che alcune fessure nelle regioni critiche delle travi risultavano essere passanti, data la presenza dello sforzo normale di trazione. Mancavano del tutto i segnali della crisi, compreso il distacco del calcestruzzo di ricoprimento. Un quadro simile si è presentato anche a valle delle note prove pseudodinamiche condotte sul telaio tamponato di quattro piani in scala naturale studiato presso il laboratorio ELSA ad Ispra, su cui si riferirà nel paragrafo successivo. A seguito della prova pseudodinamica ripetuta, la descrizione già fatta rimaneva sostanzialmente valida, giustificando perciò l'osservazione che, evitato l'innescò di meccanismi fragili, le strutture hanno tratto grande giovamento dalla presenza della tamponatura.

Nondimeno, le tamponature si sono confermate piuttosto vulnerabili, mostrando danni pesanti già nel corso della prima prova pseudodinamica. Sono state osservate modalità di rottura diverse nei muri: lo schiacciamento al centro per i campioni 'C' (figura 2.14), lo schiacciamento degli angoli per i campioni 'N' (figura 2.15) e lo schiacciamento degli angoli accompagnato, in subordine, dallo scorrimento lungo un giunto orizzontale per i campioni 'L' (figura 2.16). Nel successivo paragrafo 3.3.1 si verificheranno le capacità di previsione dei suddetti meccanismi di collasso delle tamponature da parte di alcuni modelli semplificati proposti da autori diversi.

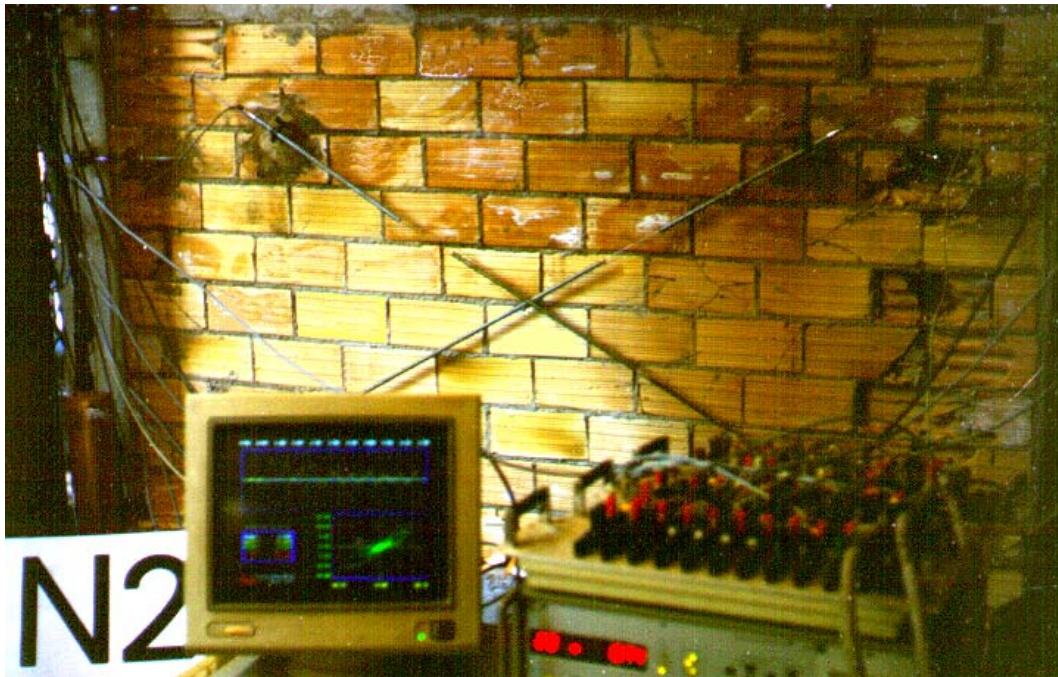


Fig. 2.15: Schiacciamento degli angoli nei campioni di Colangelo et al..



Fig. 2.16: Schiacciamento degli angoli e scorrimento nei campioni di Colangelo et al..

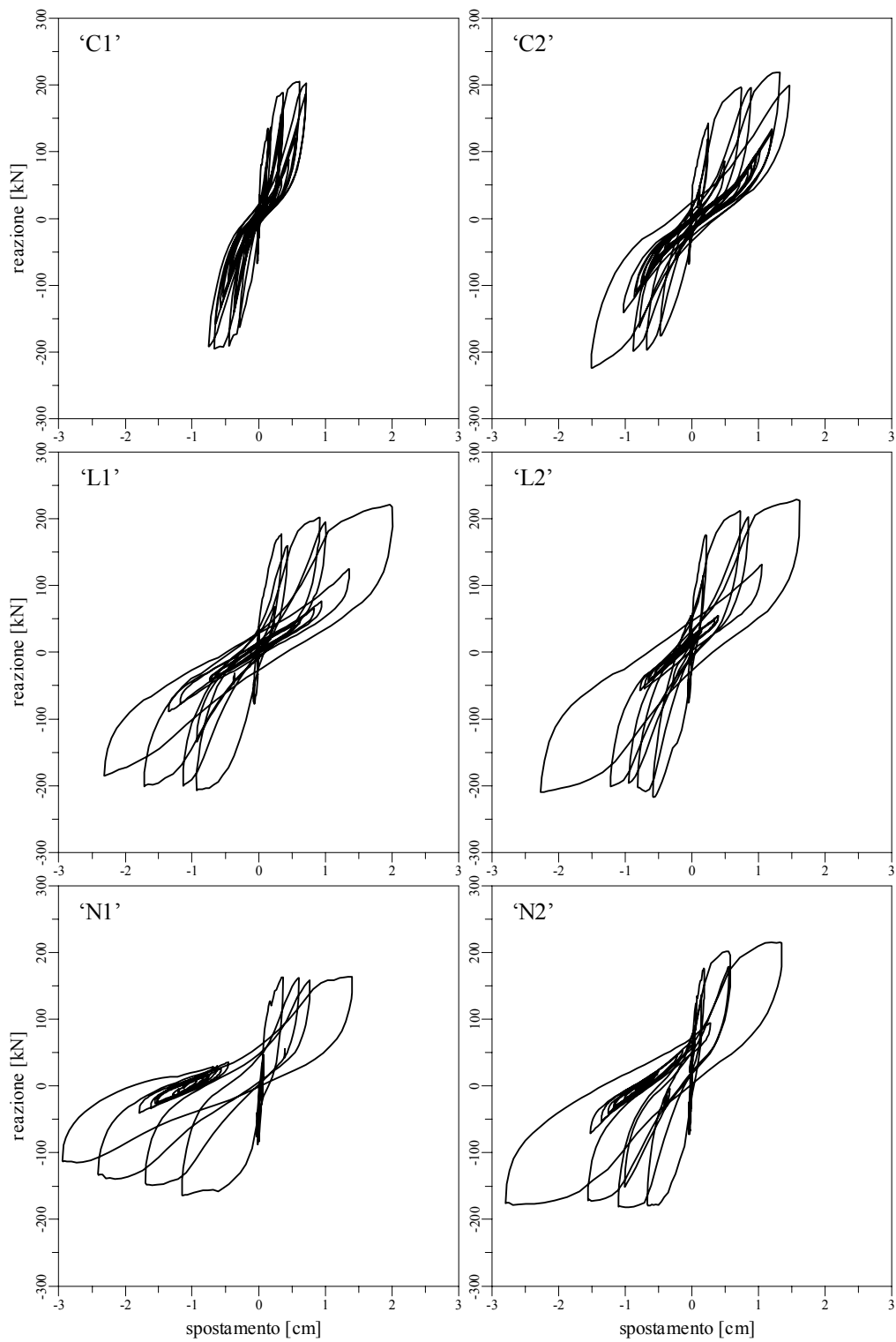


Fig. 2.17: Diagramma reazione-spostamento dei campioni di Colangelo et al..

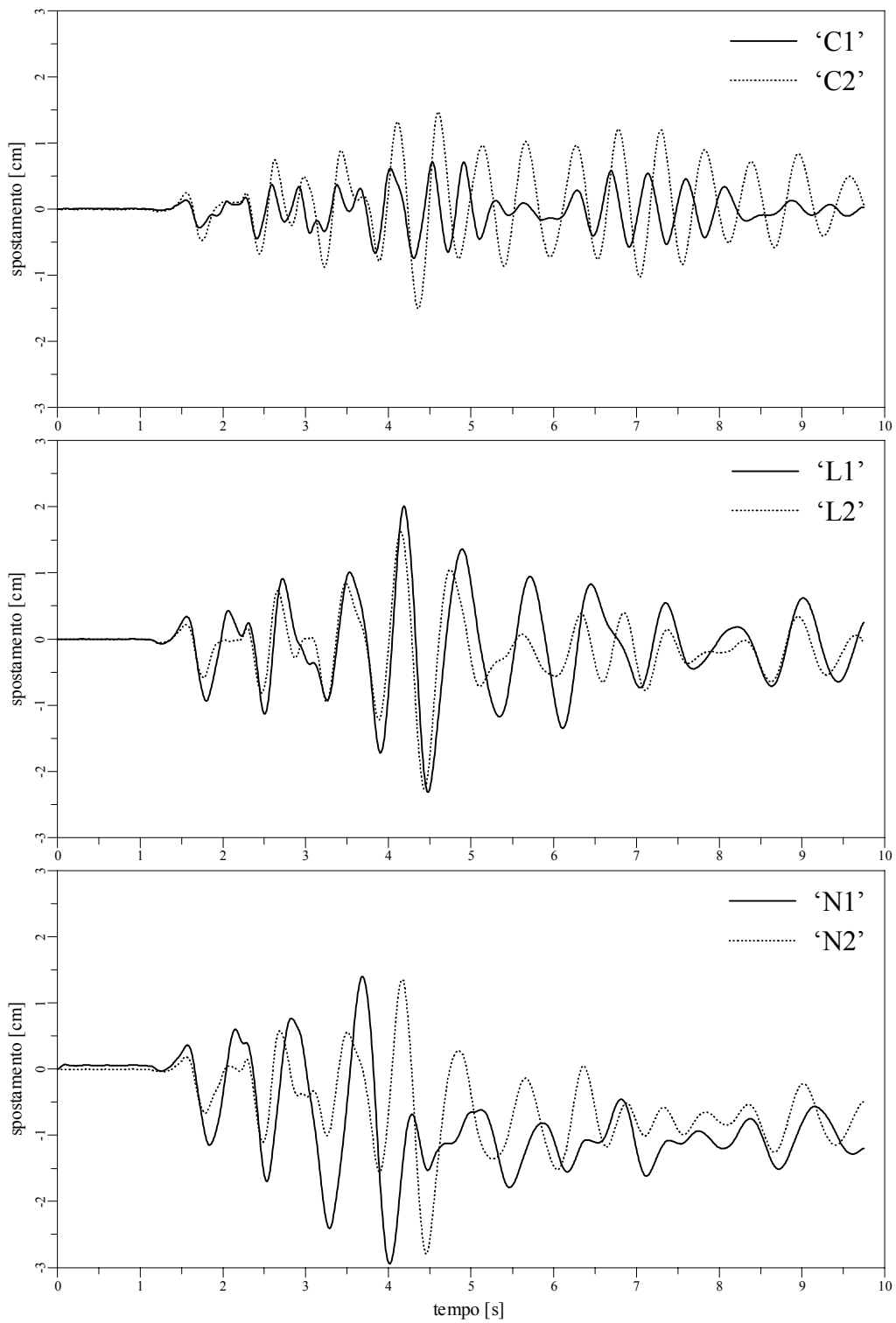


Fig. 2.18: Storia dello spostamento dei campioni di Colangelo et al..

Infine, la figura 2.17 mostra gli andamenti sperimentali del carico in funzione dello spostamento imposto nella prima prova pseudodinamica; nella figura 2.18 sono tracciate le storie temporali dello stesso spostamento. Nel capitolo dedicato alla modellazione tali risultati verranno confrontati con le previsioni di modelli isteretici globali dei portali tamponati. Con riferimento ai campioni ‘C’, è evidente una notevole ed imprevedibile differenza della risposta dei due provini nominalmente identici. Questo risultato si spiega con la grande dispersione delle caratteristiche meccaniche delle tamponature: le simulazioni numeriche giustificano tale differenza con un incremento di rigidità e di resistenza della tamponatura di 40% (una quantità compatibile con gli scarti rilevati nelle prove di compressione dei muretti) rispetto al valore stimato. Nello stesso tempo, il confronto fa apprezzare appieno l’influenza drammatica delle tamponature sulla risposta sismica, la quale, purtroppo, diventa imprevedibile a sua volta. Tra i campioni ‘L1’ e ‘L2’, al contrario, si rileva in sostanza una certa similitudine, come era naturale attendersi. Il campione ‘N1’, armato con barre in tondo liscio, manifesta un degrado rapido rispetto agli altri, in termini di resistenza e di rigidità, ben visibile nei cicli con spostamento negativo (figura 2.17). La conseguenza è che la risposta del campione diventa all’improvviso insignificante dopo i primi quattro secondi di prova (figura 2.18). Infine, la risposta del campione ‘N2’ appare confrontabile con quella dei campioni ‘L’.

2.4 Prove pseudodinamiche su una struttura in scala reale

I risultati delle prove descritte nei paragrafi precedenti, svolte su campioni con schema strutturale elementare, hanno il limite di non poter essere estrapolati per via diretta alle situazioni più complesse che, peraltro, sono usuali nelle costruzioni correnti. Senza dubbio, gli esperimenti effettuati su strutture multipiano assumono una rilevanza maggiore, fornendo informazioni più aderenti al comportamento sismico reale degli edifici. Fra questi esperimenti, sono ben note le prove pseudodinamiche portate a termine da Negro *et al.* su di una struttura spaziale di quattro piani e con due campate per lato, costruita in scala naturale presso il laboratorio ELSA ad Ispra [72, 73, 75].

Il campione, la cui struttura è disegnata in pianta ed in sezione nella figura 2.19 ed è mostrata all’interno del laboratorio nella figura 2.20, è stato studiato nell’ambito di una campagna tesa alla valutazione dell’adeguatezza degli indicatori di danno che sono alla base delle prescrizioni dell’eurocodice 8. La struttura è stata progettata seguendo le disposizioni degli eurocodici per il calcestruzzo armato, assumendo la classe di duttilità alta, un picco di accelerazione al suolo pari a 0.30g e terreno di caratteristiche intermedie. Come nel caso dei campioni di Colangelo *et al.*, non sono state applicate le prescrizioni specifiche per i telai tamponati. Le prove pseudodinamiche sono state effettuate con un accelerogramma derivato da una registrazione del terremoto del Friuli del 1976, elaborata per

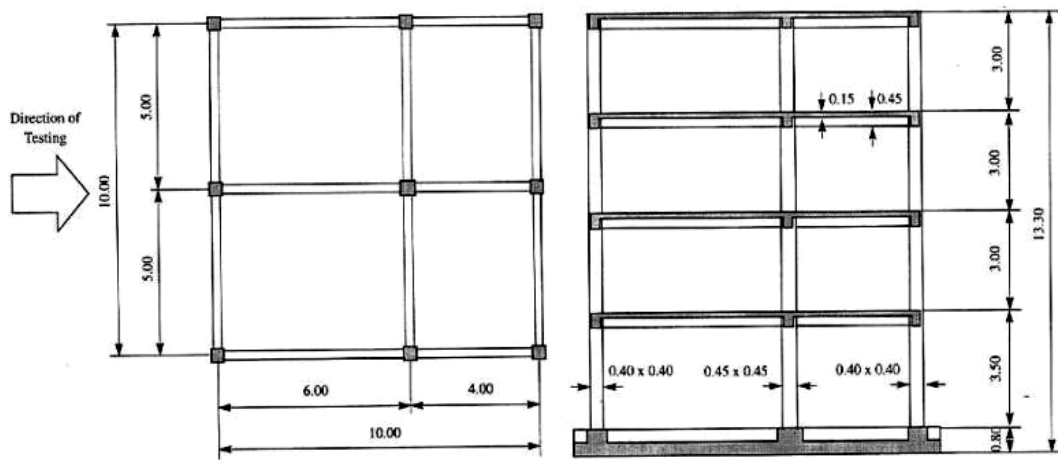


Fig. 2.19: Campione di Negro et al. (da [73]).



Fig. 2.20: Attrezzatura di prova presso il laboratorio ELSA ad Ispra (da [73]).

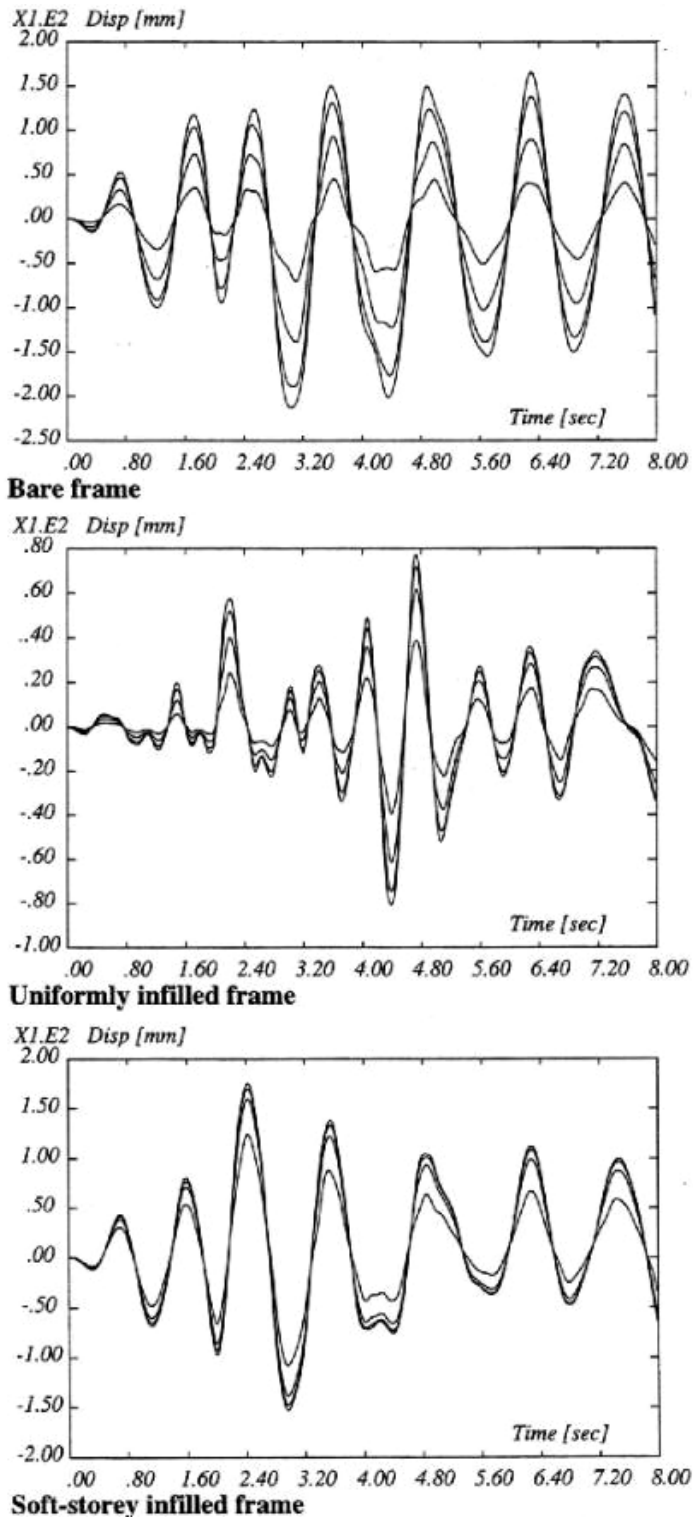


Fig. 2.21: Storia dello spostamento dei campioni di Negro et al. (da [73]).

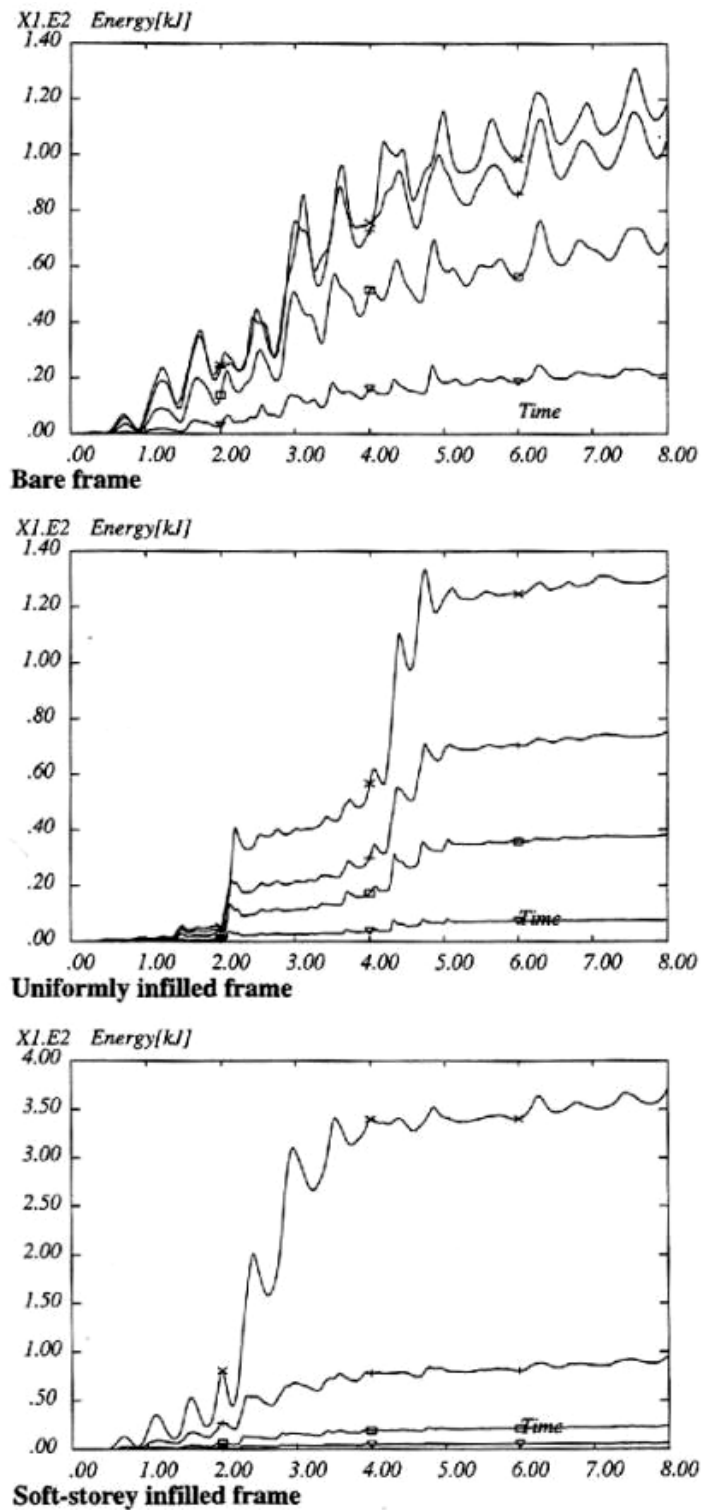


Fig. 2.22: Storia dell'energia dissipata dai campioni di Negro et al. (da [73]).

riflettere meglio lo spettro di progetto e scalata ad un'accelerazione di picco al suolo pari a 0.45g.

In dettaglio, il campione è stato assoggettato in successione a tre prove pseudodinamiche con il medesimo accelerogramma. La prima prova ha interessato la struttura nuda, la quale si è comportata in modo più che soddisfacente, tanto che, senza provvedere ad alcuna riparazione, si è proceduto tamponando uniformemente i due telai esterni nella direzione del carico (figura 2.19). Allo scopo si sono scelti blocchi di laterizio forati in misura di 42% nella direzione verticale. La prova, quindi, è stata ripetuta con le stesse modalità della precedente. Le tamponature dei primi due piani sono state distrutte quasi completamente, quelle dell'ultimo piano sono rimaste pressoché intatte, quelle del terzo piano si sono presentate in condizioni intermedie. Infine, sono stati ricostruiti i muri danneggiati ed il campione è stato provato in una configurazione con la prima elevazione *soffice*.

Le figure 2.21 e 2.22 mostrano rispettivamente le storie temporali degli spostamenti e dell'energia dissipata da ciascun piano nelle tre prove pseudodinamiche. Nella sostanza, si osserva che il telaio tamponato uniformemente (grafici al centro) presenta spostamenti decisamente minori rispetto al telaio nudo (grafici in alto). Inoltre, la richiesta di energia da dissipare è, in totale, inferiore per il telaio tamponato uniformemente, che per di più si avvale dei muri. Viceversa, nel telaio con le tamponature irregolari in altezza si nota la concentrazione e l'amplificazione nel primo piano *soffice* tanto dello spostamento quanto dell'energia isteretica.

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GLOBALI

3.1 Resistenza della tamponatura

Per individuare le proprietà meccaniche delle tamponature si ricorre usualmente alle stesse prove di laboratorio impiegate per gli accertamenti relativi alle mura-
ture strutturali. Sono state emanate diverse direttive in materia di esperimenti
sugli elementi murari portanti, al fine di rendere le misure confrontabili [60, 88].
Tuttavia, bisogna osservare che tali prescrizioni non sono applicabili *in toto* alle
tamponature non strutturali. Per esemplificare, si cita un problema emerso nelle
prove svolte da Colangelo *et al.*: le dimensioni dei blocchi di laterizio forati nella
direzione orizzontale attualmente in commercio sono tali che è impossibile realiz-
zare i provini da schiacciare con un numero adeguato di ricorsi e, nel contempo,
con un rapporto di snellezza sufficientemente basso. Né si può adottare in labo-
ratorio un apparecchio murario a più teste che, evidentemente, non ha riscontro
nelle costruzioni reali.

Com'è noto, la resistenza della muratura si misura sottoponendo prismi
o muretti alla prova di compressione nella direzione verticale ed assoggettando
muretti di forma pressoché quadrata alla prova di compressione diagonale. In
aggiunta, nel caso delle tamponature appare significativo misurare la resistenza
allo schiacciamento nella direzione orizzontale, dato che in questa direzione i
pannelli, sotto la spinta dei pilastri, possono trovarsi a sopportare sollecitazioni
anche maggiori rispetto a quelle verticali, assorbite prevalentemente dai membri
strutturali.

Di solito le resistenze a compressione della tamponatura nelle direzioni ver-
ticale ed orizzontale, rispettivamente f_{wv} e f_{wh} , si esprimono, sulla base del carico
massimo F misurato, con riferimento all'area lorda delle sezioni, piuttosto che al-
l'area depurata dei fori. Indicando con t_w , l_w e h_w nell'ordine lo spessore, la
lunghezza e l'altezza dei muretti, si ha semplicemente:

$$\begin{aligned} f_{wv} &= F/(l_w t_w) \\ f_{wh} &= F/(h_w t_w) \end{aligned}$$

La prova di compressione in direzione diagonale fornisce in primo luogo la re-
sistenza a taglio puro f_{ws} della muratura. In accordo con le raccomandazioni
statunitensi ASTM E519-81, tale resistenza viene associata al valore medio della
tensione tangenziale parallela ai lati del muretto, per lo più quadrato, sotto il
carico massimo F . Considerando di nuovo l'area lorda della sezione, risulta:

$$f_{ws} = F/(\sqrt{2} l_w t_w)$$

La stessa formula esprime la resistenza media a compressione sul piano diagonale
del muretto. Una stima delle resistenze a compressione f_{wd} ed a trazione f_{wt} nelle



Fig. 3.1: Prove di compressione verticale (a sinistra) e diagonale (a destra) dei muretti.

direzioni diagonali (principali) si può derivare applicando la soluzione elastica lineare per lo stato di tensione al centro di un disco caricato diametralmente [89, pag. 250]:

$$\begin{aligned} f_{wd} &= 6F/(\pi l_w t_w) \\ f_{wt} &= 2F/(\pi l_w t_w) \end{aligned}$$

Riguardo alle caratteristiche di rigidezza, la prova di compressione diagonale consente la misura del modulo elastico tangenziale G_w :

$$G_w = f_{ws}/\gamma_w \quad (3.1)$$

dove, indicando con $\varepsilon_{w\parallel}$ e $\varepsilon_{w\perp}$ le deformazioni nella direzione parallela ed in quella ortogonale al carico, è:

$$\gamma_w = (\varepsilon_{w\parallel} - \varepsilon_{w\perp})/2 \quad (3.2)$$

Nel caso delle tamponature di mattoni forati di laterizio soggette a compressione verticale oppure orizzontale la crisi del muretto si manifesta tipicamente con il distacco dei fogli esterni dei mattoni, rompendosi a trazione le costole interne. A titolo di esempio, la figura 3.1 mostra due muretti costruiti come le tamponature dei portali 'N' provati da Colangelo *et al.* (paragrafo 2.3) al termine delle prove di compressione verticale e diagonale. Si nota come il distacco suddetto si sia verificato anche nella prova di compressione diagonale, laddove la frattura ha attraversato il mattone.

Esistono svariate formulazioni, per lo più empiriche, che correlano la resistenza a compressione della muratura con la resistenza dei mattoni e della malta e, talvolta, con ulteriori parametri, quali la snellezza dell'elemento in esame. In questo paragrafo si ricordano nell'ordine: il criterio di Hilsdorf, tre diverse formule empiriche riportate da Tassios, l'espressione di Grimm, la formula di Guidi, il criterio dell'eurocodice 6 ed infine il criterio delle norme italiane sulle murature. L'unità di misura impiegata per i termini dimensionali è il [MPa].

Il criterio di Hilsdorf, ripreso da numerosi autori (si vedano ad esempio i riferimenti bibliografici [43, pag. 34], [83, pag. 110], [77, pag. 716]), prende spunto dalle modalità di collasso di un prisma di muratura con malta di maggiore deformabilità e di minore resistenza rispetto ai mattoni, così come sono state osservate sperimentalmente nelle prove di compressione. Il prisma mostra una resistenza intermedia a quelle dei componenti, in quanto nella malta nasce un favorevole stato tensionale di compressione triassiale, mentre il mattone è soggetto a compressione nella direzione verticale ed a trazione nelle direzioni orizzontali. Infatti, alla rottura del prisma i mattoni appaiono lesionati verticalmente. Assumendo che le deformazioni trasversali della malta e del mattone siano congruenti, che i legami costitutivi di entrambi siano elastici e lineari, che l'incremento di resistenza della malta confinata segua una legge analoga a quella del calcestruzzo confinato ed infine che il dominio di resistenza (biassiale) del mattone abbia frontiera lineare nel quadrante delle tensioni normali principali di trazione e di compressione, si arriva a formulare la resistenza del prisma di muratura. Tenendo conto forfetariamente del fatto che la resistenza della muratura risulta essere inferiore alla resistenza di un prisma realizzato con gli stessi materiali tramite l'introduzione di un fattore riduttivo pari a 0.9 [43, pag. 42], si ha:

$$f_w = 0.9 \cdot \frac{f_b(f_{bt} + \alpha f_m)}{U(f_{bt} + \alpha f_b)} \quad \text{con } \alpha = \frac{h_m}{4.1h_b} \quad (3.3)$$

Nel simbolo della resistenza della muratura si è omissso per brevità il pedice relativo alla direzione, verticale oppure orizzontale. I simboli f_b e f_{bt} indicano rispettivamente la resistenza a compressione ed a trazione del mattone, f_m è la resistenza a compressione della malta, h_m è l'altezza del giunto, h_b è l'altezza del mattone, infine U è il coefficiente di disuniformità delle tensioni nel prisma. Quest'ultimo fattore è stato correlato da Sahlin alla resistenza della malta come segue [89, pag. 31]:

$$U = 2 - f_m/34.5 \quad \text{se } f_m < 27.6 \quad (3.4)$$

Peraltro, è frequente l'adozione di un valore costante per U , in genere uguale a 1.5 (ad esempio da parte dello stesso Sahlin [89, pag. 31], ma anche di Paulay & Priestley [83, pag. 111]), oppure uguale a 1.3 per la più resistente malta di cemento [43, pag. 36].

E' importante evidenziare che, pur con semplificazioni drastiche e sotto certe ipotesi, il modello di Hilsdorf si basa sull'interpretazione razionale delle modalità di rottura dell'elemento murario. Sono presenti in letteratura anche numerose espressioni di natura empirica per valutare la resistenza delle murature. Tra le formule riportate da Tassios [93, par. 2.1] si considerano qui soltanto quelle più appropriate per le tamponature in quanto ricavate per elementi non particolarmente resistenti. Per i materiali di qualità media, Tassios indica le seguenti

correlazioni:

$$f_w = f_b \frac{4 + 0.1f_m}{12 + 5h_w/t_w} + 2 \quad (3.5)$$

$$f_w = 0.7f_b^{1/2} f_m^{1/3} \quad (3.6)$$

mentre per le murature di mattoni di qualità bassa lo stesso autore suggerisce:

$$f_w = \frac{2}{3}f_b + 0.1f_m \quad (3.7)$$

Vale la pena di notare che la 3.5 correla la resistenza alla snellezza del provino, oltre che alle resistenze del mattone e della malta.

La formula di Grimm riportata da Hendry [43, pag. 42] esprime di nuovo la resistenza di un prisma ed è basata su di un gran numero di risultati sperimentali prodotti negli Stati Uniti. In questa sede viene adoperata per stimare la resistenza della tamponatura applicando ancora il fattore 0.9 introdotto in precedenza:

$$f_w = 0.9 \cdot 0.0003\zeta\eta f_b \frac{f_m^2 + 449.26}{1 + \epsilon} \quad \text{se } f_b < 82.7 \quad (3.8)$$

dove ζ è il fattore di snellezza del prisma di muratura:

$$\zeta = 0.0178 \left[57.3 - (h_w/t_w - 6)^2 \right] \quad \text{con } 2 \leq h_w/t_w \leq 6$$

η tiene conto dell'altezza del mattone in rapporto all'altezza del giunto di malta:

$$\eta = 0.0048 \left[273 - (h_b/h_m - 14)^2 \right] \quad \text{con } 2.5 \leq h_b/h_m \leq 10$$

ed infine ϵ è il fattore di esecuzione, che vale zero in caso di lavorazione soggetta a controllo, mentre in caso contrario si calcola come:

$$\epsilon = 0.0116(82.74 - f_b)$$

E' evidente che tale espressione deve essere impiegata nell'applicare il criterio di Grimm alle tamponature, per le quali il controllo è pressoché inesistente.

La formula di Guidi ripresa, tra gli altri, da Zarri [97, 98], si scrive:

$$f_w = 0.1f_b \log(f_m + 2) \quad (3.9)$$

Zarri ha trovato un migliore accordo con i propri risultati sperimentali, relativi a pannelli di muratura di mattoni pieni, sostituendo 5 a 2 nell'argomento del logaritmo. Qui si conserva il valore originale del parametro, in quanto espressamente associato a materiali di qualità bassa.

Le disposizioni previste dall'eurocodice 6 [29, pag. 0/11] si traducono nell'espressione:

$$f_w = \frac{\Omega\Phi}{0.75} \cdot 0.4\psi(\delta f_b)^{0.75} f_m^{0.25} \quad \text{se } f_b < 75 \quad (3.10)$$

dove δ è un coefficiente tabellato che tiene conto dello spessore e dell'altezza del mattone e ψ corregge l'equazione in caso di mattoni e malta di qualità modesta:

$$\psi = \begin{cases} (15/f_b)^{0.33} \leq 1.5 & \text{se } f_b < 15 \text{ e } f_m < 15 \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

Il valore di 0.75 a denominatore è introdotto qui per trasformare approssimativamente il valore caratteristico della resistenza nel valore medio. I fattori Ω e Φ si applicano per stimare la resistenza degli elementi strutturali, piuttosto che la resistenza della muratura intesa come materiale. Essi sono stati considerati soprattutto per valutare una terza formulazione che prevedesse la snellezza del provino, insieme con la 3.5 e con la 3.8. Questo perché si verificherà tra poco che la formula 3.5 di Tassios fornisce le stime migliori della resistenza. In dettaglio, Ω quantifica la riduzione di resistenza nel caso di sezioni di muratura di area limitata:

$$\Omega = \begin{cases} 0.7 + 3t_w l_w & \text{se } t_w l_w < 0.1\text{m}^2 \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

mentre Φ tiene conto della snellezza del muro e dell'eccentricità e dello sforzo normale di compressione; per i muretti delle prove di compressione si può esplicitare come:

$$\Phi = 1.14 \left(1 - 2\frac{e}{t_w}\right) - 0.02\frac{h_w}{t_w} \quad \text{con } \Phi \leq 1 - 2\frac{e}{t_w}$$

Trascurando tanto i momenti flettenti indotti dalle azioni esterne quanto gli scorrimenti viscosi del laterizio, l'eccentricità e si riduce al solo termine accidentale:

$$e = h_w/300 \quad \text{con } e \geq 0.05t_w$$

Nel caso dei muretti, la seconda disuguaglianza risulta essere quella vincolante.

Infine, si ricorda l'espressione che Cuomo [77, pag. 727] riporta per interpolare la resistenza della muratura fornita dalle norme italiane in forma di tabella [60]. Tale espressione è applicata qui in termini di valori medi, piuttosto che caratteristici:

$$f_w = 0.4f_b^{0.7} f_m^{0.435} \quad (3.11)$$

La formula ricalca strutturalmente quella proposta dall'eurocodice 6, nonché la 3.6 riportata da Tassios. Si noti che tutte e tre queste espressioni correlano la resistenza della muratura più strettamente alla resistenza dei mattoni piuttosto che a quella della malta.

3.1.1 Applicazione ai campioni di Colangelo et al.

La figura 3.2 confronta le previsioni delle resistenze secondo le formulazioni menzionate con le resistenze misurate nelle direzioni verticali ed orizzontali per i muretti oggetto di sperimentazione da parte di Colangelo *et al.*. In aggiunta ai risultati relativi alle tamponature dei campioni ‘C’, ‘L’ e ‘N’, si riportano i risultati dei muretti di un portale preliminare, indicato come campione ‘P’, la cui tamponatura è costruita con gli stessi mattoni dei campioni ‘C’ e ‘L’ ma con una malta più resistente in misura marcata [10, 12]. Il criterio di Hilsdorf è applicato soltanto per la stima nella direzione forte dei muretti (orizzontale per i provini ‘N’ e verticale per gli altri, figura 2.12), laddove l’ipotesi di mattone rigido e resistente rispetto alla malta è realistica. Tuttavia, appare lecito nutrire dubbi sull’efficacia del confinamento operato dal mattone forato sul giunto di malta. L’esame delle misure indica in effetti che nemmeno nella direzione forte la resistenza della tamponatura risulta essere compresa tra la resistenza della malta e quella del mattone, come invece dovrebbe verificarsi. Si valutano sia i risultati ottenuti con U costante (pari a 1.3 per i muretti ‘P’, ‘C’ e ‘L’ e pari a 1.5 per i muretti ‘N’, costruiti con malta di calce) sia i risultati ottenuti mediante l’equazione 3.4, che fornisce valori maggiori dei precedenti per U . Non essendo stata misurata la resistenza a trazione dei mattoni, si assume $f_{bt} = f_b/30$, come è stato suggerito specificatamente per i mattoni forati di laterizio [89, pag. 31]. L’osservazione immediata che nasce dalla figura 3.2 riguarda l’errore notevole che molte formulazioni commettono, del 100% ed anche maggiore. Ad esempio, risaltano gli errori in eccesso nella direzione forte, per tutti i muretti, del criterio di Hilsdorf, indipendentemente dal coefficiente di disuniformità U , e della formula 3.7 di Tassios, relativa proprio a materiali di qualità modesta. Nel complesso, la resistenza viene sovrastimata nella direzione forte e sottostimata nella direzione debole, mentre le prove condotte sui muretti indicano una resistenza più omogenea nelle due direzioni. Sono sostanzialmente in accordo tra di loro la formula 3.8 di Grimm e la formula 3.9 di Guidi, le quali commettono un grave errore in difetto nella direzione debole. Anche la stima dell’eurocodice 6 e quella delle norme italiane, interpolata da Cuomo, appaiono piuttosto simili. Come è stato anticipato, si evince che la previsione più soddisfacente, sia nella direzione verticale sia in quella orizzontale, è fornita dall’espressione empirica 3.5 di Tassios. Il merito non può essere attribuito esclusivamente all’aver correlato la resistenza con la snellezza dei muretti, in quanto le formulazioni 3.8 e 3.10, pur considerando anch’esse questo parametro, non presentano una rispondenza analoga con le misure sperimentali.

Le conclusioni di natura generale che si traggono dall’accertamento eseguito si possono sintetizzare nella necessità di una caratterizzazione specifica per le proprietà meccaniche delle tamponature leggere. Occorre generare una base di dati sufficientemente ampia per poter ricavare correlazioni affidabili tra le carat-

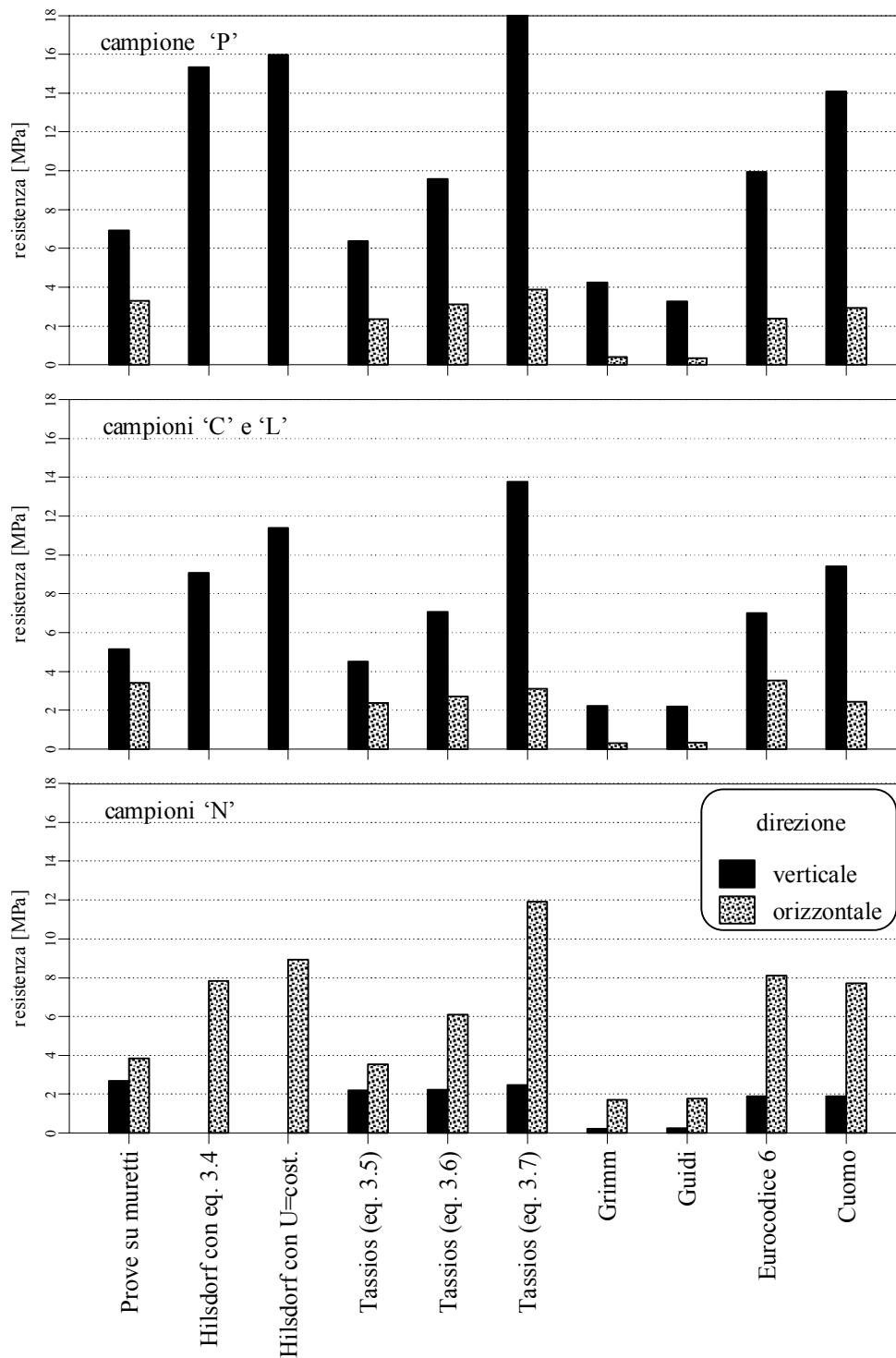


Fig. 3.2: Stime della resistenza della tamponatura.

teristiche della tamponatura e quelle dei componenti; naturalmente, anche per convalidare modelli teorici che sposino la semplicità con l'efficienza, modelli che allo stato attuale non sono disponibili. Le indicazioni presenti nella letteratura e nelle normative, che si riferiscono per lo più alle murature strutturali, non risultano essere di estensione immediata, nemmeno quelle relative alle murature di qualità modesta. Purtroppo, due fattori complicano il lavoro di qualificazione delle tamponature: la grande varietà dei materiali che si incontrano nella pratica e la notevole dispersione delle caratteristiche meccaniche, già presente al livello dei singoli componenti. Tuttavia, si nota anche che le forti differenze riscontrate fra le proprietà dei componenti si attenuano quando si confrontano le proprietà delle tamponature.

3.2 Rigidezza del portale tamponato

E' ragionevole immaginare che, per valori modesti delle azioni orizzontali, gli elementi di calcestruzzo armato ed i pannelli di tamponatura delle costruzioni con struttura intelaiata tamponata restino nella sostanza a contatto gli uni con gli altri. Sotto l'ipotesi di perfetta aderenza dei pannelli murari con le maglie strutturali, Mehrabi *et al.*, riprendendo il modello semplificato proposto da Fiorato, Sozen & Gamble [38], suggeriscono quindi di assimilare il telaio tamponato ad una mensola verticale con sezione composita, costituita dal calcestruzzo dei pilastri e dalla muratura. Sommando la flessibilità a taglio della sola tamponatura, che si assume soggetta a deformazione uniforme, con la flessibilità a flessione della mensola composita, si ottiene facilmente la rigidezza k_t del portale tamponato [56, par. 5.2]:

$$k_t = \left(\frac{h_w}{G_w t_w l_w} + \frac{h^3}{3E_c I^*} \right)^{-1} \quad (3.12)$$

dove i simboli h_w , t_w e l_w indicano le dimensioni del pannello, come nel paragrafo 3.1, h è l'altezza valutata all'interasse della trave, E_c è il modulo elastico normale del calcestruzzo e I^* è il momento d'inerzia della sezione composita omogeneizzata a calcestruzzo. Indicando l'interasse dei pilastri con l , il modulo elastico normale in direzione verticale della tamponatura con E_{wv} e l'area ed il momento d'inerzia della sezione dei pilastri rispettivamente con A_p e con I_p , risulta:

$$I^* = 2I_p + A_p \frac{l^2}{2} + \frac{E_{wv}}{E_c} \cdot \frac{t_w l_w^3}{12}$$

La validità di tale modello è in realtà pregiudicata dall'aderenza davvero modesta fra il pannello ed i membri qualora, costruendo la tamponatura dopo l'indurimento del calcestruzzo, non si ricorra ad appositi connettori. Si consideri pure che il contatto può venir meno semplicemente a causa del ritiro della malta. Di fatto, gli esperimenti difficilmente evidenziano una chiara caduta di rigidezza da attribuire alla rottura dei legami di adesione, sintomo questo della debolezza dei

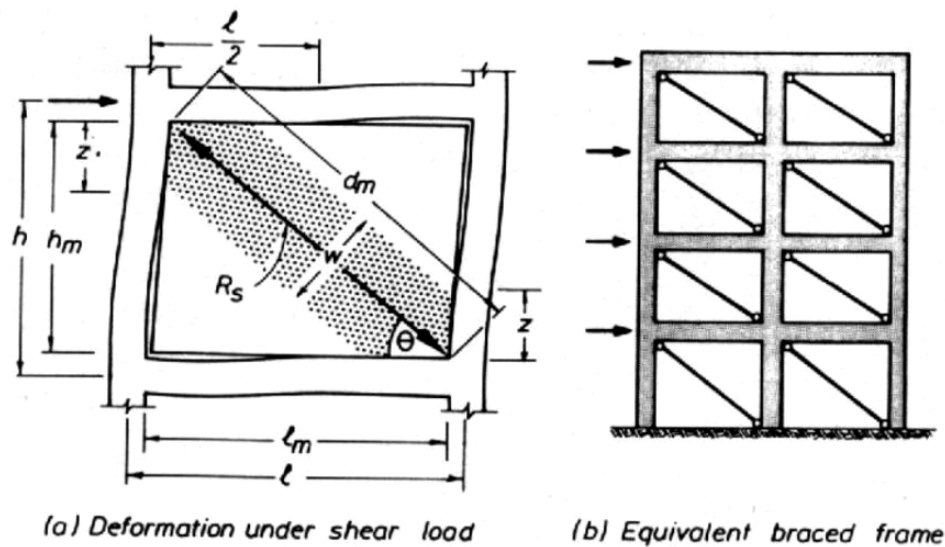


Fig. 3.3: Puntone diagonale equivalente (da [83]).

legami stessi. Il modello si presenta invece più rispondente al caso delle murature intelaiate, laddove l'aderenza è garantita, almeno coi pilastri, dalla dentellatura del pannello.

In ogni modo, al crescere delle azioni orizzontali si verifica il distacco del pannello dalla maglia strutturale, accompagnato da un certo scorrimento relativo, sia nel senso verticale che in quello orizzontale (figura 3.3a). Mentre all'inizio gli elementi del telaio, a contatto con la tamponatura, sono soggetti essenzialmente a sforzi assiali, a seguito della separazione intervengono anche importanti sollecitazioni flessionali. Nello stesso tempo, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a *puntone equivalente* disposto secondo la diagonale della tamponatura. Con ciò si intende che gli sforzi prevalenti nel muro sono adesso le tensioni normali di compressione che viaggiano tra gli angoli caricati, rimasti a contatto col telaio. Viceversa, gli sforzi di taglio perdono importanza anche per le lesioni inclinate che si formano nel pannello al crescere dei carichi, lesioni che all'invertirsi delle azioni assumono la classica forma a X. Nella seconda fase, quando è avvenuto il distacco fra il pannello e la maglia strutturale e, soprattutto, la fessurazione per taglio del muro, è spontaneo schematizzare il telaio tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali che reagiscono solo a compressione (figura 3.3b).

Anche se lesionate, quindi, le tamponature irrigidiscono in misura tutt'altro che trascurabile il telaio, come si avrà modo di verificare nel seguito di questo paragrafo. Ci si è convinti ormai che tale meccanismo di funzionamento è positivo. Infatti, è vero che l'irrigidimento abbassa il periodo proprio della costruzione e,

di conseguenza, determina in genere un incremento del taglio alla base. Tuttavia, un'aliquota significativa delle azioni orizzontali viene assorbita proprio dalle tamponature, per cui la struttura risulta meno sollecitata rispetto al caso di tamponature sconnesse mediante giunti. Gli esperimenti descritti nel capitolo 2 confermano la tesi.

Esiste un'ampia letteratura che, sulla base delle considerazioni fatte, si occupa di identificare le dimensioni della sezione del puntone ideale, equivalente alla tamponatura in termini di rigidezza e di resistenza. Prima di passare in rassegna le più conosciute delle numerose proposte, si accenna al lavoro di Stafford-Smith [92], ripreso da Mehrabi *et al.* [56, par. 5.2], che valuta razionalmente la rigidezza del portale tamponato in accordo con la schematizzazione del pannello con la biella diagonale. Si considera il funzionamento in parallelo di due sottosistemi: l'arco a tre cerniere costituito dal puntone e dal pilastro teso ed il telaio con comportamento puramente flessionale. La flessibilità dell'arco a tre cerniere è data dalla flessibilità $1/k_A$ del pilastro teso in serie con la flessibilità $1/k_B$ del puntone:

$$\frac{1}{k_A} + \frac{1}{k_B} = \frac{h}{E_c A_p} \tan^2 \theta + \frac{d_w}{E_w t_w b_w} \cdot \frac{1}{\cos^2 \theta}$$

dove b_w rappresenta l'altezza della sezione del puntone (di spessore t_w , come il muro), $d_w = \sqrt{l_w^2 + h_w^2}$ è la sua lunghezza, e $\theta = \arctan(h_w/l_w)$ è la sua inclinazione rispetto all'orizzontale. La flessibilità $1/k_C$ del telaio con deformazione flessionale vale:

$$\frac{1}{k_C} = \frac{h^3}{12E_c I_p} \cdot \frac{3I_t h + 2I_p l}{6I_t h + I_p l}$$

dove I_t è il momento d'inerzia della sezione della trave. Gli altri simboli conservano il significato già specificato. La combinazione delle flessibilità in parallelo dell'arco a tre cerniere e del telaio fornisce la rigidezza k_t del portale tamponato:

$$k_t = \left(\frac{1}{k_A} + \frac{1}{k_B} \right)^{-1} + \left(\frac{1}{k_C} \right)^{-1} = \frac{k_A(k_B + k_C) + k_B k_C}{k_A + k_B}$$

Si noti che trascurando la deformabilità assiale del pilastro teso (cioè per $k_A \rightarrow \infty$) la rigidezza del telaio tamponato si riduce alla somma della rigidezza orizzontale k_B del puntone con la rigidezza a flessione k_C del telaio.

Riguardo all'altezza b_w della sezione del puntone (indicata con w in figura 3.3a), espressa in rapporto alla lunghezza d_w della diagonale del pannello (d_m in figura 3.3a), le istruzioni delle norme sismiche italiane propongono forfettariamente il valore di 1/10 [64, all. 2]. Si trovano però indicazioni diverse, come 1/5 [84, pag. 115] oppure 1/4 [83, pag. 588], quest'ultimo suggerimento finalizzato a determinare, pur se in misura volutamente conservativa, il periodo proprio del telaio tamponato. Si ricorda che Holmes in origine assunse arbitrariamente il valore di 1/3 [44]. In verità, il rapporto b_w/d_w deve essere correlato alla lunghezza di

contatto col telaio ed alle condizioni del muro, in particolare è importante l'entità della fessurazione e del degrado. Esemplicando, l'altezza della sezione del puntone equivalente può risultare notevole quando deve simulare la rigidità iniziale a taglio di un pannello che, nella sostanza, è ancora integro. Al contrario, l'altezza della sezione può apparire modesta in condizioni prossime alla rottura, quando lo scorrimento dei giunti è incipiente oppure quando gli angoli del pannello sono schiacciati e l'irrigidimento è dovuto solo al contrasto operato dal muro in prossimità del centro degli elementi strutturali.

E' interessante approfondire il discorso passando in rassegna alcuni metodi di previsione del rapporto b_w/d_w proposti in letteratura. I numerosi lavori pubblicati a partire dai primi anni '60 si fondano molto spesso sull'analogia della trave sul suolo elastico: la trave corrisponde all'elemento strutturale, in genere il pilastro, e l'appoggio continuo al pannello di muratura. Le relazioni teoriche sono corrette su base empirica sia per le notevoli idealizzazioni sia per la non-linearità. Più di recente l'identificazione del puntone è avvenuta con analisi numeriche dettagliate agli elementi finiti. Stafford-Smith è stato tra i primi autori a studiare l'argomento [92]. Egli esamina il comportamento di piccoli telai di acciaio di forma quadrata, con malta al loro interno, e confronta i risultati sperimentali con la lunghezza teorica α di contatto (z in figura 3.3a), calcolata secondo l'analogia elastica di cui sopra:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (3.13)$$

λ è il parametro della rigidità relativa fra il telaio ed il pannello di chiusura:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}} \quad (3.14)$$

L'altezza della sezione del puntone equivalente al pannello risulta essere:

$$b_w = 2\alpha \sin \theta = \frac{\pi}{\lambda} \sin \theta \quad (3.15)$$

Mainstone estende il metodo ai pannelli rettangolari [53]. Con riferimento ai telai di calcestruzzo armato con muratura di laterizio, egli trova rispettivamente per la condizione di prima fessurazione, per una condizione intermedia (rigidità equivalente secante) e per la condizione ultima le seguenti espressioni empiriche:

$$\frac{b_w}{d_w}(\text{fess.}) = 0.76 \sin(2\theta) \left(\frac{E_w t_w h^4 \sin(2\theta)}{E_c I_p h_w} \right)^{-0.22} \quad (3.16)$$

$$\frac{b_w}{d_w}(\text{equiv.}) = 0.20 \sin(2\theta) \left(\frac{E_w t_w h^4 \sin(2\theta)}{E_c I_p h_w} \right)^{-0.1} \quad (3.17)$$

$$\frac{b_w}{d_w}(\text{ult.}) = 0.192 \sin(2\theta) \left(\frac{E_w t_w h^4 \sin(2\theta)}{E_c I_p h_w} \right)^{-0.1} \quad (3.18)$$

Klingner & Bertero riprendono una formula proposta in precedenza da Mainstone & Weeks [54], impiegandola nell'analisi di modelli in scala di 1:3. Precisamente, Klingner & Bertero adottano la relazione [50, 51]:

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.175(\lambda h)^{-0.4} \quad (3.19)$$

La formula è applicata a campioni di tipologia diversa: pareti intelaiate di calcestruzzo armato, telai tamponati con blocchi di calcestruzzo e telai tamponati con laterizio. Durrani & Luo correggono la formula di Mainstone sulla base di analisi numeriche dettagliate agli elementi finiti [24]. Inoltre, calibrano un fattore riduttivo per l'altezza della sezione della biella da applicare nel caso di tamponatura con apertura concentrica. La loro formula per le tamponature piene si scrive:

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.32 \sin^{1.5}(2\theta) \left(\frac{E_w t_w h^4}{m E_c I_p h_w} \right)^{-0.1} \quad \text{dove } m = 6 \left(1 + \frac{6}{\pi} \arctan \frac{I_t h}{I_p l} \right) \quad (3.20)$$

Anche Bertoldi, Decanini & Gavarini e Decanini *et al.* propongono un modello per le tamponature piene e con le aperture, convalidandolo sia con analisi numeriche non-lineari agli elementi finiti, effettuate col codice ADINA, sia con risultati sperimentali [3, 20]. Gli esperimenti riguardano telai tamponati e muratura intelaiata. Il rapporto b_w/d_w viene calibrato per essere rappresentativo dello stato di fessurazione completa e stabilizzata del pannello sottoposto azioni cicliche, ottenendo per le tamponature piene la seguente espressione semi-empirica:

$$\frac{b_w}{d_w} = \frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \quad (3.21)$$

I valori dei parametri K_1 e K_2 identificati dagli autori sono riportati nella tabella 3.1 in funzione del prodotto adimensionale λh . A loro volta, Flanagan, Tenbus & Bennet fissano l'attenzione sul comportamento del pannello oltre il limite elastico [39]. Lo studio considera telai di acciaio con muratura strutturale di laterizio e conduce a modificare l'espressione 3.13 di Stafford-Smith per la lunghezza di contatto in:

$$\alpha = \frac{\pi}{C\lambda} \leq 0.2h_w \quad (3.22)$$

Il parametro C è tabulato dagli autori e varia, al crescere dello spostamento orizzontale e del danno nel muro, da 7 (prima fessurazione diagonale della malta)

	$\lambda h < 3.14$	$3.14 < \lambda h < 7.85$	$\lambda h > 7.85$
K_1	1.3	0.707	0.47
K_2	-0.178	0.01	0.04

Tab. 3.1: Parametri del modello di Bertoldi, Decanini & Gavarini.

a 18 (rottura dei mattoni agli angoli del pannello). L'altezza della sezione del puntone è:

$$b_w = \frac{\alpha}{\cos \theta} \quad (3.23)$$

Kadir estende alla trave la valutazione della lunghezza di contatto [45]. Egli introduce il parametro λ_t del tutto analogo a λ (equazione 3.14):

$$\lambda_t = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_t l_w}} \quad (3.24)$$

L'altezza della sezione della biella equivalente vale:

$$b_w = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{1}{4\lambda^2} + \frac{1}{\lambda_t^2}} \quad (3.25)$$

In funzione degli stessi parametri λ e λ_t Dawe & Seah suggeriscono invece [19]:

$$b_w = \frac{2}{3} \pi \left(\frac{\cos \theta}{\lambda} + \frac{\sin \theta}{\lambda_t} \right) \quad (3.26)$$

Infine, Saneinejad & Hobbs definiscono la rigidezza secante al carico massimo del portale tamponato sulla base della resistenza allo schiacciamento degli angoli del pannello, con la seguente relazione empirica derivata da analisi non-lineari agli elementi finiti [90]:

$$k_{t\text{sec}} = \frac{F_t(\text{schiacc. angoli})}{5.8\varepsilon_w h \cos \theta \left(\frac{\alpha_p^2}{h^2} + \frac{\alpha_t^2}{l^2} \right)^{0.333}} \quad (3.27)$$

$\varepsilon_w = 0.2\%$ rappresenta la deformazione della muratura in corrispondenza della tensione di picco in compressione monoassiale e α_p e α_t sono rispettivamente le lunghezze di contatto fra il pilastro ed il muro e fra la trave ed il muro. La resistenza F_t allo schiacciamento degli angoli e le lunghezze di contatto vengono calcolate come sarà specificato nel paragrafo 3.3, dedicato alla valutazione della resistenza del portale tamponato. Secondo gli autori la rigidezza iniziale vale il doppio della rigidezza secante. Inoltre, l'altezza b_w è correlata al carico minimo fra il carico di schiacciamento al centro ed il carico di rottura degli angoli del pannello:

$$b_w = \frac{\sigma_p \alpha_p \left(1 - \frac{\alpha_p}{h} \right) + \mu \sigma_t \alpha_t}{0.6 \phi f_w \cos \theta} \leq \frac{\frac{1}{2} f_{wa} h_w}{0.6 \phi f_w \cos \theta}$$

Anche il significato dei nuovi simboli introdotti con quest'ultima relazione verrà spiegato nel paragrafo 3.3.

3.2.1 Applicazione ai campioni di Colangelo et al.

La tabella 3.2 raccoglie, nella parte superiore, le misure della rigidezza dei campioni studiati da Colangelo *et al.*. Innanzitutto, è riportata la rigidezza iniziale k_{no} dei portali di calcestruzzo armato privi della tamponatura. Essa è stata misurata mediante prove cicliche sui campioni ‘C1’, ‘L1’ e ‘N1’, mentre per i campioni ‘C2’, ‘L2’ e ‘N2’ la stessa rigidezza è stata stimata in base alla rigidezza del campione gemello, in proporzione ai moduli elastici normali dei rispettivi calcestruzzi. Le prove cicliche sono state svolte limitando opportunamente l’ampiezza massima dello spostamento, attorno al valore di 0.5 per mille dell’altezza dei provini. Questo in modo da essere certi di non danneggiare i campioni, per i quali era stato calcolato uno spostamento variabile da 2.8 (campione ‘C2’) a 3.9 per mille (campione ‘L2’) in corrispondenza dello snervamento dell’acciaio.

Le righe successive della tabella 3.2 mostrano la rigidezza iniziale k_{to} dei campioni con la tamponatura integra e la rigidezza k_{tf} dei campioni con la tamponatura fessurata. Entrambe le rigidezze sono state misurate su tutti i provini. La rigidezza k_{to} è stata ottenuta con prove cicliche analoghe a quelle svolte con i campioni nudi, ma con l’ampiezza massima ridotta a 0.14 per mille. Questo valore, che forse appare troppo prudenziale, si è rivelato invece adeguato quando, durante le prove pseudodinamiche, la prima fessurazione del muro si è verificata con uno spostamento relativo compreso tra 0.22 (campione ‘C2’) e 0.29 per mille (campione ‘C1’), come riporta la tabella 2.4. La rigidezza k_{tf} è stata misurata nel corso delle prove pseudodinamiche in corrispondenza del primo raggiungimento di uno spostamento relativo di 1 per mille. In tale fase, una chiara variazione di pendenza era visibile nel diagramma forza-spostamento rispetto alla rigidezza iniziale. Tuttavia, il degrado della tamponatura poteva definirsi medio-basso a giudicare dall’aspetto.

L’esame dei rapporti delle rigidezze dei campioni tamponati con le rigidezze dei campioni nudi, k_{to}/k_{no} e k_{tf}/k_{no} in tabella 3.2, conferma la grande influenza

		campione						
		‘C1’	‘C2’	‘L1’	‘L2’	‘N1’	‘N2’	
	k_{no}	[kN/mm]	21.8	22.3	24.5	24.1	18.2	22.3
	k_{to}	[kN/mm]	224	191	203	218	189	226
	k_{tf}	[kN/mm]	61.4	43.8	45.1	56.5	40.5	49.0
	k_{to}/k_{no}		10.3	8.6	8.3	9.0	10.3	10.1
	k_{tf}/k_{no}		2.8	2.0	1.8	2.3	2.2	2.2
k_t	Fiorato, Sozen & Gamble	[kN/mm]	237	244	330	341	360	367
	Saneinejad & Hobbs	[kN/mm]	27.3	27.7	27.8	28.2	32.0	33.2

Tab. 3.2: Rigidezza dei campioni.

delle tamponature sulla rigidezza delle costruzioni, anche nel caso di muri realizzati coi mattoni forati. Infatti, la rigidezza dei provini aumenta in media di un fattore 9.4 col muro integro, e di un fattore 2.2 col muro fessurato. Un po' a sorpresa, non emergono differenze sostanziali tra i campioni 'C' ed i campioni 'L' e 'N', di aspetto più tozzo.

La parte inferiore della tabella 3.2 fornisce le previsioni della rigidezza secondo i modelli di Fiorato, Sozen & Gamble (equazione 3.12) e di Saneinejad & Hobbs (doppio della rigidezza secante espressa con l'equazione 3.27). La prima formulazione è applicata usando i moduli elastici normali a compressione nella direzione verticale. I moduli sono stimati modificando i moduli elastici verticali E_{wv} misurati nelle prove sui muretti in proporzione al rapporto della resistenza della tamponatura di ciascun portale con la resistenza dei muretti. Entrambe le resistenze del rapporto suddetto sono calcolate utilizzando la formula 3.5 di Tassios con la resistenza misurata per i mattoni sciolti e con la resistenza misurata per la malta della tamponatura di ogni portale. Come mostrato nel paragrafo 3.1.1, la formula 3.5 di Tassios si è rivelata la più attendibile per tali previsioni. Un'operazione analoga conduce ai valori dei moduli di taglio G_w per i vari campioni, a partire dalle misure effettuate nelle prove di compressione diagonale.

E' significativo confrontare le rigidezze k_t secondo il modello di Fiorato, Sozen & Gamble, basato sulla perfetta aderenza del pannello col telaio, con le rigidezze k_{to} misurate sui campioni con le tamponature integre. Il paragone indica che solo per i provini 'C', di aspetto più snello, la rigidezza calcolata si avvicina a quella misurata, mentre per gli altri provini il modello di mensola composita sovrastima di parecchio la rigidezza iniziale. Al contrario, il modello di Saneinejad & Hobbs, le cui stime sono nell'ultima riga della tabella 3.2 commette un errore in notevole difetto. Le sue previsioni risultano essere confrontabili solo con le rigidezze k_{tf} misurate dopo la fessurazione del muro.

La semplificazione di considerare la rigidezza del telaio tamponato come la somma della rigidezza del muro con la rigidezza del telaio può essere adottata per derivare l'altezza del puntone equivalente secondo le misure sperimentali. Infatti, il modulo tangenziale G_w della tamponatura vale:

$$G_w = \frac{1.2h_w}{t_w l_w} \cdot (k_{to} - k_{no})$$

Confrontando poi gli spostamenti di snervamento dei telai con quelli di fessurazione dei muri, si deduce che i portali si trovavano senza dubbio in campo elastico al momento della fessurazione delle tamponature. Quindi, dalla misura della rigidezza dei campioni col muro fessurato è possibile risalire alla rigidezza assiale del puntone diagonale ideale, equivalente alla tamponatura:

$$\frac{E_w d t_w b_w}{d_w} \cos^2 \theta = k_{tf} - k_{no}$$

	campione					
	'C1'	'C2'	'L1'	'L2'	'N1'	'N2'
misure (i)	1/6.9	1/10.9	1/10.3	1/7.6	1/9.8	1/9.0
misure (ii)	1/5.3	1/10.1	1/11.3	1/7.4	1/11.5	1/9.8
Mainstone (fess.)	1/4.5	1/4.5	1/4.8	1/4.9	1/5.0	1/4.9
Mainstone (equiv.)	1/8.9	1/8.9	1/9.8	1/9.8	1/9.9	1/9.9
Mainstone (ult.)	1/9.3	1/9.3	1/10.2	1/10.3	1/10.4	1/10.3
Klingner & Bertero	1/8.6	1/8.6	1/8.3	1/8.4	1/8.5	1/8.4
Durrani & Luo	1/4.3	1/4.3	1/5.1	1/5.1	1/5.2	1/5.2
Bertoldi <i>et al.</i>	1/3.4	1/3.4	1/3.1	1/3.1	1/3.2	1/3.2
Flanagan <i>et al.</i> (fess.)	1/7.3	1/7.3	1/9.3	1/9.4	1/9.6	1/9.5
Flanagan <i>et al.</i> (ult.)	1/18.8	1/18.9	1/23.9	1/24.2	1/24.7	1/24.4
Saneinejad & Hobbs	1/4.7	1/4.8	1/6.3	1/6.5	1/4.9	1/4.8

Tab. 3.3: Altezza della sezione del puntone equivalente.

dove E_{wd} è il modulo elastico in direzione diagonale. Le due relazioni precedenti consentono di ricavare il rapporto b_w/d_w se forfettariamente si assume $E_{wd} = G_w/0.4$ (che corrisponde ad un coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$ per un materiale isotropo), come suggerito ad esempio dalle norme italiane sulle murature [60]. I rapporti così stimati sono elencati nella tabella 3.3, contraddistinti con (i).

Si ottengono risultati analoghi con una valutazione alternativa e semplicistica dei moduli E_{wd} per i vari campioni. Essa consiste nel modificare i moduli elastici orizzontali E_{wh} misurati nelle prove sui muretti in proporzione al rapporto della resistenza delle tamponature dei portali con la resistenza dei muretti, come già spiegato per i moduli verticali E_{wv} . E' noto che per un materiale ortotropo in uno stato di tensione biassiale il modulo elastico normale E_θ nella direzione inclinata di θ rispetto all'orizzontale vale [89, par. 1.6.4]:

$$E_\theta = \left[\frac{1}{E_h} \cos^4 \theta + \frac{1}{E_v} \sin^4 \theta + \left(\frac{1}{G} - 2 \frac{\nu_{hv}}{E_v} \right) \sin^2 \theta \cos^2 \theta \right]^{-1} \quad (3.28)$$

Per semplicità si derivano invece i moduli elastici E_{wd} mediante un'interpolazione lineare fra i valori di E_{wv} e di E_{wh} di ciascuna tamponatura, in funzione dell'angolo d'inclinazione della diagonale del muro sull'orizzontale. La tabella 3.3 riporta nella seconda riga i risultati ottenuti per b_w/d_w seguendo tale procedimento, contrassegnandoli con (ii). Come anticipato, i valori differiscono di poco dai precedenti, fatta eccezione per il campione 'C1'.

La stessa tabella 3.3 mostra i rapporti b_w/d_w calcolati applicando, fra i criteri elencati, quelli più significativi per i campioni di Colangelo *et al.*. Per il modulo E_w si è impiegato, quando necessario per valutare il rapporto suddetto, il valore derivato grossolanamente dall'interpolazione nella direzione diagonale.

Si nota innanzitutto che il modello di Mainstone non indica differenze marcate tra le condizioni intermedie ed ultime. Al contrario, i rapporti relativi alla prima fessurazione appaiono apprezzabilmente maggiori. I risultati calcolati per le condizioni intermedie e, soprattutto, ultime mostrano rispondenza ai rapporti b_w/d_w stimati sulla base delle misure. Si è già scritto però che le tamponature dei campioni non apparivano molto danneggiate al momento della misura. Inoltre, il campione ‘C1’ e, in minor misura, il campione ‘L2’ fanno eccezione. L’espressione di Klingner & Bertero concorda con quella di Mainstone per la condizione secante equivalente, pur con rapporti leggermente più alti ed uniformi per i vari campioni. Durani & Luo, che avevano calibrato numericamente il loro modello, prevedono rapporti confrontabili con quelli di Mainstone alla fessurazione. Saneinejad & Hobbs indicano valori simili ai precedenti, soprattutto per i campioni ‘C’ e ‘N’. Inaspettatamente, il metodo di Bertoldi, Decanini & Gavarini indica valori ancora maggiori, pur essendo stato tarato per rappresentare il comportamento sotto carichi ciclici, in uno stato di fessurazione completa e stabilizzata. Al proposito bisogna osservare che la formula 3.21, graficata, appare sensibile al rapporto b_w/d_w quando esso è piccolo e per i campioni il rapporto vale al massimo 2.8 (si confronti con la tabella 3.1). Infine, si sottolinea l’anomalia dei risultati di Flanagan, Tenbus & Bennet, sia alla fessurazione sia nelle condizioni ultime. Probabilmente il motivo si trova nel fatto che il loro metodo è stato formulato con telai di acciaio e muratura strutturale di laterizio, laddove la maggiore rigidità relativa del pannello conduce a lunghezze di contatto minori.

L’ultima osservazione conferma ulteriormente la necessità di una qualificazione specifica per i materiali in questione, come già sottolineato nel paragrafo precedente. Nel complesso, l’impressione che nasce dall’esame dei risultati nelle tabelle 3.2 e 3.3 è che le stime a priori non possono essere fatte con confidenza. Al contrario, anche le previsioni del modello più affidabile possono venire invalidate dalla dispersione della rigidità effettiva dei telai tamponati: si confrontino le misure relative ai campioni C1’ e ‘L1’ con quelle dei campioni C2’ e ‘L2’, nominalmente identici.

3.3 Resistenza del portale tamponato

Così come si individua un puntone equivalente alla tamponatura in termini di rigidità, è spontaneo identificare la resistenza del pannello con la resistenza a compressione della biella diagonale ideale. Dawe & Seah adottano tale approccio semplificato per valutare la resistenza della muratura di calcestruzzo inserita in telai di acciaio [19]. Panagiotakos & Fardis applicano la stessa formulazione elementare alle tamponature di laterizio [78]. Secondo il criterio in considerazione, una volta stabilite le dimensioni della sezione del puntone equivalente (equazione 3.26), la forza normale di rottura della biella si ottiene moltiplicando l’area della sezione per la tensione tangenziale ultima misurata nella prova di compres-

sione diagonale, coincidente con la tensione normale media sul piano diagonale del muretto oggetto della prova (paragrafo 3.1). La resistenza orizzontale F_w della tamponatura coincide con la proiezione orizzontale della forza suddetta:

$$F_w = f_{ws} t_w b_w \cos \theta \quad (3.29)$$

Un approccio simile è seguito da diversi autori, ad esempio da Mehrabi *et al.* [56, par. 5.3.5] e da Paulay & Priestley [83, pag. 591]. Quest'ultimi suggeriscono per il carico di schiacciamento proiettato nella direzione orizzontale l'espressione:

$$F_w = \frac{2}{3} f_{wh} t_w \alpha$$

dove α è la lunghezza di contatto fra il pilastro ed il pannello secondo Stafford-Smith (equazioni 3.13 e 3.14) ed il fattore $2/3$ corrisponde ad una distribuzione parabolica delle pressioni lungo la lunghezza stessa.

E' ovvio che una stima siffatta risulta attendibile solo se la rottura consiste davvero nello schiacciamento della muratura, al centro oppure agli angoli del pannello. Tuttavia, le modalità di crisi della tamponatura possono essere ben diverse dalla rottura a compressione, come si vedrà in dettaglio fra breve. Pertanto, in generale è necessario stimare i carichi ultimi associati ai vari meccanismi di rottura ed identificare la resistenza del pannello col carico minimo. Si prendono qui in considerazione quattro modelli semplificati proposti proprio con l'obiettivo di prevedere selettivamente il meccanismo ultimo di una tamponatura in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della tamponatura stessa e degli elementi strutturali.

Il primo modello è quello di Mehrabi *et al.* [56], elaborato sulla base dei precedenti lavori di Fiorato, Sozen & Gamble [38] e di Liauw & Kwan [52]. La formulazione è applicata dagli autori a telai di calcestruzzo armato tamponati con blocchi di calcestruzzo pieni e forati. Lo studio esamina le modalità di rottura del portale tamponato nell'insieme, accoppiando il meccanismo ultimo del telaio con il tipo di collasso del muro. Nel complesso, si fornisce un quadro quasi esaustivo dei meccanismi di rottura osservati nei telai tamponati. I tipi di rottura classificati sono illustrati in figura 3.4. Vengono individuate cinque tipologie diverse per la crisi del portale tamponato, ciascuna delle quali comprende vari sottocasi:

- A** rottura per la flessione del portale tamponato: la struttura ed il pannello nell'insieme, comportandosi come una mensola, se di geometria relativamente snella entrano in crisi alla base, per la trazione del pilastro e della muratura *a monte* e per lo schiacciamento della zona compressa;
- B** rottura per il lesionamento orizzontale a metà altezza della tamponatura: formatasi la frattura orizzontale, le due metà del pannello, notevolmente rigide nel piano, assorbono gran parte degli sforzi nelle membrature in basso

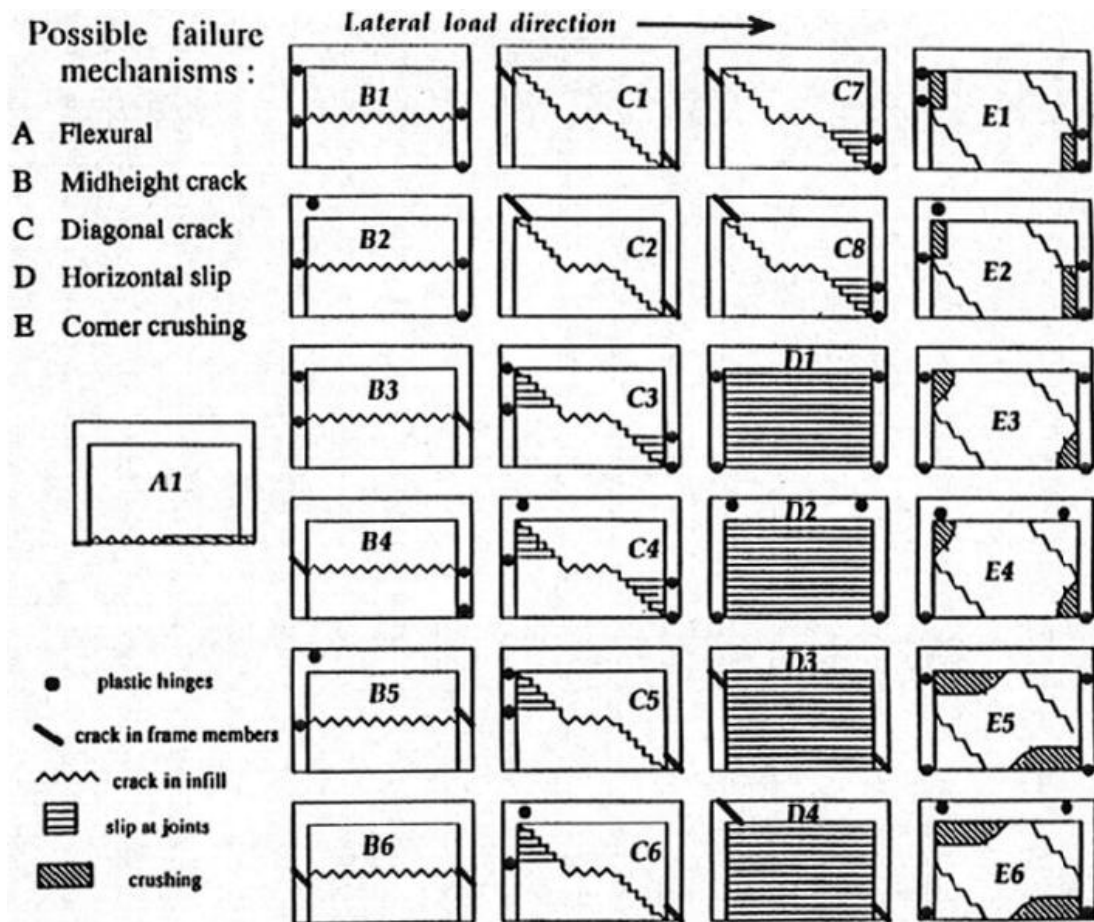


Fig. 3.4: Modalità di rottura dei portali tamponati (da [56]).

a monte ed in alto *a valle*, perciò la crisi si manifesta nelle regioni opposte della struttura, quelle soggette alle deformazioni;

- C** rottura per la fessurazione diagonale della tamponatura: il pannello si lesiona per intero lungo l'altezza, quindi o subentra la rottura per taglio del telaio se la stessa frattura prosegue attraverso gli elementi strutturali, oppure lo scorrimento lungo i giunti orizzontali in prossimità degli angoli dà luogo alla formazione di cerniere plastiche;
- D** rottura per lo scorrimento orizzontale lungo i giunti della tamponatura: quando la malta è di qualità scadente oppure quando l'aderenza tra la malta ed i mattoni è molto bassa, si verifica la disorganizzazione del muro nei singoli ricorsi di mattoni;
- E** rottura per lo schiacciamento della tamponatura in prossimità degli angoli dove è applicata direttamente la pressione di contatto da parte degli ele-

menti strutturali, lungo i pilastri oppure lungo la trave, con contemporanea presenza di lesioni inclinate nella direzione delle isostatiche di compressione nel muro.

Non viene rappresentato il caso in cui la tamponatura si schiaccia nella parte centrale, come osservato ad esempio nei campioni ‘C’ studiati da Colangelo *et al.* (paragrafo 2.3). Infatti, è vero che le tensioni sono maggiori in prossimità degli angoli caricati, prima che esse si diffondano all’interno del pannello, tuttavia la zona centrale si danneggia e può indebolirsi per la formazione delle lesioni iniziali inclinate per taglio. Quindi è possibile che la crisi si inneschi proprio lì. Ad eccezione della prima modalità di rottura, che in effetti non presenta varianti, si distinguono le situazioni in cui nel telaio si verifica la rottura delle sezioni per flessione oppure per taglio, nel pilastro oppure nella trave, nelle varie combinazioni possibili. Ad esempio, relativamente al meccanismo ‘B’ in figura 3.4 sono rappresentati i sottocasi:

- B1** formazione di cerniere plastiche nei pilastri;
- B2** formazione di cerniere plastiche nei pilastri e nella trave;
- B3** formazione di cerniere plastiche nel pilastro *a monte* e rottura a taglio dell’altro pilastro;
- B4** formazione di cerniere plastiche nel pilastro *a valle* e rottura a taglio dell’altro pilastro;
- B5** formazione di cerniere plastiche nel pilastro e nella trave *a monte* e rottura a taglio dell’altro pilastro;
- B6** rottura a taglio di entrambi i pilastri.

Fra i numerosi meccanismi di rottura possibili appena elencati, Mehrabi *et al.* selezionano i cinque più frequenti (figura 3.5) e valutano i relativi carichi ultimi sul portale tamponato. Il primo meccanismo consiste nella formazione di una frattura orizzontale lungo il giunto a metà altezza del pannello e di due cerniere plastiche in ciascun pilastro, una all’estremità e l’altra al centro, in corrispondenza della lesione nel muro. La resistenza orizzontale del portale tamponato è derivata sommando la resistenza allo scorrimento del pannello fratturato con le forze di taglio nei pilastri in equilibrio coi loro momenti plastici (schema in alto in figura 3.6):

$$F_t(1) = \frac{\mu_r P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_{wv}}} \cdot \frac{t_w l_w}{1 - \mu_r \frac{h}{l}} + \frac{4}{h} \left(M_p^{(N-\Delta N)} + M_p^{(N)} \right)$$

dove μ_r è il coefficiente di attrito del giunto in fase di scorrimento, P è il carico verticale applicato sul portale tamponato, $M_p^{(N-\Delta N)}$ (M_{pct} in figura 3.6) è il momento plastico del pilastro soggetto allo sforzo normale $N - \Delta N$, sul quale il puntone ideale contrasta alla testa, ed infine $M_p^{(N)}$ è il momento plastico dell’altro

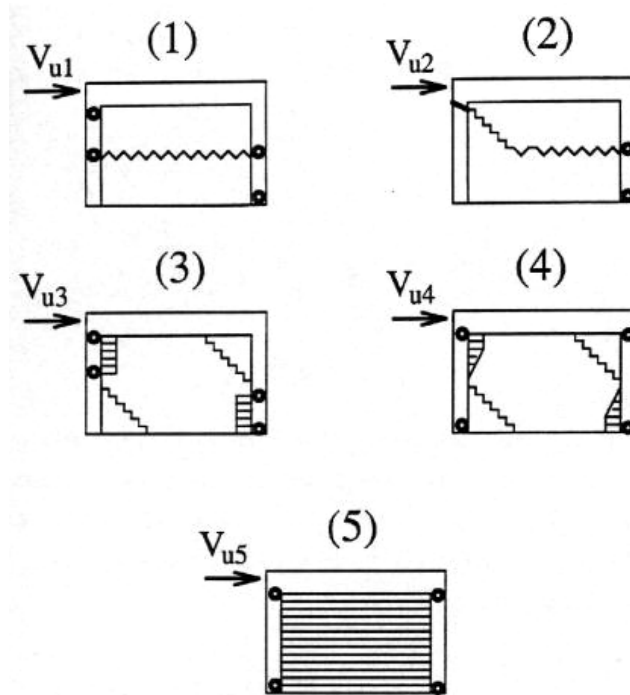


Fig. 3.5: Meccanismi resistenti dei portali tamponati (da [56]).

pilastro (M_{pc} in figura 3.6). Il contributo resistente del muro deriva dall'espressione del carico di prima fessurazione del giunto orizzontale secondo il criterio di Mohr-Coulomb. Nei dettagli, per valutare l'azione verticale di compressione si ricorre allo schema reticolare in figura 3.7: si assume come carico verticale sulla tamponatura la somma della componente verticale dello sforzo normale sul puntone equivalente (P_{wl} in figura 3.7) con l'aliquota gravante sul pannello del carico gravitazionale complessivo P (P_{wv} in figura 3.7). Il carico di prima fessurazione vale allora:

$$F_w(\text{fess. giunto}) = \left(c_w + \frac{\mu_0 P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_{wv}}} \right) \frac{t_w l_w}{1 - \mu_0 \frac{h}{l}}$$

dove c_w è la coesione e μ_0 è il coefficiente di attrito iniziale del giunto. Sulla base di prove di taglio diretto sui giunti di malta, Mehrabi *et al.* indicano $c_w = 0.345\text{MPa}$ e $\mu_0 = 0.90$. Il contributo del muro alla resistenza $F_t(1)$ si ottiene sopprimendo la coesione, essendo la frattura ormai avvenuta, e sostituendo μ_0 con μ_r per tener conto del rodaggio nello scorrimento. Il secondo meccanismo di crisi differisce dal precedente in quanto la lesione del pannello è in parte inclinata, in parte orizzontale. Inoltre, il pilastro su cui la tamponatura contrasta per l'intera altezza si rompe a taglio in sommità (figura 3.5). Sulla base dello schema in basso nella figura 3.6, la resistenza del portale tamponato si esprime in questo caso con

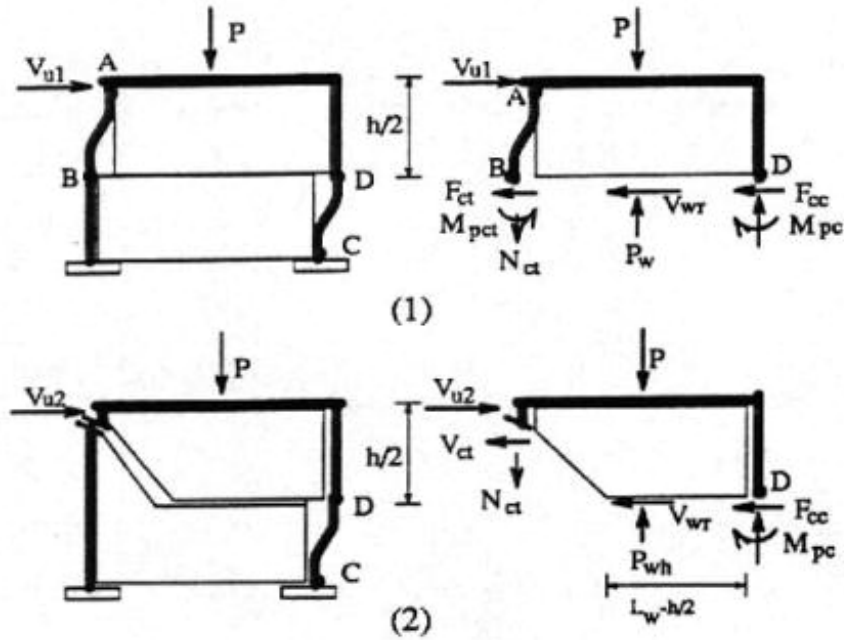


Fig. 3.6: Forze nel portale tamponato nei meccanismi (1) e (2) (da [56]).

l'espressione:

$$F_t(2) = \frac{\mu_r P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_w}} \cdot \frac{t_w l_w}{1 - \mu_r \frac{h}{2l}} + V_p + \frac{4}{h} M_p^{(N)}$$

Il contributo del muro è ridotto rispetto al meccanismo precedente perché si assume che la metà dell'azione orizzontale sia assorbita dalla porzione inferiore del muro, senza originare tensioni verticali di compressione lungo la frattura. V_p è la resistenza a taglio della regione critica del pilastro, che gli autori valutano secondo le disposizioni ACI 318-89 in funzione della staffatura e della resistenza del calcestruzzo. La terza modalità di rottura prevede la formazione di quattro cerniere plastiche all'estremità ed in prossimità del centro dei pilastri, analogamente al primo meccanismo, e lo schiacciamento della muratura a contatto del tratto di pilastro che ruota plasticamente (figura 3.5 e schema a sinistra in figura 3.8). Sotto l'ipotesi di assenza di forze di scorrimento fra la trave ed il pannello e di uniformità della pressione di contatto fra il pilastro ed il muro, l'equazioni di equilibrio forniscono la lunghezza y del tratto di muro plasticizzato ed il valore del carico ultimo:

$$F_t(3) = 2\sqrt{f_{wh} t_w M_p^{(N-\Delta N)}}$$

Il quarto meccanismo, per il quale le azioni sono evidenziate nello schema a destra in figura 3.8, considera la formazione di quattro cerniere plastiche all'estremità dei

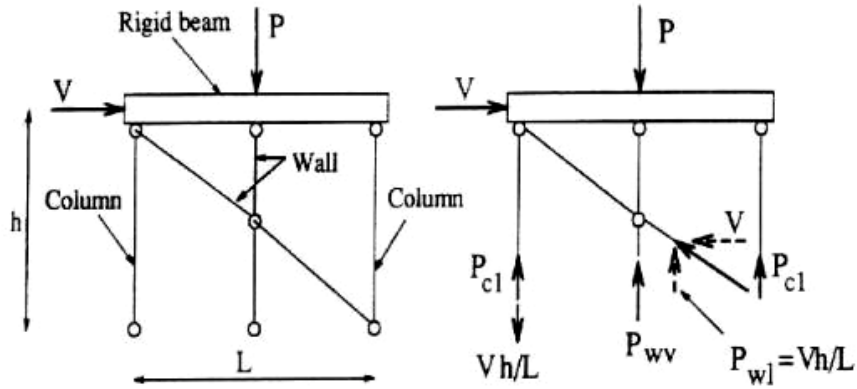


Fig. 3.7: Forze verticali nel portale tamponato (da [56]).

pilastri e lo schiacciamento della tamponatura agli angoli, per un tratto verticale pari alla lunghezza di contatto α secondo Stafford-Smith (equazioni 3.13 e 3.14). Assumendo un andamento parabolico per la pressione di contatto sulla muratura, l'equazioni di equilibrio conducono alla formula:

$$F_t(4) = \left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha}{2h} \right) f_{wh} t_w \alpha + \frac{4}{h} M_p^{(N-\Delta N)}$$

Infine, il quinto meccanismo di rottura è simile al primo, ma prevede lo scorrimento lungo diversi giunti orizzontali della muratura e, di conseguenza, le cerniere plastiche si formano agli estremi dei pilastri (figure 3.5 e 3.9). Il telaio plasticizzato ed il pannello sono schematizzati come elementi in parallelo che esplicano la resistenza:

$$F_t(5) = \frac{\mu_r P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_{wv}}} \cdot \frac{t_w l_w}{1 - \mu_r \frac{h}{l}} + \frac{2}{h} \left(M_p^{(N-\Delta N^*)} + M_p^{(N+\Delta N^*)} \right)$$

dove ΔN^* è la variazione dello sforzo normale nei pilastri valutata considerando il telaio sconnesso dalla tamponatura.

Come gli autori precedenti, anche Saneinejad & Hobbs fanno ricorso all'analisi limite plastica per individuare le modalità di rottura e la resistenza dei portali tamponati [90]. Però sottolineano che nel momento in cui viene sviluppata la reazione massima un meccanismo plastico completo non si è ancora formato nella struttura. Propongono allora il loro metodo come indicativo di una soluzione limite inferiore basata sul rispetto dell'equilibrio, supportata da analisi non-lineari agli elementi finiti e dal confronto con risultati sperimentali. Con riferimento alla tamponatura, i meccanismi ultimi trattati sono: lo schiacciamento degli angoli, lo schiacciamento al centro e lo scorrimento lungo un giunto orizzontale. Per gli

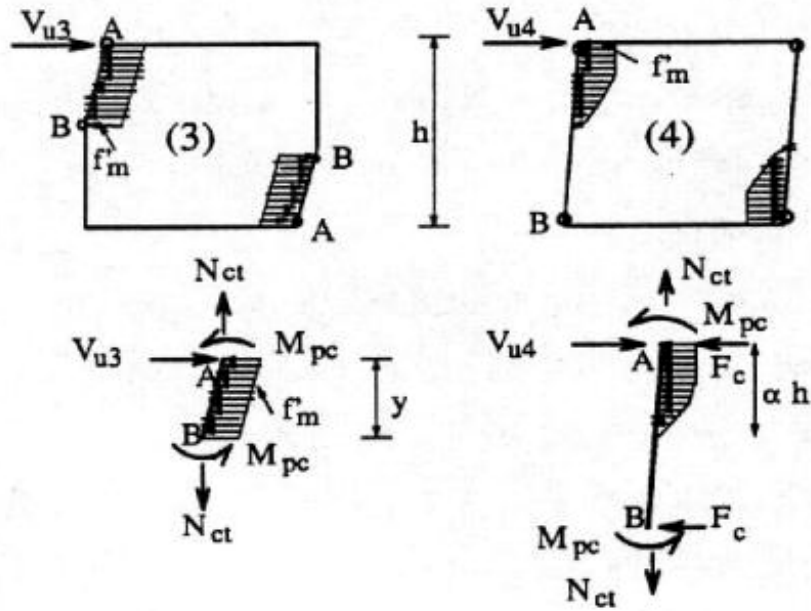


Fig. 3.8: Forze nel portale tamponato nei meccanismi (3) e (4) (da [56]).

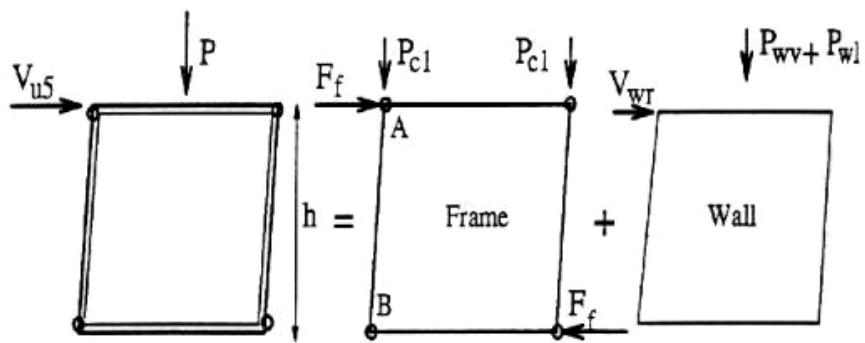


Fig. 3.9: Forze nel portale tamponato nel meccanismo (5) (da [56]).

elementi strutturali si prevede soltanto la formazione di cerniere plastiche nei nodi a contatto col pannello, mentre i nodi opposti rimangono per ipotesi in campo elastico. L'espressione che gli autori ricavano per il carico di schiacciamento degli angoli è la seguente:

$$F_t(\text{schiacc. angoli}) = \sigma_p t_w \alpha_p \left(1 - \frac{\alpha_p}{h}\right) + \mu \sigma_t t_w \alpha_t + \frac{2}{h} (\min\{M_p; M_t\} + M_j)$$

Il coefficiente di attrito μ fra il telaio ed il pannello è assunto uguale a 0.45, seguendo le disposizioni ACI 530-88. M_j indica il momento flettente elastico nei nodi che non sono a contatto col pannello; pur essendo possibile la sua valutazione, per semplicità conviene trascurarlo, considerato che l'influenza sul carico ultimo si limita a meno di 2% secondo gli autori. α_p e α_t sono rispettivamente le lunghezze di contatto fra il pilastro ed il muro e fra la trave ed il muro; piuttosto che tramite i parametri λ delle rigidezze elastiche, tali lunghezze sono ricavate da Saneinejad & Hobbs mediante l'equazioni di equilibrio alla rotazione dei tratti di elemento a contatto col pannello, imponendo un limite superiore opportuno:

$$\alpha_p = \sqrt{\frac{2}{\sigma_p t_w} (\min\{M_p; M_t\} + \beta_p M_p)} \leq 0.4h_w$$

$$\alpha_t = \sqrt{\frac{2}{\sigma_t t_w} (\min\{M_p; M_t\} + \beta_t M_t)} \leq 0.4l_w$$

I fattori β_p e β_t esprimono i momenti flettenti elastici massimi lungo il pilastro e lungo la trave, rispettivamente, in rapporto ai relativi momenti plastici M_p e M_t . σ_p e σ_t sono le tensioni di contatto fra il pilastro ed il pannello e fra la trave ed il pannello. I loro valori alla plasticizzazione sono calcolati tenendo conto dell'interazione con la tensione tangenziale di attrito secondo il criterio dell'esagono di Tresca:

$$\sigma_{p0} = \frac{0.6\phi f_w}{\sqrt{1 + 3\mu^2(h/l)^4}}$$

$$\sigma_{t0} = \frac{0.6\phi f_w}{\sqrt{1 + 3\mu^2}}$$

dove il numeratore (con $\phi = 0.65$) rappresenta la cosiddetta resistenza a compressione *efficace* della muratura. Una volta fatte le posizioni:

$$C_p = \sigma_{p0} \frac{\alpha_p h}{l^2} \left(1 - \frac{\alpha_p}{h} - \mu \frac{h}{l}\right)$$

$$C_t = \sigma_{t0} \frac{\alpha_t}{l} \left(1 - \frac{\alpha_t}{l} - \mu \frac{h}{l}\right)$$

l'equazione di equilibrio alla rotazione del pannello indica quanto segue:

$$\begin{aligned} \text{se } C_p < C_t \text{ allora } & \begin{cases} \sigma_p = \sigma_{p0} \\ \sigma_t = \sigma_{t0} C_p / C_t \end{cases} \\ \text{altrimenti} & \begin{cases} \sigma_p = \sigma_{p0} C_t / C_p \\ \sigma_t = \sigma_{t0} \end{cases} \end{aligned}$$

Tali espressioni delle tensioni dipendono a loro volta dalle lunghezze di contatto tramite C_p e C_t , quindi a rigore sarebbe necessario un procedimento iterativo per calcolare il carico di schiacciamento degli angoli. Tuttavia, Saneinejad & Hobbs suggeriscono per semplicità di considerare costanti le lunghezze di contatto, sostituendo nelle loro formule le resistenze σ_{p0} e σ_{t0} in luogo di σ_p e σ_t . Nel contempo, assumono $\beta_p = \beta_t = 0.2$, cioè considerano in ogni caso il limite superiore dei momenti flettenti elastici. Passando alla seconda modalità di rottura, la proiezione orizzontale del carico di schiacciamento al centro del pannello si scrive:

$$F_w(\text{schiacc. centro}) = \frac{1}{2} f_{wa} t_w h_w$$

f_{wa} è lo sforzo ammissibile nella tamponatura tenendo conto della snellezza; adattando le disposizioni ACI 318.1-89 per il calcestruzzo, si suggerisce:

$$f_{wa} = 0.6\phi f_w \left[1 - \left(\frac{d_{we}}{40t_w} \right)^2 \right] \quad \text{con } d_{we} = \sqrt{l_w^2 + (h_w - \alpha_p)^2}$$

Infine, la resistenza orizzontale allo scorrimento è data da un'espressione simile nella struttura a quella proposta da Mehrabi *et al.*, ma basata sull'assunzione che il carico verticale sul pannello sia uguale alla sola componente verticale dello sforzo nel puntone diagonale:

$$F_w(\text{scorrimento}) = \frac{c_w t_w l_w}{1 - \mu \frac{h_w - \alpha_p}{l_w}} \leq 1.245 t_w l_w$$

con $c_w = 1.5 \cdot 0.25 = 0.375 \text{MPa}$ secondo le disposizioni ACI 538-88 per i blocchi di calcestruzzo e con $\mu = 0.45$ come per l'attrito fra il telaio ed il pannello. Insieme con le resistenze associate ai meccanismi ultimi suddetti, Saneinejad & Hobbs indicano infine il carico di fessurazione diagonale del muro sulla base della soluzione elastica di un cubo caricato diagonalmente:

$$F_w(\text{trazione}) = 2\sqrt{2} f_{wt} t_w h_w \cos^2 \theta$$

dove la resistenza a trazione della tamponatura vale, di nuovo secondo le disposizioni ACI 318.1-89 per il calcestruzzo:

$$f_{wt} = 0.25\phi \sqrt{f_w}$$

Gli autori, che si riferiscono principalmente a pannelli di calcestruzzo armato, vedono la fessurazione diagonale come uno stato limite di servizio, mentre è chiaro che lo stesso fenomeno potrebbe essere indice della rottura per trazione diagonale nel caso della muratura non armata. Pertanto, nel seguito si calcola per i campioni studiati da Colangelo *et al.* anche il carico di fessurazione secondo Saneinejad & Hobbs, identificandolo con il carico di rottura per trazione diagonale.

Il terzo criterio preso in considerazione per la stima della resistenza della tamponatura è quello semi-empirico di Bertoldi, Decanini & Gavarini [3] già citato nel paragrafo 3.2 a proposito della valutazione della rigidezza. Esso distingue quattro possibili modalità di rottura del pannello: lo schiacciamento al centro, lo schiacciamento agli angoli, lo scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta e la rottura per trazione diagonale. Ad ogni meccanismo viene associata una tensione ultima fittizia $\sigma_w(\cdot)$, costante sulla sezione del puntone ideale, per cui la proiezione orizzontale del carico critico corrispondente a ciascuna modalità di rottura si calcola in modo elementare tramite la relazione:

$$F_w(\cdot) = \sigma_w(\cdot)t_w b_w \cos \theta$$

L'altezza b_w della sezione della biella equivalente si determina in funzione del parametro λ della rigidezza relativa fra il telaio e la tamponatura (equazione 3.21). Le resistenze fittizie associate alle varie modalità di rottura si calcolano con l'espressioni:

$$\begin{aligned} \sigma_w(\text{schiacc. centro}) &= \frac{1.16f_w \tan \theta}{K_1 + K_2 \lambda h} \\ \sigma_w(\text{schiacc. angoli}) &= \frac{1.12f_w \sin \theta \cos \theta}{K_1(\lambda h)^{-0.12} + K_2(\lambda h)^{0.88}} \\ \sigma_w(\text{scorrimento}) &= \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta)f_{wu} + 0.3\sigma_v}{b_w/d_w} \\ \sigma_w(\text{trazione}) &= \frac{0.6f_{ws} + 0.3\sigma_v}{b_w/d_w} \end{aligned}$$

dove f_{wu} indica la resistenza allo scorrimento dei giunti e σ_v è la tensione di compressione verticale sul muro prodotta dai carichi gravitazionali.

L'ultimo criterio di previsione qui considerato è la formulazione che adottano le ultime istruzioni alle norme sismiche italiane [64]. Tale formulazione deriva sostanzialmente da correlazioni empiriche proposte in origine da vari autori [2]. Si considerano tre possibili modalità di rottura: lo schiacciamento, senza distinguere se al centro oppure agli angoli del muro, lo scorrimento lungo i giunti di malta e la rottura per trazione diagonale. I corrispondenti carichi ultimi orizzontali sulla

tamponatura valgono:

$$\begin{aligned}
 F_w(\text{schiacciamento}) &= 0.8f_w \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c I_p h_w t_w^3}{E_w}} \\
 F_w(\text{scorrimento}) &= f_{ws} l_w t_w \left[\frac{0.4h_w/l_w - 0.1}{1.5} + \sqrt{1 + \left(\frac{0.4h_w/l_w - 0.1}{1.5} \right)^2} \right] \\
 F_w(\text{trazione}) &= \frac{f_{ws} l_w t_w}{0.6}
 \end{aligned}$$

dove l'espressione del carico di scorrimento orizzontale lungo il giunto è stata resa qui esplicita, a differenza della formulazione originaria.

3.3.1 Applicazione ai campioni di Colangelo *et al.*

La tabella 3.4 consente di verificare la rispondenza dei modelli di previsione richiamati prima con le evidenze sperimentali delle prove svolte sui portali tamponati da Colangelo *et al.* Essa riporta innanzitutto i carichi massimi $|F_n|_{\max}$ misurati sui campioni nudi nel corso delle prove cicliche finali a rottura. Questi valori rappresentano la resistenza dei portali di calcestruzzo armato; è possibile che le misure siano un po' in eccesso a causa dell'incrudimento dell'acciaio durante le prove pseudodinamiche anelastiche condotte in precedenza. La resistenza strutturale calcolata in base ai diagrammi momento-curvatura delle sezioni è in ottimo accordo con quella misurata per i campioni 'C', ed in eccesso del 15% circa rispetto a quella dei campioni 'L' e 'N'. L'ultimo risultato è inatteso perché lo scarto è contrario all'effetto dell'eventuale incrudimento dell'acciaio, né si può imputare ad errori di realizzazione dei campioni oppure ad una resistenza diversa dell'acciaio rispetto a quella misurata sugli spezzoni di barra, dato che lo stesso risultato si presenta per i campioni 'L' e 'N', ben diversi tra di loro. Si trova un riscontro quantitativo in letteratura, ma nel senso opposto di maggiore resistenza misurata sui provini in scala rispetto alla resistenza calcolata seguendo la metodologia usuale [57].

Le due righe successive della tabella 3.4 forniscono rispettivamente i carichi massimi $|F_t|_{\max}$ misurati sui campioni tamponati nel corso delle prove pseudodinamiche ed i rapporti con le resistenze $|F_n|_{\max}$ dei campioni nudi. Appare evidente l'incremento di resistenza dovuto alla tamponatura, pur trattandosi di telai progettati per resistere alle azioni sismiche e di muri *non strutturali* di mattoni forati.

Proseguendo nella lettura della tabella 3.4, si trova il carico di prima fessurazione ed una stima della resistenza massima della tamponatura. I valori sono ottenuti sottraendo alla reazione (misurata) del campione il contributo (calcolato) del telaio. La stima del carico di fessurazione è piuttosto precisa, in quanto il primo lesionamento si è verificato con spostamenti veramente piccoli, quando il

		campione					
		'C1'	'C2'	'L1'	'L2'	'N1'	'N2'
misure	$ F_n _{\max}$	120	122	139	136	85	122
	$ F_t _{\max}$	226	224	221	229	164	215
	$ F_t _{\max}/ F_n _{\max}$	1.9	1.8	1.6	1.7	1.9	1.8
	F_w (fessurazione)	71	48	56	67	–	62
	$ F_w _{\max}$	106-137	103-134	82-88	92-96	79-82	93-109
Dawe & Seah	F_w	141	145	164	167	136	139
Mehrabi <i>et al.</i>	F_w (fess. giunto)	474	480	469	483	390	383
	$F_t(1)$	418	423	505	515	291	350
	$F_t(2)$	433	438	567	571	304	368
	$F_t(3)$	247	249	275	277	273	313
	$F_t(4)$	234	236	259	261	274	303
	$F_t(5)$	291	295	346	357	189	208
Saneinejad & Hobbs	F_t (schiacc. centro)	148	151	140	143	154	160
	F_t (schiacc. angoli)	112	112	118	118	135	142
	F_t (scorrimento)	137	137	172	172	198	201
	F_t (trazione)	134	136	158	160	169	174
Bertoldi, Decanini & Gavarini	F_w (schiacc. centro)	272	280	281	286	310	320
	F_w (schiacc. angoli)	187	193	230	235	256	263
	F_w (scorrimento)	222	228	283	294	226	228
	F_w (trazione)	135	139	190	197	146	147
norme italiane (i)	F_w (schiacciam.)	99	111	113	125	153	170
	F_w (scorrimento)	94	94	120	120	160	160
	F_w (trazione)	136	136	184	184	245	245
norme italiane (ii)	F_w (schiacciam.)	91	94	109	112	121	125
	F_w (scorrimento)	205	211	264	273	227	230
	F_w (trazione)	297	307	404	419	348	353

Tab. 3.4: Resistenza dei campioni (in [kN]).

telaio era ancora in campo elastico (tabella 2.4). Viceversa, per il carico massimo $|F_w|_{\max}$ sulla tamponatura si indica un intervallo i cui estremi corrispondono a due situazioni particolari: la prima in cui il telaio, in condizioni ultime, offre il contributo massimo al carico totale; la seconda in cui il telaio offre il contributo esplicito all'inizio dello snervamento delle armature. Gli spostamenti che corrispondono alla reazione massima del campione indicano che la struttura ha oltrepassato di certo il proprio limite elastico, ma la precedente storia di carico non consente di conoscerne lo stato con precisione.

La tabella 3.4 indica poi le previsioni secondo i modelli richiamati prima. In alto compaiono i risultati ottenuti col metodo di Dawe & Seah, da confrontare coi carichi ultimi sperimentali $|F_w|_{\max}$. In effetti, è ragionevole verificare le previsioni di questo modello elementare, poiché il meccanismo di rottura osservato nei campioni è stato lo schiacciamento al centro per i campioni 'C', lo schiacciamento degli angoli insieme con lo scorrimento orizzontale, quest'ultimo in subordine, per

i campioni ‘L’ e lo schiacciamento degli angoli per i campioni ‘N’ (figure 2.14–2.16). La resistenza a taglio di ciascuna tamponatura è stata derivata, sulla base della resistenza a taglio dei muretti, in funzione della resistenza a compressione della rispettiva malta, estrapolando mediante la formula 3.5 di Tassios in modo analogo a come già spiegato a proposito dei moduli elastici nel paragrafo 3.2. I risultati indicano che solo per i provini ‘C’ la stima può ritenersi in accordo ragionevole con le misure; la resistenza è sovrastimata per gli altri campioni, soprattutto per quelli del tipo ‘L’.

Nell’applicare ai campioni il metodo di Mehrabi *et al.* si è assunto che la formazione delle cerniere plastiche superiori avvenisse nella trave piuttosto che nel pilastro, in accordo con l’evidenza sperimentale. Inoltre, per mantenere esplicite l’espressioni delle resistenze si è trascurato l’effetto della variazione dello sforzo normale sui momenti plastici del pilastro e della trave. Quest’ultimo quindi coincide col momento di plasticizzazione a flessione semplice della trave, indicato nel seguito con $M_t^{(0)}$. Nel secondo meccanismo tale problema non si pone perché interviene esclusivamente il momento plastico del pilastro *a valle* (figura 3.6). Pertanto le resistenze del portale tamponato nei confronti degli altri meccanismi ultimi sono state stimate come:

$$\begin{aligned}
 F_t(1) &= \frac{\mu_r P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_{wv}}} \cdot \frac{t_w l_w}{1 - \mu_r \frac{h}{l}} + \frac{2}{h} (3M_p^{(N)} + M_t^{(0)}) \\
 F_t(3) &= \sqrt{2f_{wh} t_w} (M_p^{(N)} + M_t^{(0)}) \\
 F_t(4) &= \left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha}{2h} \right) f_{wh} t_w \alpha + \frac{2}{h} (M_p^{(N)} + M_t^{(0)}) \\
 F_t(5) &= \frac{\mu_r P}{t_w l_w + 2A_p \frac{E_c}{E_{wv}}} \cdot \frac{t_w l_w}{1 - \mu_r \frac{h}{l}} + \frac{2}{h} (M_p^{(N)} + M_t^{(0)})
 \end{aligned}$$

E’ evidente che a seguito delle semplificazioni la resistenza $F_t(5)$ risulta sempre inferiore alla resistenza $F_t(1)$. I momenti plastici sono stati presi pari alla media dei momenti di snervamento ed ultimo della sezione, individuati sul diagramma momento-curvatura. Inoltre, si è assunto $\mu_r = 0.80$. Secondo Tassios i valori di μ_r sono compresi tra 0.30 e 0.80 [93, pag. 38]; Paulay & Priestley indicano il valore di 0.30 [83, pag. 590]; Saneinejad & Hobbs suggeriscono 0.45 riferendosi allo stato limite di resistenza del muro [90]. Si verifica tuttavia che se per μ_r si assumono valori dell’ordine di 0.60 o meno il meccanismo di rottura previsto diventa il quinto per tutti i provini, contrariamente ai risultati sperimentali. Con $\mu_r = 0.80$, invece, ciò rimane valido solo per i campioni ‘N’, mentre per gli altri campioni la resistenza minima è, correttamente, quella associata al quarto meccanismo, cioè allo schiacciamento degli angoli del pannello con la formazione delle cerniere plastiche alla base ed alla testa dei pilastri. La resistenza del terzo meccanismo ultimo non è molto diversa da quella del quarto; infatti, durante le prove pseudodinamiche la fessurazione dei pilastri si presentava diffusa lungo

l'altezza per un tratto significativo. Il metodo, invece, non riesce a cogliere lo scorrimento orizzontale del muro lungo il giunto di malta a metà altezza, osservato in una certa misura per i campioni 'L', né in termini di meccanismo ultimo, né in termini di carico F_w di prima fessurazione del giunto. Infine, se si confrontano le resistenze calcolate $F_t(4)$ con le resistenze misurate $|F_t|_{\max}$ si nota che la stima è buona per i campioni con la tamponatura forata verticalmente, soprattutto per i campioni 'C'. Al contrario, la resistenza è sovrastimata per i campioni 'N', a meno che non si consideri il carico $F_t(5)$ il quale, però, non corrisponde alle modalità di rottura osservate.

Proseguendo, la tabella 3.4 mostra i risultati secondo Saneinejad & Hobbs. Il carico di schiacciamento degli angoli del pannello è stato valutato usando le resistenze orizzontali e verticali delle tamponature nell'espressioni di σ_{p0} e di σ_{t0} rispettivamente. Le formule per il carico di schiacciamento al centro e per il carico di rottura a trazione diagonale sono state applicate impiegando la resistenza a compressione interpolata nella direzione diagonale del pannello. Le resistenze dell'intero portale tamponato sono state valutate in ogni caso sommando il contributo del telaio scritto così come per il carico di schiacciamento degli angoli. Si nota che il meccanismo di rottura previsto è proprio quest'ultimo, senza distinzioni tra i vari provini. Per i campioni 'C' il vero carico critico, quello di schiacciamento al centro, risulta essere addirittura il carico massimo, e analogamente succede per i campioni 'L' riguardo al carico di scorrimento orizzontale, nella realtà non troppo diverso dal carico di schiacciamento degli angoli. Confrontando le resistenze calcolate con quelle misurate ($|F_t|_{\max}$ in tabella 3.4), si osserva che soltanto per il campione 'N1' la stima è sufficientemente attendibile, mentre per gli altri campioni compare un errore grave in difetto.

Nell'ambito del criterio di Bertoldi, Decanini & Gavarini la resistenza allo scorrimento dei giunti, non misurata, è stata sostituita con la resistenza a taglio f_{ws} , senz'altro maggiore. Alla resistenza a compressione è stato attribuito il valore interpolato fra la resistenza verticale e la resistenza orizzontale. I risultati ottenuti seguono quelli di Saneinejad & Hobbs nella tabella 3.4. Purtroppo, in nessun caso viene colto il vero meccanismo di rottura: contrariamente alle indicazioni del metodo, la rottura per trazione diagonale non si è osservata affatto. Inoltre, la resistenza dei campioni 'L' e 'N' è largamente sovrastimata: questo sorprende un po' in quanto il modello, si ricorda, è calibrato espressamente per rappresentare il comportamento sotto carichi ciclici, in uno stato di fessurazione completa e stabilizzata.

Riguardo al metodo delle norme italiane, le formule richiamate prima sono state applicate in primo luogo usando l'equazione 3.11 per la resistenza a compressione delle tamponature dei campioni (risultati i in tabella 3.4). Separatamente, si sono impiegate le misure sui muretti elaborate in funzione della resistenza della malta (risultati ii nella stessa tabella). In entrambi i casi risulta correttamente

che il meccanismo di rottura per trazione diagonale deve essere escluso. Impiegando l'equazione 3.11, lo scorrimento lungo i giunti appare contemporaneo allo schiacciamento: questo risultato può considerarsi verosimile per i campioni 'L' anche se, in effetti, prevaleva lo schiacciamento, mentre è errato per gli altri provini. Viceversa, usando le misure sui muretti la modalità di rottura appare senza dubbio lo schiacciamento, il che è vero soltanto per i campioni 'C' e 'N'. In definitiva, ci si convince che i risultati *ii* sono nel complesso migliori dei precedenti confrontando le resistenze previste con quelle misurate.

In sintesi, si può concludere constatando che il modello di Mehrabi *et al.* produce i risultati più soddisfacenti nella stima della resistenza dei campioni considerati. Bisogna però osservare che pur se si riesce a cogliere l'entità del carico ultimo l'individuazione del meccanismo di crisi fra quelli possibili appare, in generale, piuttosto difficile. Infatti, il modello suddetto associa erroneamente alla resistenza dei campioni 'N' lo scorrimento lungo i giunti orizzontali. Soltanto il metodo delle norme italiane, del resto inattendibile per altri aspetti, coglie una certa contemporaneità dello schiacciamento e dello scorrimento dei giunti nei campioni 'L', a condizione che la resistenza della tamponatura si esprima con la formula 3.11 (risultati *i*). Infine, non si riesce affatto a distinguere lo schiacciamento al centro dei campioni 'C' dallo schiacciamento agli angoli dei campioni 'L' e 'N'. Si ha di nuovo la conferma che prevedere il comportamento delle tamponature è un compito che richiede la massima cautela.

3.4 Smorzamento del portale tamponato

Al fine di quantificare lo smorzamento presente nei portali nudi e tamponati in campo elastico, da idealizzare come uno smorzamento viscoso nelle analisi dinamiche, Colangelo *et al.* hanno effettuato preliminarmente prove cicliche e pseudo-dinamiche di oscillazioni libere. Tali prove hanno interessato alcuni telai quando ancora privi della tamponatura e tutti i provini dopo essere stati tamponati. La figura 3.10 mostra la storia dello spostamento ottenuta dalle prove sui campioni nudi, avendo assegnato una velocità iniziale convenientemente limitata per non danneggiarli. La tabella 3.5 riporta i rispettivi valori dello smorzamento viscoso ζ secondo il criterio del *decremento logaritmico* δ [17, par. 3.3]:

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}}$$

L'espressione precedente è stata ricavata, contrariamente al solito, senza trascurare ζ^2 rispetto a 1. Applicando la formula si ottiene uno smorzamento piuttosto alto (prima riga della tabella 3.5), considerato che le prove non hanno provocato neanche fessure visibili nel calcestruzzo. Inoltre, lo smorzamento risulta essere ancora maggiore se valutato con le ampiezze successive alle prime due. Il motivo è il comportamento in apparenza isteretico dei campioni che, sulla base dei

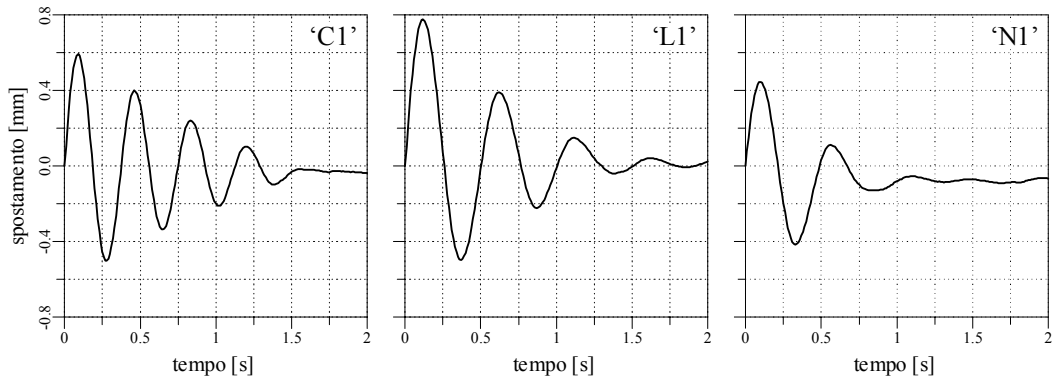


Fig. 3.10: Oscillazioni libere in campo elastico dei campioni nudi.

cicli statici forza-spostamento, sembra dovuto alla presenza di una forza di attrito [12]. Infatti, la reazione misurata si riduce improvvisamente all'inversione dei cicli, mentre l'andamento forza-spostamento è pressoché lineare nelle fasi di carico e di scarico. La caduta della forza di richiamo diventa molto evidente coi campioni tamponati e di entità tale da non poter essere attribuita all'attrito delle cerniere del castello di contrasto (figura 2.13). La dissipazione per isteresi che ne deriva non ha consentito, di fatto, un soddisfacente svolgimento delle prove pseudodinamiche di oscillazioni libere per i campioni tamponati, perciò non se ne forniscono i risultati.

Tuttavia, è possibile confrontare i portali nudi e tamponati in termini di *smorzamento equivalente* [17, par. 4.7]:

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W_{att}}{W_{el}} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{F_{att}}{F_{el}}$$

dove W_{att} è l'energia dissipata in un ciclo dalla forza di attrito F_{att} , ricavata dai diagrammi delle prove cicliche, e W_{el} rappresenta l'energia elastica massima accumulata nello stesso ciclo, quando la reazione elastica vale F_{el} . Siccome l'ampiezza dei cicli dei campioni tamponati non coincide con l'ampiezza dei cicli dei campioni nudi ed essendo entrambe le ampiezze piccole, la tabella 3.5 riporta gli

			campione					
			'C1'	'C2'	'L1'	'L2'	'N1'	'N2'
nudo	ζ	[%]	6.3	–	9.1	–	11.3	–
	ζ_{eq}	[%]	1.9	–	2.9	–	3.3	–
tamponato	ζ_{eq}	[%]	3.6	3.0	4.6	2.7	4.3	3.5

Tab. 3.5: Smorzamento dei campioni.

smorzamenti calcolati estrapolando il comportamento sperimentale fino al valore ragionevole di 1 per mille di spostamento relativo. Lo smorzamento così ottenuto è in accordo con quello attribuito alle costruzioni nelle analisi dinamiche usuali ed impiegato per ricavare gli spettri di risposta.

3.5 Modelli fenomenologici del comportamento ciclico

E' stato già anticipato che in questo lavoro si considerano soltanto i modelli *fenomenologici*, detti anche modelli globali o macro-modelli [7, cap. 5], per la simulazione della risposta sismica. La scelta è dettata dall'osservazione che le analisi sismiche non-lineari delle strutture intelaiate tamponate di complessità ordinaria non sono ancora fattibili con una discretizzazione dettagliata agli elementi finiti, a causa dell'onere computazionale davvero proibitivo. Pertanto, il lavoro presente è focalizzato sui modelli di impiego applicativo immediato. Si ritiene che in questo settore un passo importante verso la definizione di strumenti di calcolo allo stesso tempo semplici e realistici sia stato compiuto con l'accoppiamento (semplificato) del comportamento del muro nel proprio piano e fuori dal piano, formulato di recente [31].

Tuttavia, è evidente la necessità di ulteriori studi sulla calibrazione e sulla convalida dei modelli globali. In primo luogo, perché i fenomeni che essi sono chiamati a rappresentare risultano essere numerosi ed ora in esclusione ora in contemporanea l'uno con l'altro (si pensi alle varie modalità di rottura delle tamponature). L'approccio fenomenologico risulta essere economico e flessibile, ma non si può più attribuire ai parametri numerici un significato fisico chiaro ed univoco, quindi l'identificazione dei parametri nelle diverse situazioni diventa il lavoro maggiormente impegnativo. Il caso delle tamponature con aperture costituisce un esempio tipico in tal senso: bisogna modificare artificialmente le caratteristiche di un puntone equivalente che, di fatto, non trova nessun riscontro fisico se il pannello è forato [24].

Due ulteriori fattori tra loro correlati complicano la calibrazione dei macro-modelli quando si trattano le tamponature: la dispersione naturale delle caratteristiche meccaniche di materiali tradizionalmente non strutturali, quindi poco controllati, e la scarsa affidabilità dei metodi disponibili per la previsione delle caratteristiche stesse. Questi aspetti sono già stati sottolineati in precedenza, tanto al livello della proprietà basilare del materiale, la resistenza a compressione, quanto al livello delle proprietà *statiche* degli elementi, la rigidezza e la resistenza del meccanismo di rottura. E' ovvio che sorgono difficoltà ancora maggiori nella caratterizzazione del comportamento sismico, quando le proprietà meccaniche vanno definite con riferimento al comportamento ciclico degradante. In aggiunta, poiché le tamponature modificano radicalmente la resistenza e la rigidezza della costruzione, purtroppo la risposta sismica è sensibile alle incertezze suddette.

Considerando la schematizzazione del tipo *a membro a membro* oggi più frequente, il paragrafo che segue si occupa di elementi strutturali idealizzati come travi elastiche dotate di cerniere isteretiche puntiformi alle estremità (modello *a plasticità concentrata*). Si richiama un noto legame di Takeda semplificato impiegato come legge costitutiva momento-rotazione delle cerniere plastiche. Esempi di modellazione più raffinata (che ad esempio prevede la prima fessurazione del calcestruzzo, il *pinching*, il degrado della resistenza, il degrado della rigidità allo scarico, la plasticità diffusa) sono disponibili nei lavori citati nel paragrafo 1.3. La tamponatura è modellata come una coppia di puntoni diagonali equivalenti, il cui contributo individuale si esplica solo in compressione. Si richiamano sia il modello di Klingner & Bertero sia il modello di Panagiotakos & Fardis per descrivere il comportamento isteretico di tali puntoni. Il secondo dei modelli citati è abbastanza recente e prevede tutti gli aspetti principali del comportamento isteretico delle tamponature, mentre il primo costituisce un esempio di schematizzazione più elementare, e nello stesso tempo più semplice, del pannello murario. Entrambi i modelli trovano qui applicazione nel simulare la risposta pseudodinamica dei portali tamponati di Colangelo *et al.*

I modelli di Klingner & Bertero e di Panagiotakos & Fardis si possono classificare tra le leggi costitutive lineari a tratti. Come appartenenti alla stessa categoria, in aggiunta ai modelli menzionati nel paragrafo 1.3 si ricordano quelli proposti da Combescure *et al.* [31, par. 2.3.2.1], da Pires, Campos-Costa & Raposo [85] e da Valiasis, Stylianidis & Penelis [94], in seguito ripreso e perfezionato da Michailidis, Stylianidis & Kappos [58]. Anche se meno numerosi, esistono esempi di leggi differenziali impiegate per rappresentare il comportamento isteretico della tamponatura: il modello di Soroushian utilizzato da Chrysostomou, Gergely & Abel in associazione con uno schema di tre bielle diagonali ideali [8, 9], il modello di Bouc & Wen generalizzato da Baber & Noori per descrivere il *pinching* ed implementato da Reinhorn *et al.* [87], il modello reologico coi parametri numerici identificati automaticamente a posteriori secondo Brancaleoni & Ciampi [91].

3.5.1 Modello di Takeda semplificato

Si è già scritto che gli elementi di calcestruzzo armato sono modellati al livello globale secondo lo schema di trave elastica con cerniere isteretiche alle estremità. Tali cerniere plastiche, di dimensioni nulle, diventano attive dopo che il momento di snervamento viene superato nella fase di carico, altrimenti rimangono rigide. E' noto che il modello originario implica semplificazioni drastiche, quali la costanza del momento flettente di snervamento al variare dello sforzo normale, l'assunzione di flessione antisimmetrica degli elementi, l'esclusione del meccanismo di rottura a taglio, la mancanza del degrado della resistenza. Tuttavia, esso viene impiegato ancora oggi in analisi sismiche estensive [36], sia per la semplicità, sia per la disponibilità in codici di calcolo ben noti e diffusi [46, 47, 66].

Il legame momento-rotazione della cerniera è descritto mediante la legge di Takeda come semplificata e modificata da Otani e Litton [7, pag. 69]. Avendo assunto una rigidezza iniziale infinita, la curva scheletro della cerniera è definita soltanto da due parametri: il momento di snervamento M_y e la rigidezza k_p in fase d'incrudimento. Sotto l'ipotesi di andamento lineare delle curvature lungo l'elemento elastico e trascurando la deformazione a taglio, la rigidezza della cerniera vale:

$$k_p = \frac{3EI}{l_0} \cdot \frac{p}{1-p}$$

dove EI e l_0 sono rispettivamente la rigidezza flessionale e la lunghezza d'inflessione (cioè la metà della lunghezza effettiva) dell'elemento elastico; p è il rapporto d'incrudimento (valore secante fra lo snervamento e la rottura) del legame forza-spostamento della mensola di luce l_0 con la cerniera plastica alla base e vale:

$$p = \frac{M_u/M_y - 1}{\theta_u/\theta_y - 1}$$

Nell'espressione precedente M_u rappresenta il momento ultimo; θ_u è il rapporto dello spostamento ultimo della mensola con l_0 e θ_y è il rapporto dello spostamento di snervamento della mensola con l_0 . In altri termini, θ_u e θ_y sono le *rotazioni della corda* in condizioni ultime ed allo snervamento. La rigidezza a flessione EI dell'elemento elastico viene identificata con il valore secante allo snervamento:

$$EI = \frac{M_y l_0}{3\theta_y}$$

Considerando l'influenza modesta dell'incrudimento sui risultati e ricordando la grande rigidezza del pannello murario rispetto all'intelaiatura, almeno fino ad una fessurazione estesa, si riconosce che l'accuratezza della rigidezza a flessione EI non è essenziale ai fini della modellazione dei telai tamponati.

I parametri che governano il comportamento ciclico della cerniera sono due. Il primo fissa il punto verso cui si dirige il ramo di carico sul pianerottolo incrudente della precedente escursione plastica primaria. Fardis & Panagiotakos assumono questo parametro uguale a zero [36], cosicché il ricarico si dirige direttamente verso il punto di inversione del ciclo. Il secondo parametro riduce la rigidezza allo scarico dopo la plasticizzazione. Fardis & Panagiotakos suggeriscono di quantificare il secondo parametro mediante la formula empirica [35]:

$$0.586 - 0.0444l_v + 0.249n$$

L'espressione è stata derivata in funzione della luce di taglio l_v e dello sforzo normale adimensionale n minimizzando lo scarto con l'energia dissipata in prove cicliche da elementi di calcestruzzo armato ed assumendo un rapporto di incrudimento costante di 2% nel modello.

3.5.2 *Modello di Klingner & Bertero*

La legge di Klingner & Bertero per il legame costitutivo del puntone diagonale equivalente alla tamponatura ha importanza storica in quanto costituisce il primo modello isteretico proposto per i pannelli inseriti nelle maglie strutturali [7, pag. 262]. Tuttavia, anche lavori recenti ricorrono a questo modello (si veda ad esempio [31, par. 5.2]) per gli stessi motivi detti a proposito del modello di Takeda modificato: esso è molto semplice, quindi richiede la definizione di pochi parametri essenziali, ed è codificato nel programma di calcolo ANSR-1, facilmente reperibile [66].

Gli autori hanno sviluppato progressivamente tre versioni del modello, introducendo ogni volta correzioni basate sui risultati sperimentali di prove cicliche condotte con campioni in scala di 1:3 [50, 51]. Comunque, anche la versione finale si limita a descrivere alcuni aspetti fondamentali del comportamento del pannello. In primo luogo, viene trascurata la riduzione di rigidità che deriva dalla prima fessurazione del muro: la rigidità si mantiene costante e pari al valore elastico iniziale fino al raggiungimento della resistenza a compressione (linea continua in figura 3.11). Oltre il punto di reazione massima, la curva scheletro decresce con legge esponenziale in funzione dell'accorciamento del puntone, tendendo asintoticamente al valore di carico nullo. La rapidità dell'abbattimento della reazione viene regolata dal parametro γ che, all'esponente, moltiplica l'accorciamento. È possibile definire una resistenza a trazione per la biella equivalente, resistenza che, una volta raggiunta, rimane costante al crescere ulteriore dello spostamento. Tale resistenza a trazione è stata prevista per consentire l'analisi di pannelli dotati di armatura.

Riguardo al comportamento ciclico, innanzitutto si nota che la curva scheletro non subisce degrado, quindi la curva monotona di primo carico rappresenta anche l'involuppo dei cicli isteretici. La rigidità allo scarico coincide con la rigidità elastica iniziale. Quando lo scarico avviene con la biella in trazione, la rigidità però si annulla non appena la reazione stessa diventa nulla, e resta tale fino a quando la biella torna ad essere compressa. Il ricarico dallo stato di trazione, quindi, attraversa sempre l'origine del riferimento nel piano forza-spostamento, prima di tendere verso la curva che decresce esponenzialmente. Il punto verso cui il ricarico si dirige è caratterizzato dall'aver ascissa pari allo spostamento massimo in valore assoluto verificatosi nella storia precedente, nel verso degli accorciamenti oppure nel verso degli allungamenti. Per questo motivo, il modello rappresenta il degrado della rigidità pesando ugualmente gli effetti della compressione e quelli della trazione. Ciò appare poco realistico se si pensa ad una biella singola, però gli autori considerano che il pannello viene modellato tramite una coppia di bielle diagonali; l'allungamento di una biella coincide con l'accorciamento dell'altra, e perciò nel complesso il danneggiamento non dipende dal verso di carico.

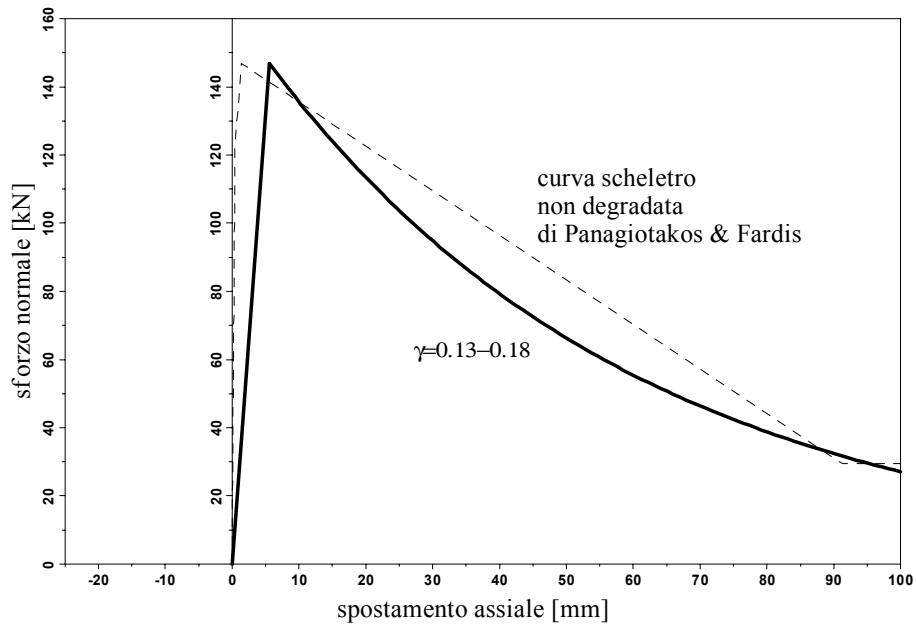


Fig. 3.11: Modello di Klingner & Bertero.

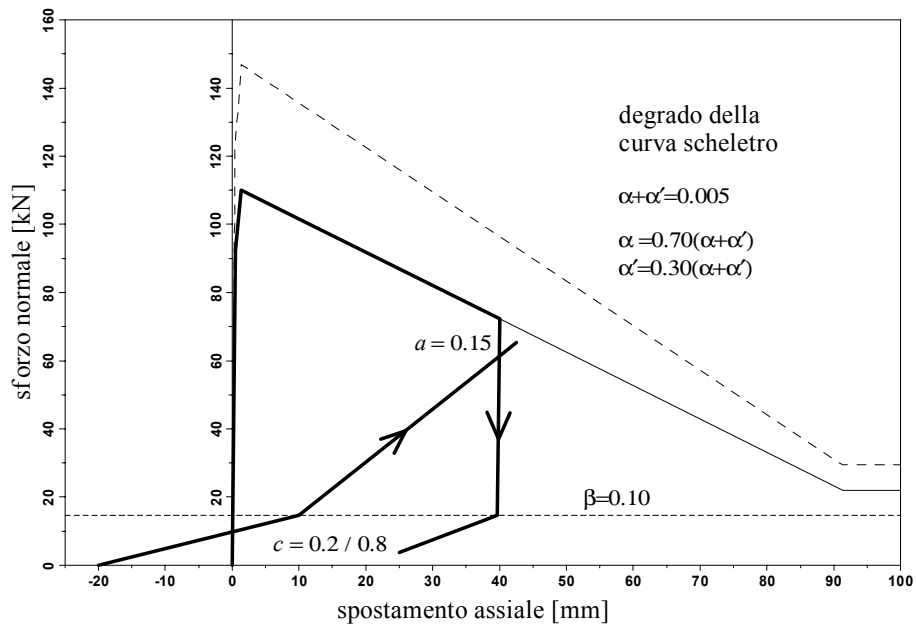


Fig. 3.12: Modello di Panagiotakos & Fardis.

È evidente come il modello sia piuttosto elementare. In particolare, esso prevede un comportamento assolutamente stabile a seguito di cicli che presentino ampiezza costante oppure minore di un'ampiezza raggiunta in precedenza. In compenso, i parametri numerici da definire sono soltanto quattro: la rigidità iniziale, la resistenza a compressione, l'esponente γ che regola l'abbattimento della curva scheletro in compressione e, eventualmente, la resistenza a trazione. Per stimare la rigidità e la resistenza a compressione, Klingner & Bertero suggeriscono di ricorrere allo schema del puntone diagonale usando il modulo elastico della muratura e la resistenza misurata sui prismi. Come scritto nel paragrafo 3.2, gli autori valutano l'altezza della sezione della biella equivalente con una variante delle formule di Mainstone (equazione 3.19). Per l'esponente γ assumono il valore costante di 0.39cm^{-1} , basandosi sugli esperimenti ciclici condotti in prima persona su pareti intelaiate di calcestruzzo armato, su telai di calcestruzzo armato tamponati con blocchi di calcestruzzo e su telai di calcestruzzo armato tamponati con laterizio. Un valore molto simile (0.35cm^{-1}) è riconosciuto come soddisfacente nelle simulazioni numeriche della risposta sismica pseudodinamica del telaio tamponato di quattro piani in scala reale costruito al laboratorio ELSA di Ispra [31, par. 5.2].

3.5.3 Modello di Panagiotakos & Fardis

Panagiotakos & Fardis hanno proposto un legame costitutivo per la tamponatura, in associazione con lo schema della coppia di puntone diagonali, elaborando un modello precedente di Tassios [34, 78]. Dopo aver formulato un primo modello, lo hanno modificato per rappresentare meglio il *pinching* del pannello. Il modello perfezionato è stato tradotto in codice nel programma di calcolo ANSR-1 [66].

La curva scheletro si presenta lineare a tratti (figura 3.12). Nel quadrante della compressione, essa è composta da quattro segmenti che corrispondono rispettivamente al comportamento iniziale a taglio del pannello non fessurato, al comportamento a biella equivalente del pannello fessurato, al comportamento instabile del pannello oltre la resistenza massima ed allo stato finale del pannello dopo la rottura completa, con una resistenza residua costante conferita principalmente per migliorare la stabilità numerica. Dalla parte della trazione, la biella equivalente implementata in ANSR-1 non reagisce affatto nella fase di carico, facendosi allora affidamento sulla biella gemella disposta secondo l'altra diagonale della tamponatura. La curva di primo carico è quindi definita da sei parametri numerici.

Relativamente al comportamento ciclico, come prima caratteristica è previsto il degrado della curva inviluppo. In dettaglio, il carico di fessurazione, il carico ultimo ed il carico residuo dopo la rottura, indicati con F_j , decrescono esponenzialmente in funzione degli spostamenti cumulati Δd_j oltre lo spostamento di

fessurazione d_f :

$$F_j = F_{j0} \exp \left\{ -\alpha \frac{\sum_j \Delta d_j}{d_f} - \alpha' \frac{\sum_j \Delta d'_j}{d'_f} \right\}$$

$$F'_j = F'_{j0} \exp \left\{ -\alpha' \frac{\sum_j \Delta d_j}{d_f} - \alpha \frac{\sum_j \Delta d'_j}{d'_f} \right\}$$

Gli apici denotano le grandezze relative al quadrante negativo. Gli spostamenti cumulati nel verso positivo sono trattati separatamente dagli spostamenti cumulati nel verso negativo: è possibile assegnare peso maggiore agli uni piuttosto che agli altri per ciascuna biella differenziando i valori dei parametri α e α' . In secondo luogo, col parametro β si definisce un valore del carico che segna il passaggio dalla fase di scarico, che avviene con rigidezza pari alla rigidezza del muro non fessurato e degradato, alla fase di *pinching*, la quale presenta una rigidezza minore (figura 3.12). Lo stesso valore del carico individua la soglia oltre la quale si recupera la rigidezza, dopo il *pinching*, nella fase di ricarico in entrambi i versi. Tale recupero di rigidezza avviene in corrispondenza di uno spostamento che è una frazione c della massima escursione verificatasi oltre lo spostamento di fessurazione nello stesso verso di carico. Infine, il punto sulla curva inviluppo verso cui si dirige il ramo di ricarico non è quello dell'inversione ciclica precedente, ma è collocato oltre, in funzione di un ulteriore parametro a , in modo da produrre un degrado aggiuntivo della rigidezza e della reazione del pannello.

Le indicazioni che Panagiotakos & Fardis forniscono per identificare i parametri del modello sono le seguenti. Riguardo alla curva scheletro, dopo avere confrontato diversi approcci in letteratura con i risultati sperimentali di Stylianidis e di Pires, entrambi relativi a murature di mattoni forati, concludono [31, 78]:

- la migliore stima della rigidezza iniziale del muro non fessurato si ottiene in media dal prodotto $G_w t_w l_w / h_w$, avendo misurato il modulo di taglio nella prova di compressione diagonale;
- la rigidezza secante dal punto di fessurazione al punto di resistenza massima corrisponde alla rigidezza di una biella equivalente con il modulo elastico normale uguale al modulo della tamponatura in direzione diagonale e con l'altezza della sezione calcolata con la formula di Mainstone come riportata da Klingner & Bertero (equazione 3.19);
- la rigidezza negativa del ramo instabile dopo la resistenza massima può essere assunta pari a 0.5% della rigidezza iniziale a taglio nelle situazioni comuni, mentre valori dell'ordine di 10% potrebbero essere appropriati per le tamponature particolarmente fragili;
- il carico di fessurazione risulta essere approssimato al meglio dal prodotto della resistenza a taglio secondo la prova di compressione diagonale con le dimensioni in pianta del pannello: $f_{ws} t_w l_w$;

- il carico massimo vale 1.3 volte il carico di fessurazione;
- infine, il carico residuo dopo la rottura si può stimare pari a 5–10% del carico massimo.

Per quello che concerne i parametri del comportamento ciclico, sulla base di un'analisi dello smorzamento equivalente e del confronto dei diagrammi forza-spostamento del modello coi risultati sperimentali di Pires, Valiasis & Stylianidis e di Zarnic & Tomažević, Panagiotakos & Fardis suggeriscono [31]:

- la somma dei parametri α e α' che governano il decadimento della curva scheletro varia da 0 (che corrisponde alla mancanza di degrado) a 0.05;
- la variazione di rigidezza per il *pinching* avviene quando il carico è uguale a 10% della reazione massima ($\beta = 0.10$);
- lo spostamento corrispondente al recupero di rigidezza dopo il *pinching* al ricarico, espresso in rapporto al massimo incremento di spostamento oltre la fessurazione nello stesso verso, è stimato pari a 0.2 per ottenere lo smorzamento ciclico sperimentale misurato da Zarnic & Tomažević [78], mentre dovrebbe valere 0.8 per seguire al meglio l'andamento forza-spostamento sperimentale di Stylianidis [31];
- il ramo di ricarico si dirige verso il punto di inversione con lo spostamento massimo nello stesso verso di carico sulla curva scheletro, ma ad una ordinata ridotta a 85% della reazione all'inversione ($a = 0.15$); riduzioni più severe rifletterebbero meglio lo smorzamento isteretico, ma produrrebbero anche un degrado troppo severo dopo il secondo o il terzo ciclo condotto ad ampiezza costante.

Definiti i parametri numerici come appena specificato, Panagiotakos & Fardis hanno impiegato il modello per svolgere estese analisi parametriche finalizzate principalmente a convalidare le disposizioni dell'eurocodice 8 in materia di strutture intelaiate tamponate [31, 37, 79].

3.5.4 Calibrazione dei modelli per i campioni di Colangelo et al.

I modelli fenomenologici di cui si è scritto sono stati calibrati specificatamente per i portali tamponati oggetto di sperimentazione da parte di Colangelo *et al.* [11, 12]. Questo paragrafo descrive i criteri che hanno condotto a fissare i parametri numerici in modo tale che le simulazioni rappresentassero la risposta sismica pseudodinamica globale dei campioni con accuratezza soddisfacente. Si ritiene che la calibrazione effettuata possa trovare applicazione in un numero significativo di situazioni pratiche, considerata la diversità dei provini in termini di metodo di progettazione sismica, di cura dei dettagli strutturali, di aspetto geometrico dei pannelli, di tipo di tamponatura (paragrafo 2.3). Tuttavia, è chiaro che altri casi importanti restano esclusi dall'indagine svolta, ad esempio quando la struttura è

debole rispetto alla tamponatura, quando i meccanismi di rottura sono diversi da quello flessionale per il telaio e da quello dello schiacciamento per il muro, quando la crisi nel piano interagisce con la crisi fuori dal piano del pannello, quando le aperture modificano le caratteristiche meccaniche del muro.

Con riferimento al modello di Takeda semplificato per gli elementi strutturali, si sono valutati i momenti e le rotazioni allo snervamento ed in condizioni ultime per le travi e per i pilastri dei portali sia tramite la formulazione semi-empirica di Park & Ang [82], sia su base numerica. Precisamente, sono stati costruiti i diagrammi momento-curvatura delle sezioni, discretizzate in fibre, tenendo conto del confinamento del calcestruzzo e dell'incrudimento dell'acciaio. Sulle leggi momento-curvatura sono stati individuati i momenti e le curvature di snervamento ed ultimi. Infine, assumendo la lunghezza l_p secondo Mattock per la regione plasticizzata si sono calcolate le capacità di rotazione allo snervamento ed alla rottura:

$$\begin{aligned}\theta_y &= \frac{\phi_y l_0}{3} + \frac{s_y}{d - d'} \\ \theta_u &= \frac{M_u l_0}{3EI} + (\phi_u - \phi_y) l_p + \frac{s_u}{d - d'}\end{aligned}$$

dove ϕ_y è la curvatura allo snervamento, ϕ_u è la curvatura ultima, s_y e s_u sono lo sfilamento delle barre dal nodo allo snervamento ed in condizioni ultime, $d - d'$ è la distanza fra l'armatura superiore e l'armatura inferiore. I valori dello sfilamento sono stati stimati ricorrendo al metodo proposto da Morita & Kaku [67]. La formulazione numerica si è dimostrata più appropriata di quella semi-empirica [11]. I parametri che governano il comportamento ciclico della cerniera sono stati fissati in accordo coi suggerimenti di Fardis & Panagiotakos (paragrafo 3.5.1).

Alla luce dell'identificazione delle caratteristiche meccaniche dei campioni 'C', 'L' e 'N' presentata nei paragrafi 3.2.1 e 3.3.1, è stato evidente che alcune indicazioni suggerite per calibrare i parametri numerici dei modelli isteretici delle tamponature non risultavano adeguate. In primo luogo, a proposito della stima della resistenza secondo Panagiotakos & Fardis come multiplo del carico di fessurazione si osserva che tale procedimento sembra valutare il carico ultimo di scorrimento in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb, avendo assunto il carico orizzontale ed il carico verticale pari alle componenti dello sforzo normale agente sulla biella equivalente ideale [83, pag. 589]:

$$F_w = \frac{f_{ws} t_w l_w}{1 - \mu h_w / l_w}$$

Sono già stati ricordati i valori suggeriti da vari autori per il coefficiente di attrito μ (paragrafo 3.3.1). Assumendo un valore ragionevole per il coefficiente di attrito, si ottiene facilmente il fattore di 1.3 che secondo Panagiotakos & Fardis

moltiplica $f_{ws}t_w l_w$, se il rapporto delle dimensioni del muro h_w/l_w cade nell'intervallo 0.5–0.8. Questo è proprio il caso dei portali, l'aspetto dei quali vale 0.76 (campioni 'C') e 0.57 (campioni 'L' e 'N'). Nonostante ciò, l'uso dell'espressione non sarebbe coerente con l'evidenza sperimentale, che ha indicato lo scorrimento dei giunti solo per i campioni 'L' ed in misura limitata. Come dato di fatto, se si segue il suggerimento di Panagiotakos & Fardis la resistenza delle tamponature viene sovrastimata sensibilmente.

Di conseguenza, per effettuare una prima serie di analisi i valori dei parametri numerici sono stati fissati sulla base delle misure registrate nel corso delle prove pseudodinamiche (paragrafo 2.3). Si è constatato però che i risultati così prodotti erano poco soddisfacenti [12]. Allora è stato individuato un criterio di definizione dei parametri, comune per i vari campioni, tale da condurre a rappresentazioni fedeli dei risultati sperimentali. Il criterio consiste in primo luogo nel valutare la resistenza proiettando nella direzione orizzontale il carico di schiacciamento della biella ideale (equazione 3.29), identificando la resistenza della tamponatura nella direzione diagonale col valore interpolato linearmente fra le resistenze nella direzioni verticale ed orizzontale in funzione dell'inclinazione θ della diagonale del pannello. Anche il modulo elastico normale (così come quello di taglio per la rigidezza iniziale) sono stati calcolati con la stessa interpolazione. L'altezza b_w della sezione del puntone è stata assunta pari a 1/8 della lunghezza, essendo tale valore veramente vicino alle previsioni della formula di Klingner & Bertero e non troppo diverso dalle stime sperimentali (tabella 3.3). La rigidezza che è derivata per la biella ideale nella direzione orizzontale è stata identificata con la rigidezza secante dal punto di fessurazione al punto di carico massimo. Il carico di fessurazione è stato assunto uguale alla metà del prodotto $f_{ws}t_w l_w$, poiché le prove di compressione diagonale dei muretti hanno indicato un ritardo apprezzabile della rottura rispetto alla prima fessurazione. Il rapporto fra la resistenza massima ed il carico di fessurazione così ottenuto risulta essere di 1.19 per i campioni 'C', di 1.15 per i campioni 'L' e di 1.53 per i campioni 'N', quindi non molto diverso dal valore di 1.3 suggerito da Panagiotakos & Fardis. Tuttavia, questo carico di fessurazione supera sistematicamente il valore misurato durante le prove pseudodinamiche (tabella 2.4).

Riguardo al comportamento ciclico del puntone, è chiaro che si è resa necessaria un'identificazione empirica per definire esattamente i valori di alcuni parametri, pur tenendo presente i valori suggeriti in letteratura. Precisamente, la somma dei parametri α e α' che regolano il degrado della curva scheletro è stata individuata a posteriori pari a 0.005, avendo verificato che già l'incremento della somma a 0.01 produce un decadimento troppo rapido al confronto coi risultati sperimentali. Si ricorda che Panagiotakos & Fardis hanno consigliato un valore compreso fra 0 e 0.05 (paragrafo 3.5.3). Il peso attribuito al danneggiamento in compressione ed in trazione è stato rispettivamente di 70% e di 30%.

Circa lo spostamento corrispondente al recupero di rigidezza dopo il *pinching* al ricarico, espresso in rapporto al massimo incremento di spostamento oltre la fessurazione nello stesso verso, dei due valori suggeriti da Panagiotakos & Fardis il primo ($c = 0.2$) è risultato più adatto per i campioni ‘C’ ed il secondo ($c = 0.8$) per i campioni ‘L’ e ‘N’. In effetti, un *pinching* meno pronunciato è ragionevole per i campioni ‘C’, nei quali il danno si è presentato al centro del pannello a causa del valore relativamente alto del rapporto fra la rigidezza del portale e la rigidezza del muro. Viceversa, negli altri provini il telaio era più flessibile rispetto alla tamponatura, si sono schiacciati gli angoli del pannello e di conseguenza il *pinching* era maggiore: dopo l’inversione dei cicli, il telaio doveva percorrere la distanza di separazione prodotta dallo schiacciamento degli angoli prima di tornare a contatto col muro, quindi prima che il campione recuperasse la rigidezza.

I parametri del modello di Klingner & Bertero sono stati fissati con l’obiettivo di evidenziare gli effetti delle sue semplificazioni drastiche, al confronto coi risultati pseudodinamici e coi risultati di Panagiotakos & Fardis. Quindi valori uguali sono stati assegnati ai parametri simili nei due modelli. Pertanto, la rigidezza iniziale è stata considerata coincidente con la rigidezza secante fra la fessurazione ed il punto di resistenza massima del modello di Panagiotakos & Fardis, dal che sono derivati spostamenti più alti in corrispondenza della resistenza di picco (la figura 3.11 mette a confronto le due curve scheletro). In ogni caso, la secante della curva decrescente esponenzialmente secondo Klingner & Bertero è stata resa parallela al ramo instabile del modello di Panagiotakos & Fardis nell’intervallo compreso tra lo spostamento alla resistenza massima e lo spostamento alla rottura (figura 3.11). Di conseguenza il parametro γ della funzione esponenziale è risultato essere compreso tra 0.13 (campioni ‘N’) e 0.18 (campioni ‘C’), quindi al di sotto dei valori indicati in letteratura (paragrafo 3.5.2).

3.5.5 Simulazione della risposta sismica pseudodinamica dei campioni di Colangelo et al.

Si commentano ora i risultati ottenuti simulando il comportamento sperimentale pseudodinamico dei campioni di Colangelo *et al.* coi modelli fenomenologici di cui si è scritto nei paragrafi precedenti. Le tamponature sono state schematizzate sia col legame di Klingner & Bertero (figure 3.13–3.15) sia col legame di Panagiotakos & Fardis (figure 3.16–3.23). Si rimanda al riferimento bibliografico [12] per la descrizione completa dei risultati numerici. Le simulazioni sono rappresentate nelle figure con la linea continua sottile, insieme con gli andamenti sperimentali, tracciati con la linea continua spessa. La linea sottile a tratti viene usata per la storia temporale dell’energia isteretica dissipata dai soli telai di calcestruzzo armato secondo le simulazioni (ovviamente gli esperimenti non forniscono tale risultato).

Innanzitutto, le prove pseudodinamiche ripetute sui portali ‘C2’ e ‘L1’ senza la tamponatura (tabella 2.5) consentono di verificare l’accuratezza della modellazione degli elementi di calcestruzzo armato. Le figure 3.16 e 3.17 mostrano, sulla destra, i diagrammi forza-spostamento degli esperimenti sui provini ‘C2’ e ‘L1’ nudi. I risultati relativi al campione ‘L1’ sono stati ottenuti riducendo di 15% la resistenza stimata per riflettere meglio quella misurata nelle prove cicliche conclusive (paragrafo 3.3.1). Si nota che la rigidezza sperimentale iniziale risulta più bassa di quella dei modelli, pur calcolata come rigidezza secante allo snervamento (paragrafo 3.5.1), a causa del degrado subito nel corso della prima prova. Nonostante questo, l’accordo delle storie temporali simulate e sperimentali è ottimo sia per il campione ‘C2’ (grafici a destra in figura 3.19) sia per il campione ‘L1’ (grafici a destra in figura 3.20). Per quest’ultimo, se non si correggesse la resistenza si perderebbe, in una certa misura, la rispondenza dei risultati, ma solo nella seconda metà della prova.

Con riferimento ai portali tamponati, il confronto degli andamenti sperimentali con le previsioni secondo i due modelli di Klingner & Bertero (figure 3.13–3.15) e di Panagiotakos & Fardis (figure 3.16–3.23), effettuato per tutti i campioni, consente di formulare le conclusioni seguenti. Cominciando con gli spostamenti, il modello di Klingner & Bertero commette errori evidenti in eccesso nella fase iniziale della prova pseudodinamica effettuata sui campioni integri (grafici a sinistra delle figure), chiaramente a causa del fatto che il comportamento a taglio della tamponatura non fessurata non viene considerato. Nonostante questo, gli spostamenti di picco sono simili a quelli previsti dal modello di Panagiotakos & Fardis, risultato forse inaspettato, e nel complesso sono in accordo anche con quelli sperimentali. Il modello di Panagiotakos & Fardis si dimostra di nuovo superiore nelle oscillazioni che seguono le oscillazioni di picco, si ritiene grazie alla rappresentazione del *pinching* che, invece, è molto grossolana nell’altro modello. Nella fase terminale delle prove entrambi i modelli non riescono a seguire le oscillazioni sperimentali di piccola ampiezza, sintomo questo che nemmeno il modello di Panagiotakos & Fardis simula la fase del *pinching* nel modo ottimale.

Riguardo alla storia della reazione statica orizzontale, il risultato più importante è che il degrado della resistenza diventa visibile con molta chiarezza solo nel corso della prova pseudodinamica ripetuta sui campioni danneggiati, laddove reazioni inferiori corrispondono a spostamenti maggiori rispetto al primo esperimento. Soltanto il modello di Panagiotakos & Fardis coglie questo aspetto con buona rispondenza ai risultati sperimentali: si confrontino la figura 3.14 con la 3.21 (campione ‘L2’) e la figura 3.15 con la 3.23 (campione ‘N2’). D’altra parte, il degrado della curva scheletro era stato previsto di proposito. La caratteristica sembra importante, quindi, nel caso in cui si effettuino analisi sismiche con terremoti con epicentro lontano o comunque quando le oscillazioni anelastiche sono numerose.

L'errore commesso dal modello di Klingner & Bertero nella rappresentazione della reazione statica si riflette sull'energia dissipata per isteresi, sovrastimata di parecchio soprattutto alla fine della seconda prova pseudodinamica (si ricorda che la curva a tratti rappresenta l'energia dissipata dal solo telaio secondo le simulazioni numeriche). Infatti, le reazioni stimate in eccesso si combinano con spostamenti massimi sostanzialmente corretti, come evidenziato prima.

Paragonando le simulazioni secondo Panagiotakos & Fardis con gli andamenti sperimentali, appaiono peggiori e poco soddisfacenti i risultati relativi ai provini 'C1' (figura 3.18) e 'N1' (figura 3.22). Per il campione 'C1' già nel paragrafo 2.3, commentando le figure 2.17 e 2.18, si era notato un comportamento ben diverso dal comportamento del campione gemello 'C2'. Le simulazioni spiegano tale diversità con una resistenza e con una rigidezza della tamponatura fessurata maggiori di 40% rispetto ai valori calcolati applicando il criterio comune di identificazione dei parametri (paragrafo 3.5.4), il quale, si vuole sottolineare, conduce a risultati ottimi per il campione 'C2' (grafici a sinistra in figura 3.19). La figura 3.24 mostra l'effetto di tale correzione, ottimo sulla prima prova, meno buono sulla seconda. Se, in aggiunta, si riduce la somma dei parametri del degrado della curva scheletro, α e α' , da 0.005 a 0.001, i risultati diventano ottimi in assoluto, come illustra la figura 3.25: gli andamenti numerico e sperimentale di fatto sembrano coincidenti.

Per il campione 'N1' il grafico in basso a sinistra nella figura 3.16 denuncia una sovrastima della resistenza, al contrario del campione 'C1'. La figura 3.26 mostra come le simulazioni ricalchino meglio gli andamenti sperimentali dopo aver ridotto la resistenza e la rigidezza della tamponatura fessurata di 30% rispetto ai valori calcolati applicando il criterio comune di calibrazione.

Le differenze evidenti riscontrate fra la risposta dei campioni 'C1' e 'C2', così come fra le simulazioni appena commentate per i campioni 'C1' e 'N1', rendono bene l'idea della grande influenza delle tamponature sulla risposta sismica. Gli andamenti temporali ed anche i valori di picco della risposta possono cambiare radicalmente in funzione delle proprietà del pannello murario. E' ovvio che la risposta sismica sia sensibile alla resistenza, alla rigidezza ed alla capacità dissipativa del muro, che sono confrontabili o addirittura superiori alle grandezze analoghe del telaio strutturale. Purtroppo, poiché le proprietà meccaniche della tamponatura sono molto disperse, la risposta sismica diventa incerta a sua volta e difficilmente prevedibile. Pur dimostrandosi i modelli capaci di rappresentare il comportamento sperimentale, la definizione dei parametri numerici risulta essere critica e veramente difficile da indovinare a priori, soprattutto in mancanza di una qualificazione specifica della tamponatura. Tutto ciò convince della necessità di indagini parametriche per coprire le incertezze notevoli presenti nelle situazioni reali. Questo approccio, abituale nell'ambito della ricerca [37], è invece davvero oneroso e, forse, improponibile nella progettazione corrente.

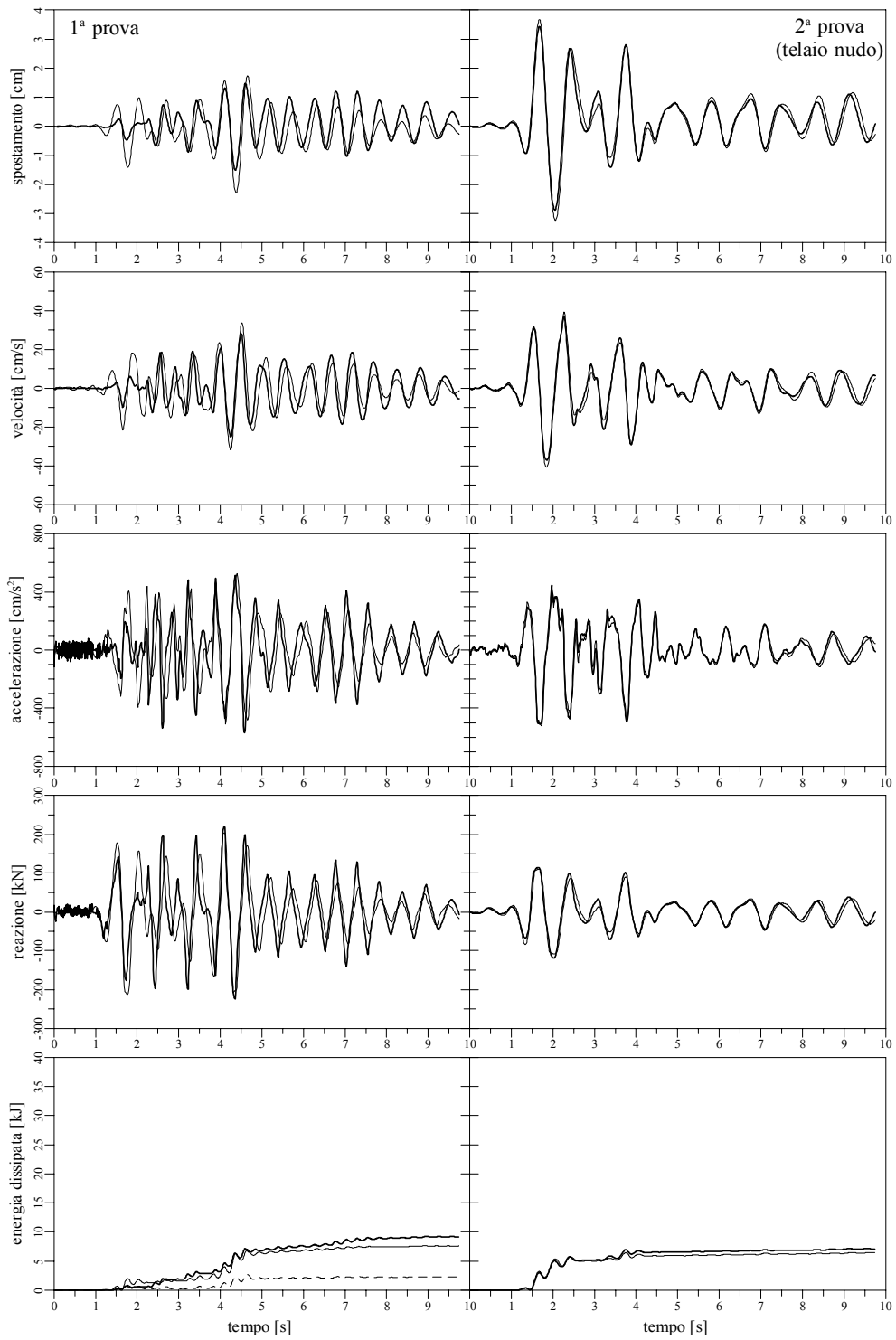


Fig. 3.13: Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'C2'.

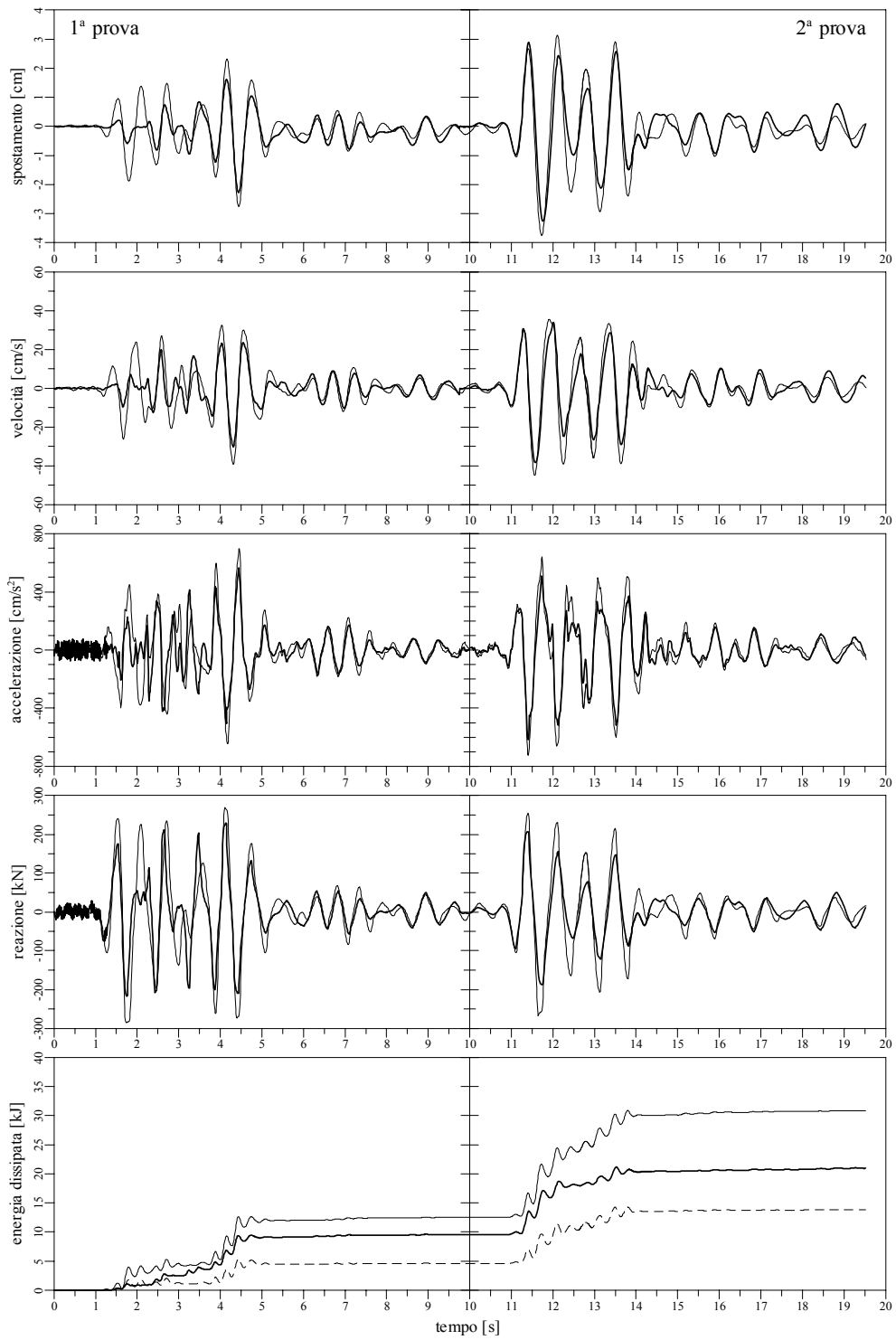


Fig. 3.14: Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'L2'.

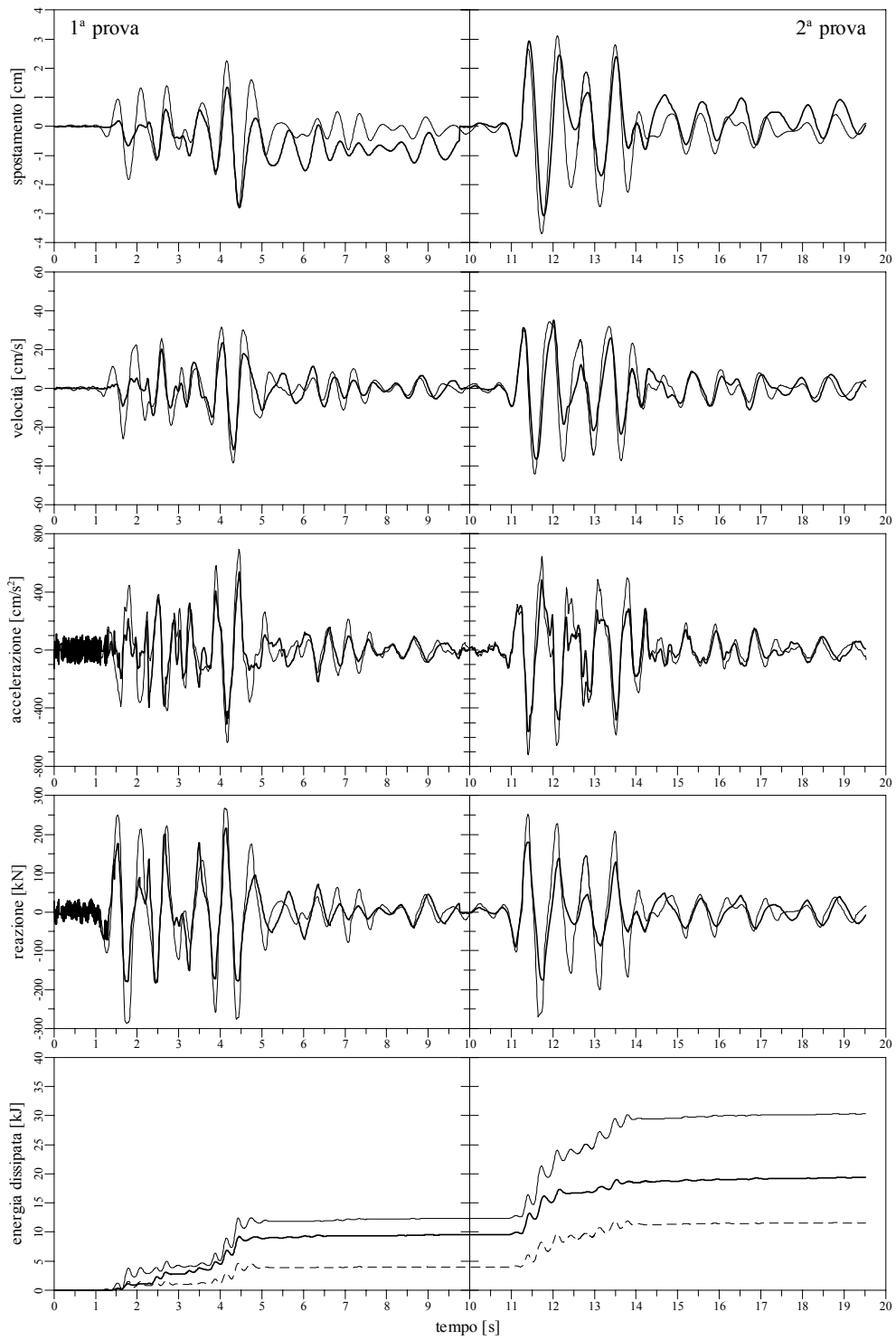


Fig. 3.15: Storie temporali secondo il modello di Klingner & Bertero per il campione 'N2'.

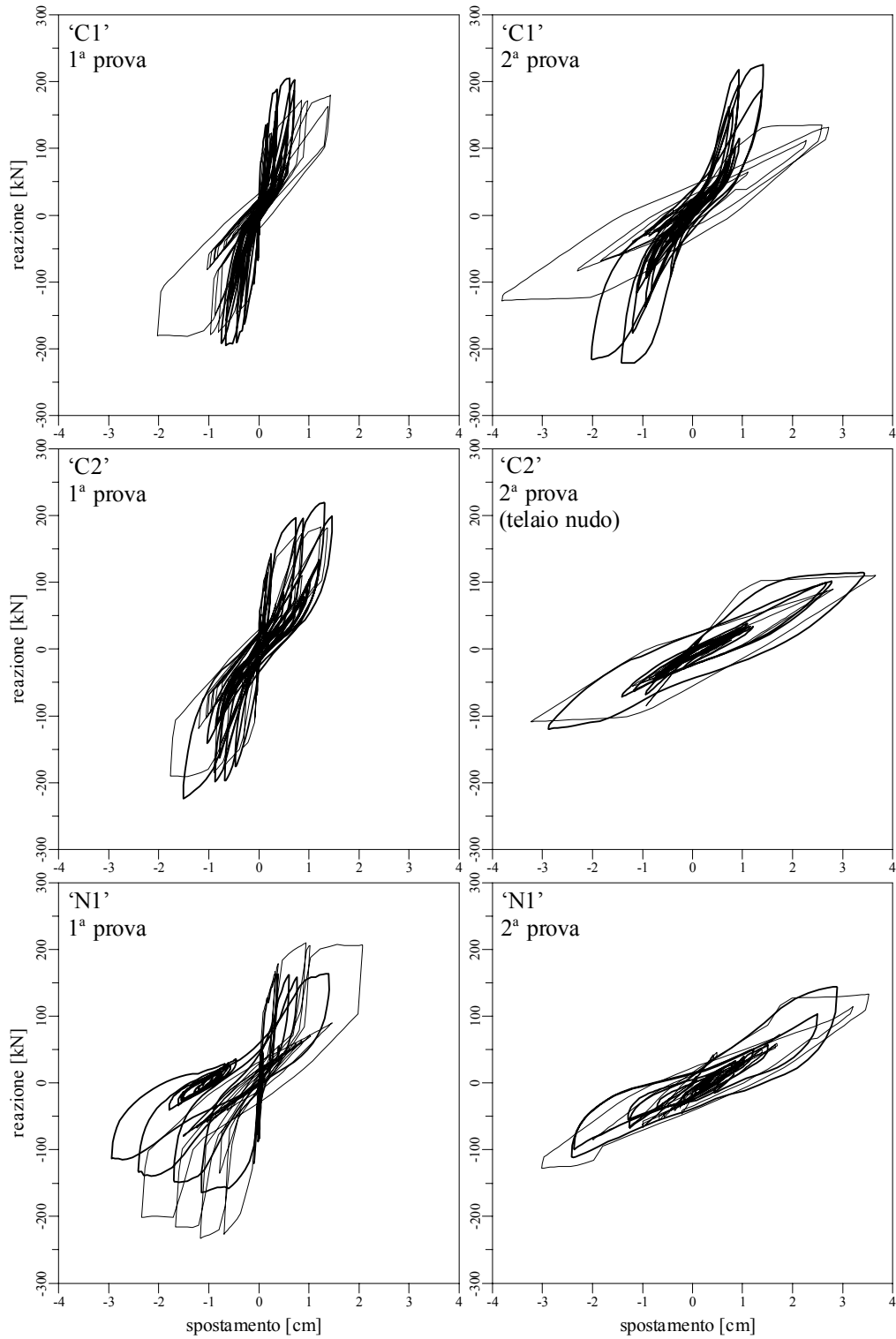


Fig. 3.16: Diagramma reazione-spostamento secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per i campioni 'C1', 'C2' e 'N1'.

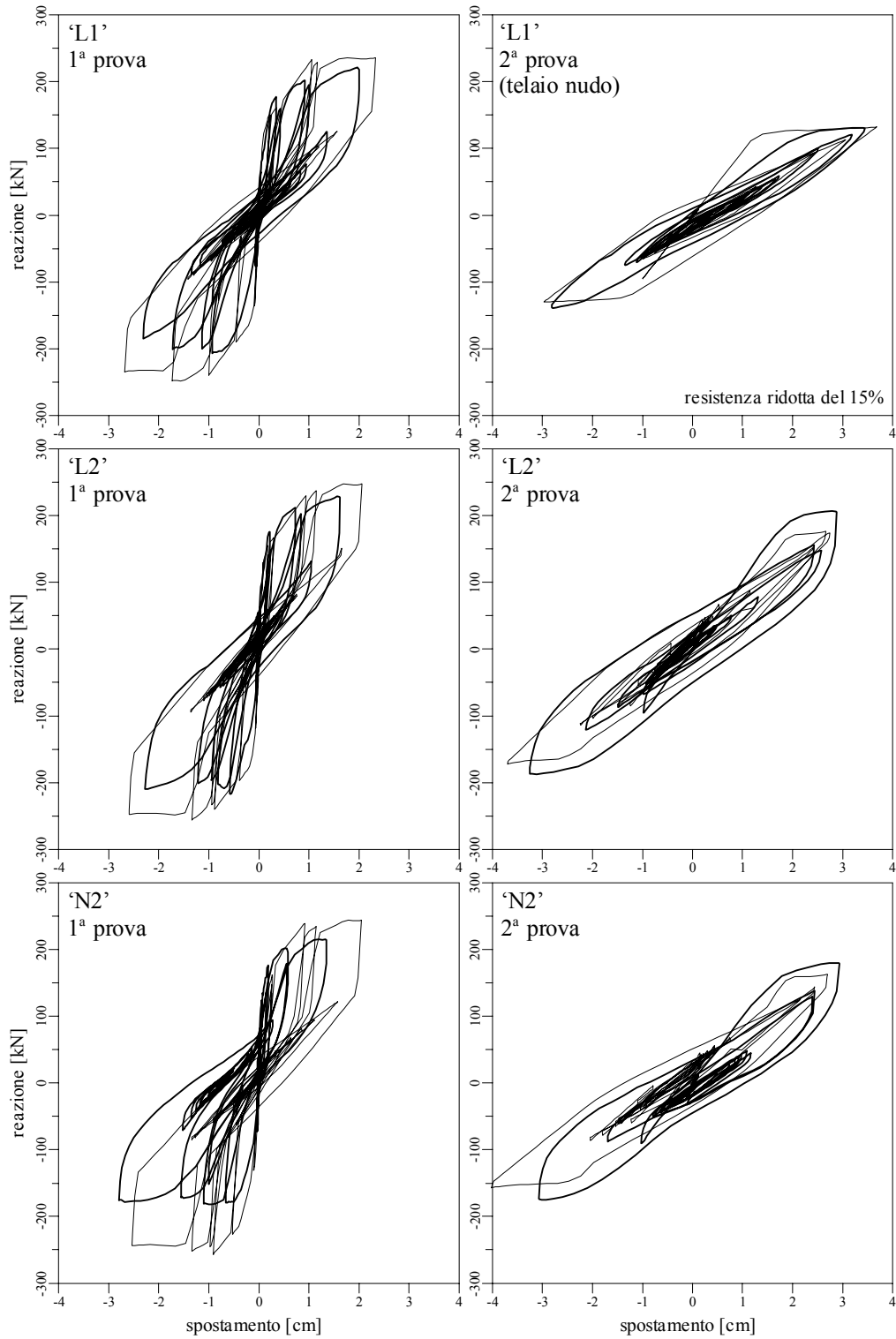


Fig. 3.17: Diagramma reazione-spostamento secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per i campioni 'L1', 'L2' e 'N2'.

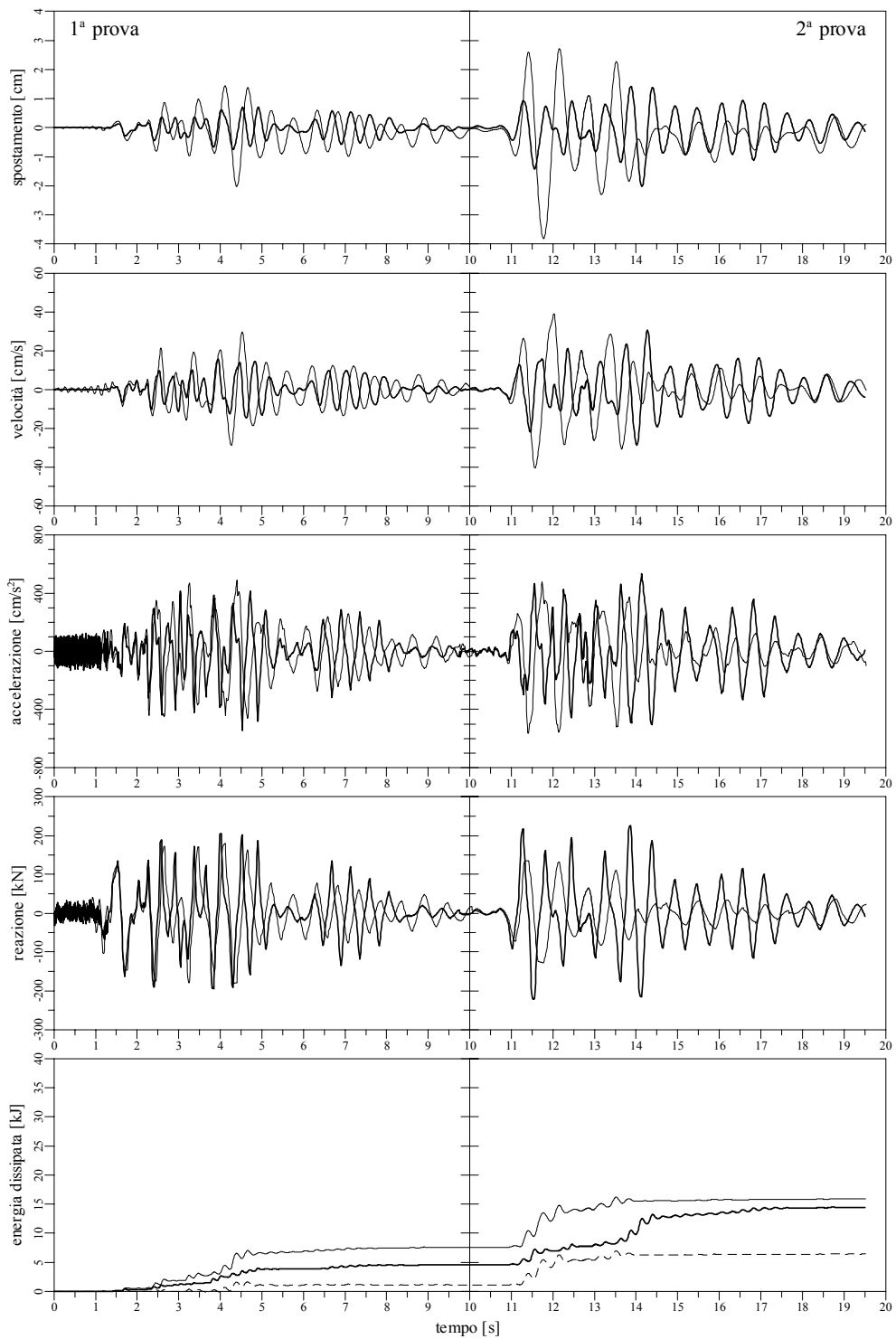


Fig. 3.18: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.

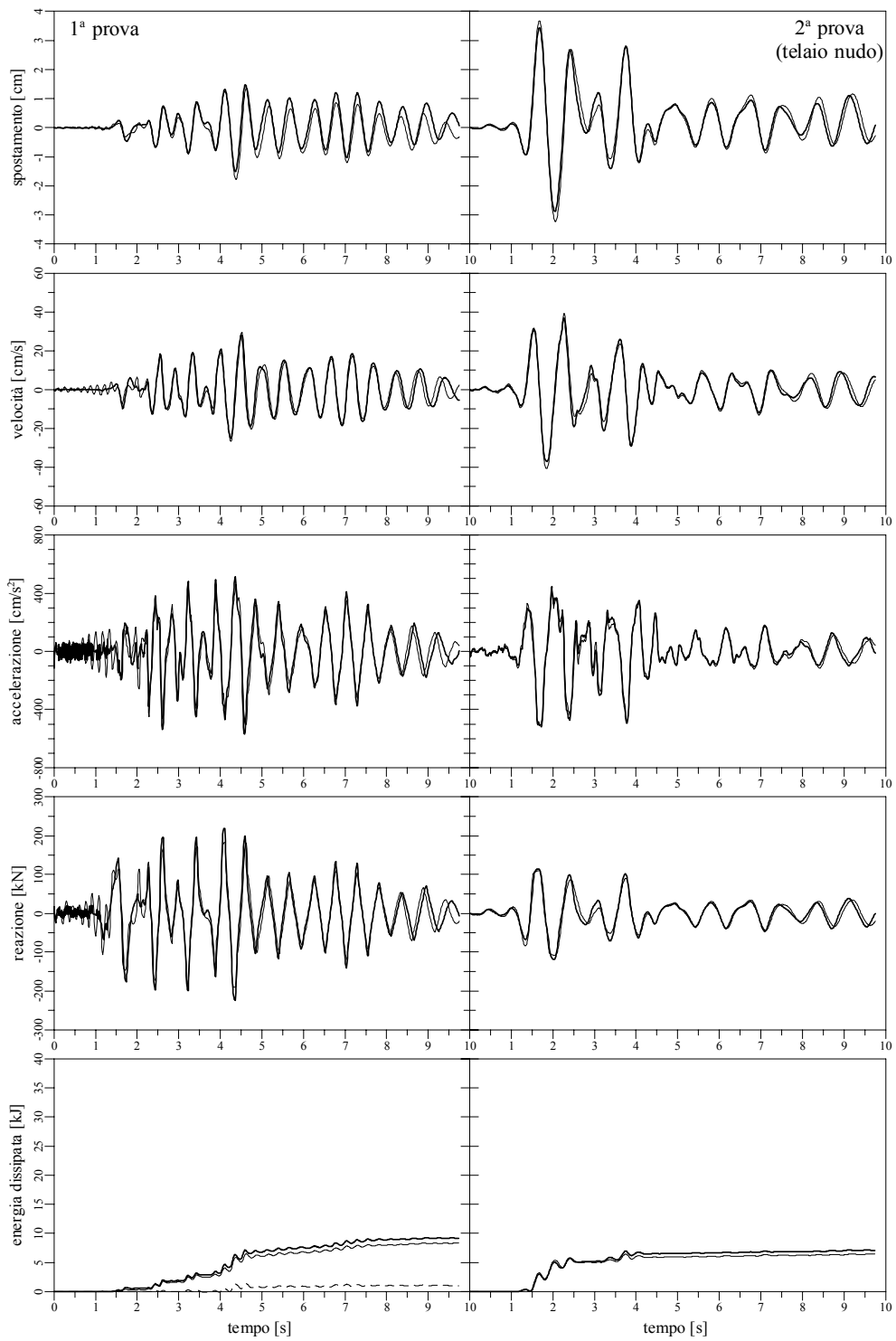


Fig. 3.19: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C2'.

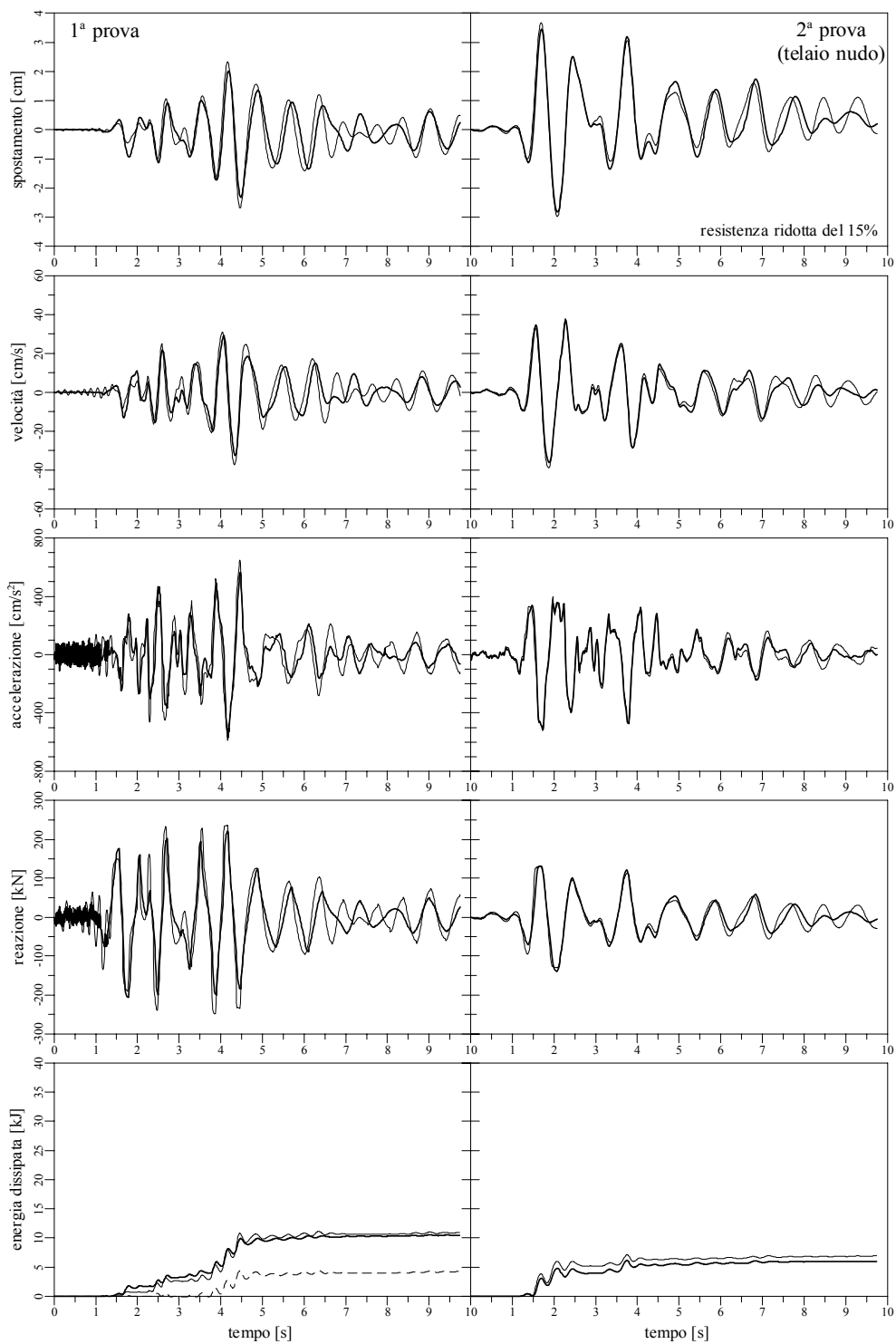


Fig. 3.20: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'L1'.

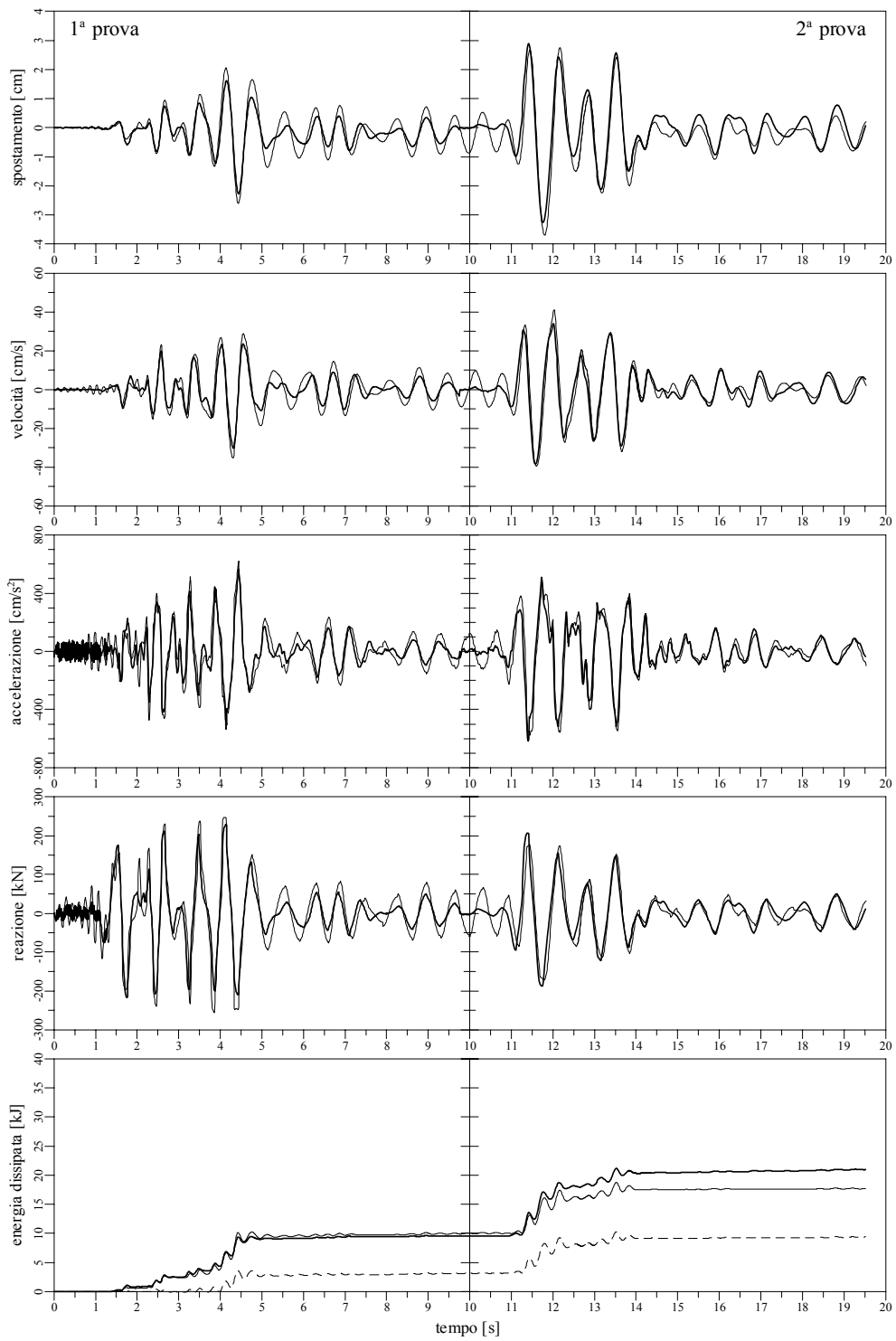


Fig. 3.21: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'L2'.

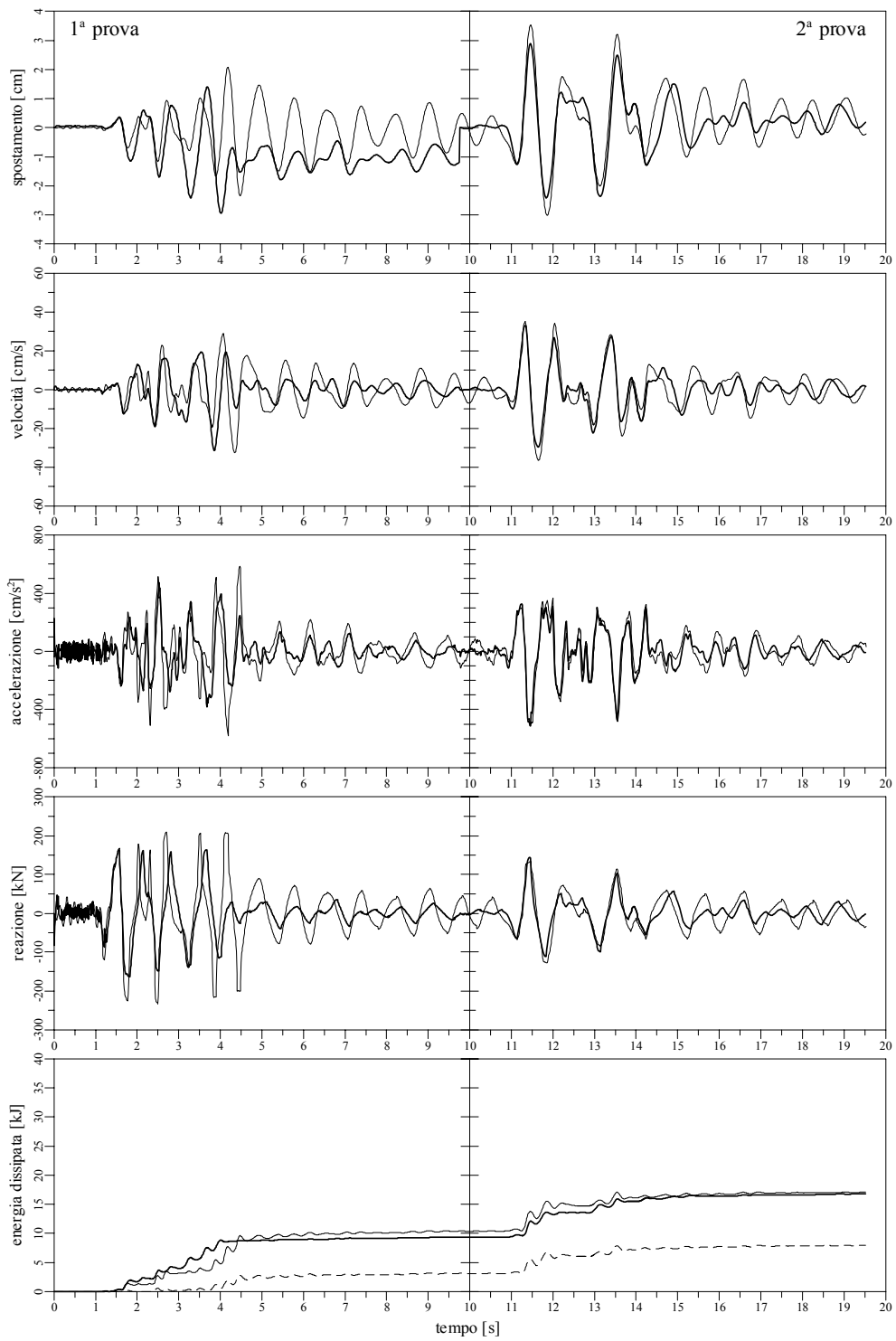


Fig. 3.22: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N1'.

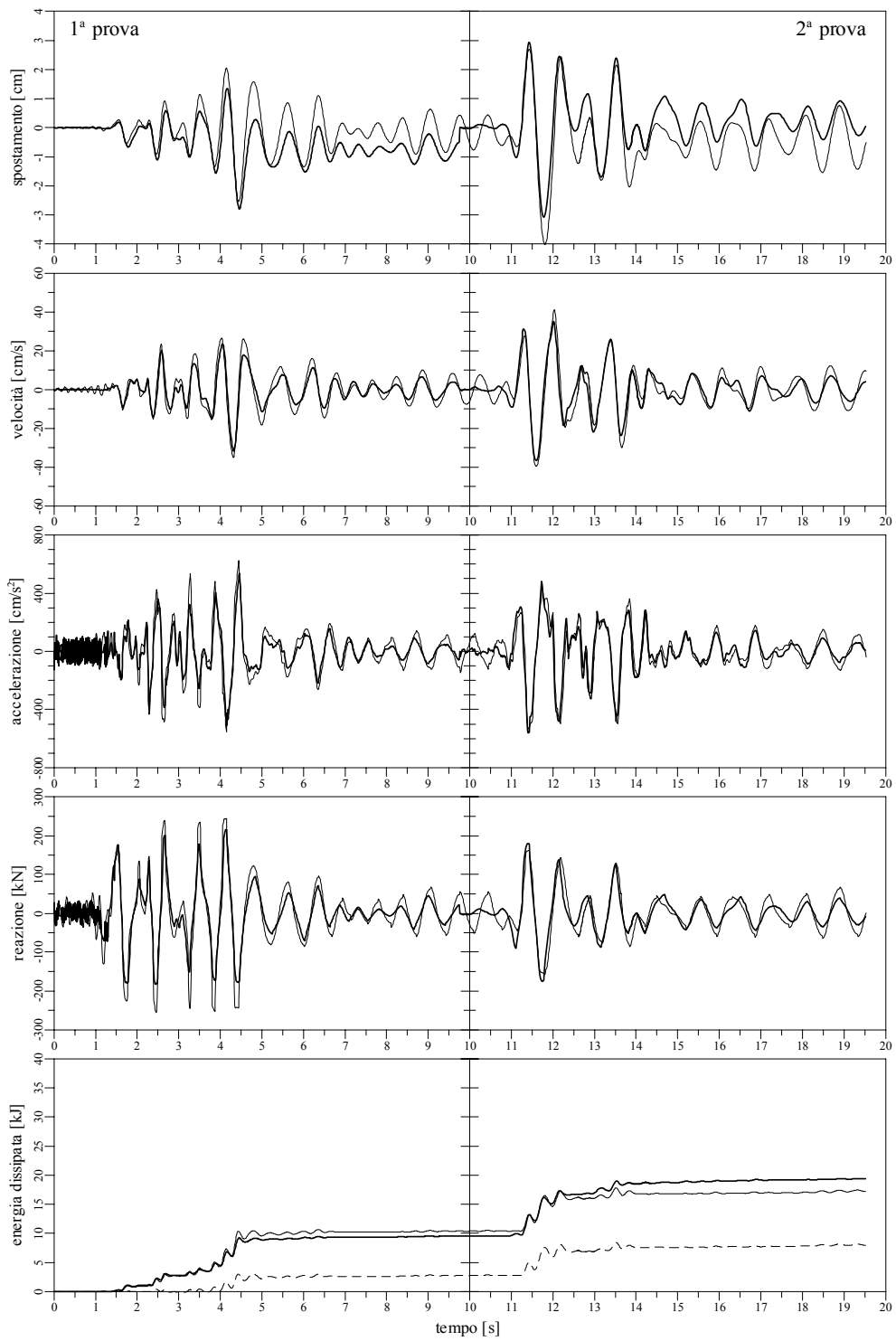


Fig. 3.23: Storie temporali secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N2'.

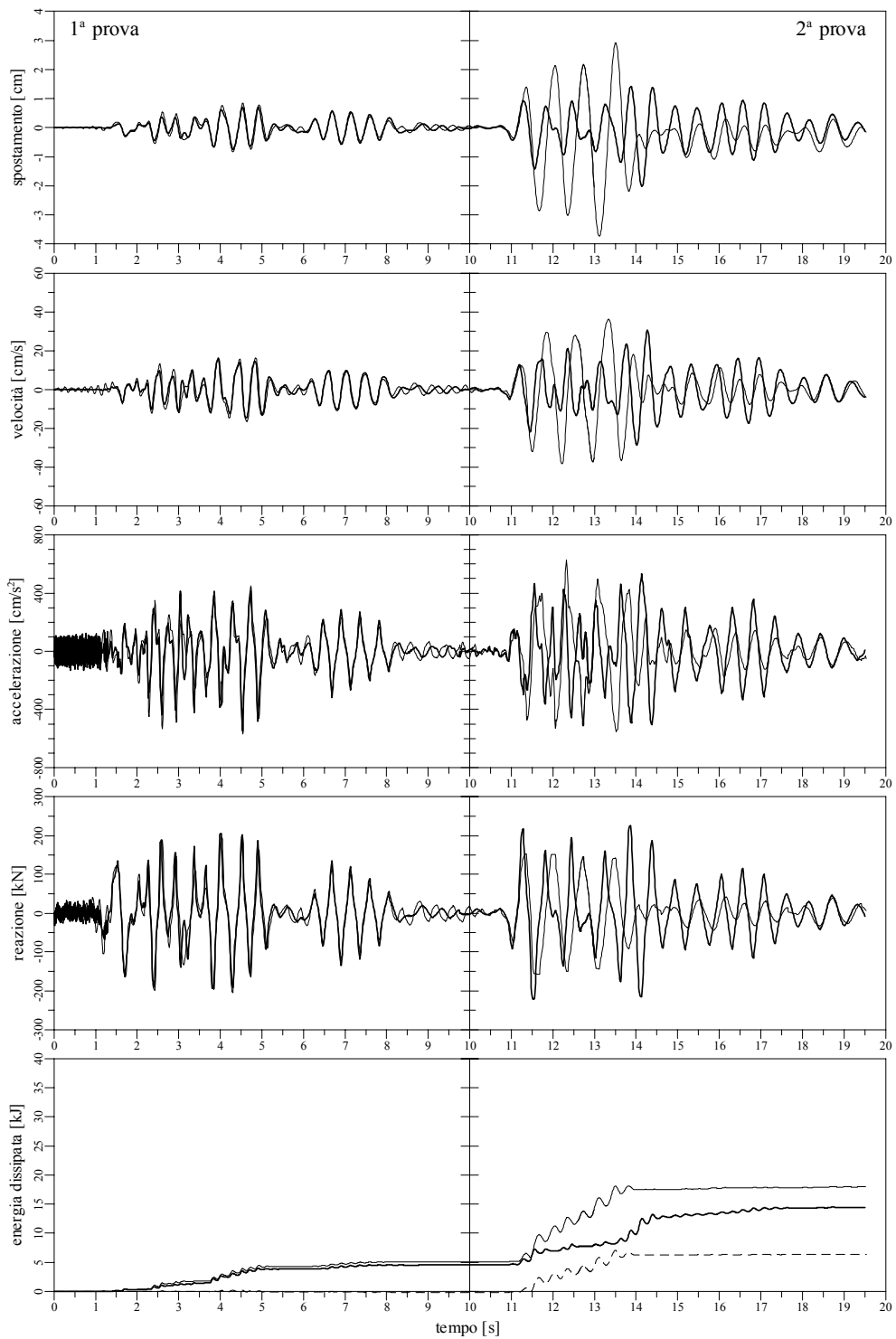


Fig. 3.24: Storie temporali corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.

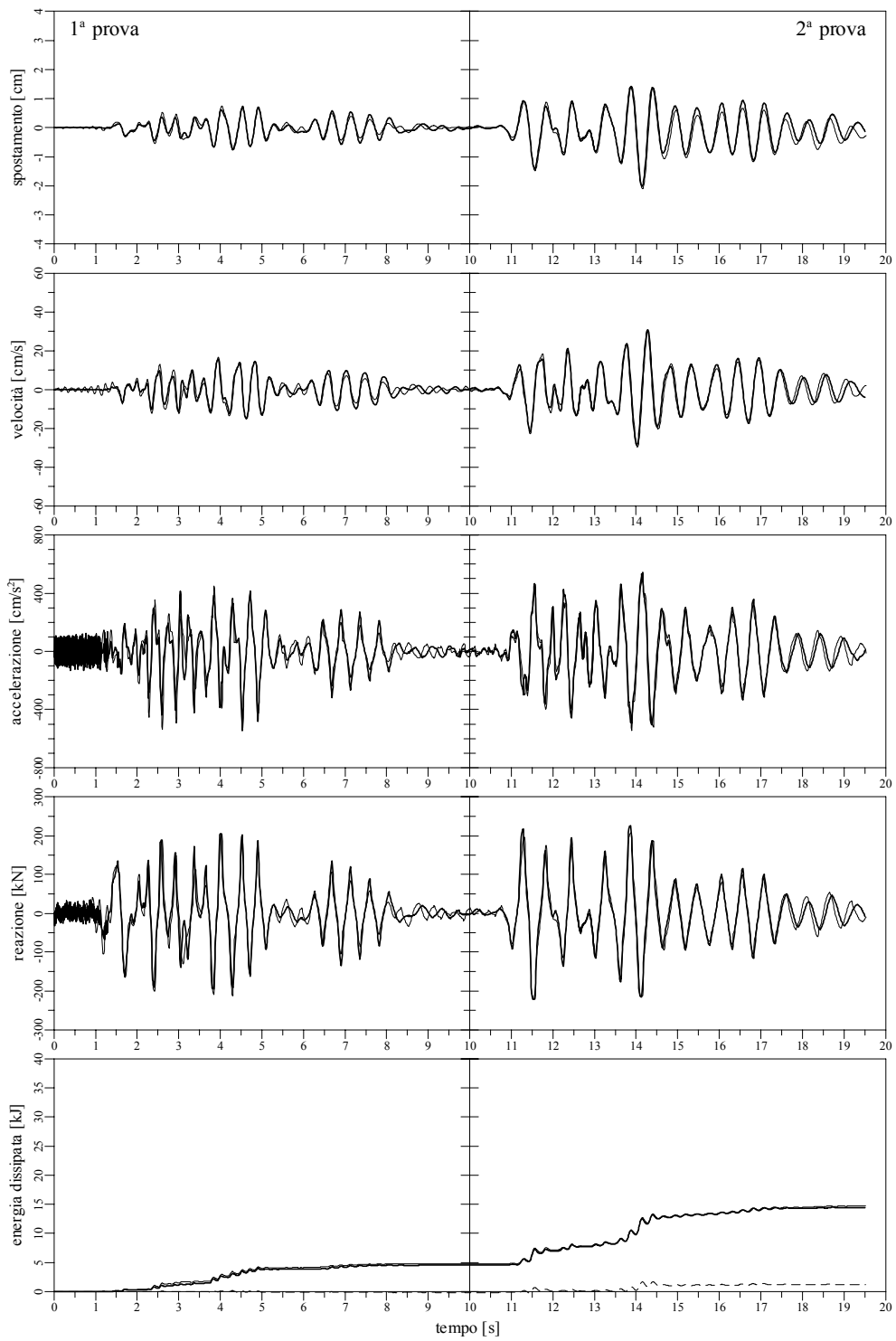


Fig. 3.25: Storie temporali ulteriormente corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'C1'.

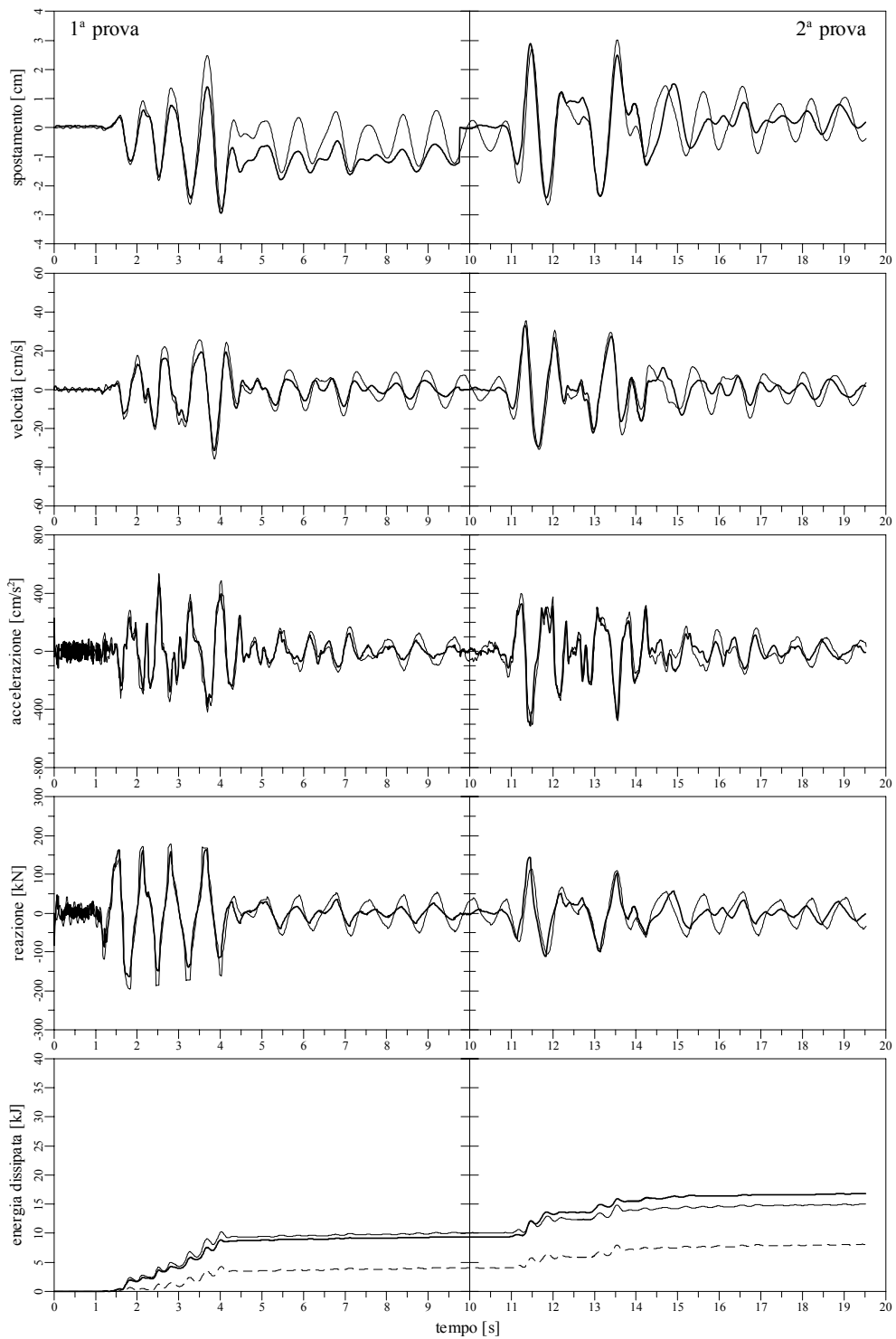


Fig. 3.26: Storie temporali corrette secondo il modello di Panagiotakos & Fardis per il campione 'N1'.

4 DISPOSIZIONI NORMATIVE

4.1 Premessa

Nel presente capitolo si discutono in un certo dettaglio le prescrizioni di normativa relative alle strutture di calcestruzzo armato tamponate. Si riepilogano le disposizioni delle norme sismiche italiane vigenti e della proposta di norma europea, gli eurocodici, poi si esegue un'esame critico e comparativo dei criteri di analisi indicati da tali documenti per la progettazione. Tale esame si basa essenzialmente sul paragone tra i risultati dei modelli di calcolo convenzionali ed i risultati sperimentali ottenuti sia presso il laboratorio ELSA ad Ispra sia da altri ricercatori (capitolo 2).

Le normative studiate qui presentano analogie notevoli in merito al calcolo dei telai tamponati. Infatti, entrambe richiedono una verifica di danneggiabilità ed entrambe, per le strutture del tipo considerato nel seguito, consentono l'analisi statica equivalente. La norma italiana è senza dubbio più dettagliata, entrando nel merito dei modelli di calcolo da impiegare, pur se il modello adottato, quello del puntone equivalente, è per lo meno di calibrazione non agevole, come si è accertato nel capitolo 3. Inoltre, le disposizioni italiane risultano più severe nel controllo della danneggiabilità, soprattutto per gli edifici strategici quali gli ospedali.

Si ritiene che l'analisi presentata in questo capitolo chiarisca l'influenza dei vari elementi che concorrono a definire il modello e, in definitiva, il progetto del telaio tamponato. Lo scopo del lavoro è di carattere essenzialmente *didattico* nel senso che, sfruttando la disponibilità di dati sperimentali, si discute sulla rispondenza dei metodi di calcolo convenzionali. Ovviamente, le conclusioni a cui sarà possibile giungere non dovranno essere intese come definitive o generali. E' tuttavia interessante verificare che una struttura, pur dimensionata nel rispetto di canoni avanzati di progettazione antisismica (in particolare quelli dell'eurocodice 8) e pur dotata delle caratteristiche favorevoli di regolarità in elevazione ed in pianta, risulta essere particolarmente sensibile alla presenza delle tamponature e, in loro assenza, mostra una deformabilità inaccettabile secondo le norme.

4.2 Norme italiane

La normativa sismica italiana vigente è costituita dalle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" [62] e dalle "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996" [64], entrambe attuative della legge n. 64 del 2 febbraio 1974, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". I documenti suddetti verranno analizzati in un certo dettaglio nei paragrafi successivi. Storicamente,

la particolare situazione italiana, che ha visto il ripetersi di eventi sismici notevoli per intensità, ha favorito la presa di coscienza del problema delle strutture intelaiate tamponate, da parte delle norme, addirittura a partire dal disastroso terremoto di Messina di inizio secolo [91]. Già allora, infatti, la “Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni da eseguirsi nelle regioni colpite dal terremoto del 28 dicembre 1908” nelle conclusioni del suo lavoro affermava che “... *le murature di pietrame o di mattoni poste a formare le pareti esterne e divisorie interne non hanno alcuna funzione statica; possono assumerla in caso di sisma a patto che siano soddisfatti alcuni requisiti essenziali ...*”. I requisiti suddetti erano indicati nel seguito del documento, laddove si definiva come “... *ammmissibile la struttura intelaiata costituita da elementi in cemento armato, tra di loro razionalmente concatenati, tali cioè da resistere a tutti gli sforzi che si possono sviluppare, e con le pareti in opera muraria solidali all’orditura principale. ... In questo caso i ritzi dovranno essere ciascuno di un sol pezzo e le murature di riempimento dovranno essere di mattoni o di pietre parallelepipedo messe in opera a strati orizzontali e regolari con buona malta ...*”.

La legge n. 64 del 2/2/1974 a sua volta prevedeva che “... *le murature di tamponamento delle strutture intelaiate devono essere efficacemente collegate alle aste della struttura secondo le modalità specificate dalle norme tecniche ...*” mentre il successivo primo decreto attuativo, il D.M. 3/3/1975 intitolato “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, ha introdotto la distinzione tra elementi divisorii e pannelli esterni, senza entrare però nel merito della risposta strutturale.

Successivamente al terremoto dell’Irpinia, è stato emanato il D.M. 2/7/1981, “Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”, dove per la prima volta si è fatto riferimento alla “... *presenza di elementi, anche non strutturali, che, attese le caratteristiche di rigidità e resistenza, possano contribuire in maniera significativa all’assorbimento delle azioni sismiche ovvero possano modificare sensibilmente il comportamento della sola ossatura portante ...*”. Tale concetto è stato approfondito con la circolare n. 21745 del 30/7/1981, “Istruzioni relative alla Normativa Sismica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma”. L’esperienza ha portato quindi ad ammettere il contributo delle tamponature nella risposta sismica e ha fatto sentire la necessità di definire il contributo stesso secondo normativa. Nella successiva circolare n. 22120 del 12/12/1981, “Istruzioni alla normativa per riparazione e rafforzamento degli edifici in cemento armato ed a struttura metallica”, si proponeva un “... *metodo di calcolo per tenere conto dell’interazione tra telai e pannelli murari di tamponamento ...*” citando schemi di calcolo con “... *puntoni diagonali equivalenti ...*”. In tale circolare veniva quindi riconosciuta l’importanza della

modellazione a biella equivalente e, ai fini progettuali, si indicava che “... quando si debbano svolgere anche le analisi della ossatura tamponata, della tamponatura deve riconoscersi l’effettiva composizione, lo spessore, i collegamenti tra le fodere, la natura dei componenti ...”.

4.2.1 Norme sismiche vigenti

Come già scritto, il D.M. 16/1/1996 [62] è l’ultimo decreto attuativo della legge n. 64. Al fine di agevolarne la comprensione, nel prosieguo si usano la dicitura ed i simboli originali. Nel paragrafo 4.4 si effettua il confronto con le disposizioni dell’eurocodice per le strutture tamponate, mentre altri autori hanno svolto un lavoro simile per le strutture in muratura portante [65]. In entrambi i casi sarà facile vedere come la normativa italiana rispetto all’eurocodice sia meno chiara nel definire le azioni da applicare alla costruzione e, soprattutto, non contenga nessun esplicito, e doveroso, riferimento alle caratteristiche di duttilità della struttura.

In particolare, nella sezione B, “Criteri generali di progettazione”, sono definiti i metodi da considerare nella verifica delle strutture “... la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità ...”. Di solito, le sollecitazioni provocate dal sisma devono essere valutate convenzionalmente mediante un’analisi statica oppure un’analisi dinamica, ma “... possono, in alternativa, eseguirsi analisi più approfondite, fondate su una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati ...”. Nell’analisi statica viene definito un sistema di forze orizzontali e verticali, mentre per l’analisi dinamica si fornisce uno spettro di risposta in termini di accelerazione, adimensionalizzato con l’accelerazione di gravità. I coefficienti che intervengono sono il coefficiente di intensità sismica C , il coefficiente di risposta R ed il coefficiente di protezione sismica I . Nel caso dell’analisi dinamica si deve utilizzare un modello strutturale che rappresenti correttamente la distribuzione delle resistenze e che tenga conto “... di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l’eccitazione di più di 85% della massa totale ...”. Al punto B.8, “Verifiche di resistenza”, viene mantenuta al momento la possibilità di effettuare le verifiche secondo il metodo delle tensioni ammissibili, in alternativa al metodo degli stati limite. Nel primo caso, la combinazione degli effetti è espressa come:

$$\alpha_t = \alpha_p \pm \alpha_d \quad (4.1)$$

dove α_d rappresenta le sollecitazioni dovute al sisma e α_p quelle dovute agli altri carichi escluso il vento, che quindi è in esclusiva col sisma stesso. Nel caso delle verifiche agli stati limite ultimi vale invece:

$$\alpha_t = \alpha'_p \pm \gamma_E \alpha_d \quad (4.2)$$

dove α'_d deriva dai carichi combinati simbolicamente secondo la relazione:

$$\alpha'_p = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \right] \quad (4.3)$$

dove G_k , P_k e Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni permanenti, della forza di precompressione e dei sovraccarichi variabili tra loro indipendenti. In accordo con l'equazione 4.2, le caratteristiche di sollecitazione prodotte dall'azione sismica vengono amplificate col fattore $\gamma_E = 1.5$. Nel caso dell'analisi lineare, tale coefficiente amplifica anche gli spostamenti; di ciò si dovrà tener conto nel valutare le deformazioni allo stato limite di esercizio ed allo stato limite ultimo.

Le azioni da applicare sono indipendenti dalla presenza delle tamponature, ma nel successivo punto B.9, "Spostamenti e deformazioni", al fine di "... *limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti* ..." si prescrive che gli spostamenti relativi di piano siano calcolati come:

$$\eta_t = \frac{\eta_p \pm \lambda \eta_d}{\chi} \quad (4.4)$$

dove η_p sono gli spostamenti elastici dovuti alle azioni gravitazionali e di precompressione e η_d sono gli spostamenti dovuti al sisma convenzionale. E' da notare che, stante la validità dell'equazione 4.2, gli spostamenti allo stato limite ultimo sono valutati applicando il fattore $\gamma_E = 1.5$. Il fattore λ vale rispettivamente 2, 3 oppure 4 rispettivamente per $I = 1, 1.2$ e 1.4 . Il denominatore χ vale 1 se si utilizza il metodo delle tensioni ammissibili e 1.5 col metodo degli stati limite: con tale artificio viene di fatto annullata la maggiorazione dovuta al fattore γ_E . Infatti, si fa notare che mentre il numeratore dell'equazione 4.4 rappresenta una stima degli spostamenti prodotti dall'azione di progetto, il fattore χ intende conferire agli spostamenti il carattere *frequente*, se così è lecito dire per il sisma, tipico delle verifiche di funzionalità. Con tali spostamenti si deve verificare la stabilità degli elementi non strutturali e la funzionalità degli impianti fissi degli edifici, in particolare la possibilità di "... *espulsione dei pannelli divisorii e di chiusura* ...". Per soddisfare i requisiti di sicurezza strutturale, gli spostamenti totali non devono causare la perdita di connessione dei vincoli o il martellamento delle strutture adiacenti, quando siano valutati con la formula:

$$\eta_t = \frac{\eta_p \pm 9\eta_d}{\chi} \quad (4.5)$$

In definitiva, l'equazioni 4.4 e 4.5 amplificano gli spostamenti elastici calcolati, in modo che le verifiche finalizzate a limitare la deformabilità della struttura garantiscano la funzionalità della costruzione.

Nella sezione C, "Edifici", precisamente ai punti C.5, "Edifici in muratura", e C.5.3, "Edifici in muratura armata", si contempla la possibilità della "... *analisi*

statica secondo il metodo previsto per le strutture intelaiate adottando per il calcolo dell'azione sismica un coefficiente di risposta β pari a 1.5 riducibile a 1.4 qualora sia prevista l'armatura diffusa aggiuntiva ...". Il significato del parametro β è chiarito al punto C.6, "Edifici con strutture intelaiate", dove viene riproposta la medesima distinzione tra l'analisi statica e l'analisi dinamica applicabile in generale. Nel caso dell'analisi statica, valgono le definizioni delle azioni orizzontali date in C.6.1.1 e delle azioni verticali in C.6.1.3, dove compaiono il coefficiente di fondazione ε , il coefficiente di struttura β ed il coefficiente di distribuzione γ . Nel caso dell'analisi dinamica, si definisce lo spettro di risposta adimensionalizzato. In ambo i casi, così come nella sezione analoga relativa alle strutture intelaiate, non si fanno riferimenti espliciti alle tamponature. Tale distinzione non si trova nemmeno per il coefficiente di struttura β , per il quale si prescrive il valore unitario a meno che "...nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali e su questi ultimi prevalentemente si distribuiscano le azioni orizzontali ...", nel qual caso bisogna assumere $\beta = 1.2$. Questa clausola, in effetti, si applica in presenza di setti di irrigidimento di dimensioni e di conformazione particolari. Quindi nelle norme vigenti la presenza delle tamponature influisce sull'entità dell'azione sismica di progetto solo in quanto quest'ultima dipende dalla rigidità della struttura, mentre i coefficienti di risposta del punto C.5.3 si applicano, a rigore, esclusivamente alla muratura armata. Comunque, non bisogna dimenticare che le strutture tamponate, in quanto dotate di minore duttilità rispetto alle strutture intelaiate, hanno bisogno di una protezione adeguata in termini di resistenza maggiore.

La scelta del tipo di analisi da effettuare è legata alla risposta sismica attesa per la struttura. In particolare, si richiede l'analisi dinamica per un "... periodo proprio $T > 1.4s$..." e per "... costruzioni di configurazione irregolare che presentino, in modo significativo, variazioni della disposizione planimetrica lungo l'altezza o della disposizione altimetrica lungo la pianta, ovvero disuniformità nella distribuzione delle rigidità o delle masse o, infine, scostamenti tra centro di massa e centro di rigidità di un qualsiasi piano ...". Circa le azioni verticali, "... nei casi indicati al punto C.6.1.3 non si richiede un'analisi dinamica e possono applicarsi i coefficienti convenzionali. ... In alternativa è possibile eseguire l'analisi dinamica per azioni verticali utilizzando lo spettro di risposta dell'azione orizzontale moltiplicato per 2 per i casi a) e b) e per 4 per il caso c) di cui al punto C.6.1.3 ...".

Al punto C.6.3, "Verifiche", vengono riproposte l'espressioni 4.1 e 4.2 specificando che le sollecitazioni dovute al sisma sono ottenute componendo vettorialmente le sollecitazioni dovute all'eccitazione orizzontale con quelle dovute all'eccitazione verticale. Al pari del punto B.9, si prescrive che gli spostamenti relativi tra un piano ed il piano successivo siano tali da garantire che "... gli elementi non strutturali e gli impianti fissi non subiscano danni tali da impedire la

funzionalità dell'edificio ... ". Gli spostamenti suddetti debbono essere valutati con la relazione 4.4, nella quale, si ricorda, gli spostamenti totali η_t sono prodotti da azioni sismiche più frequenti, perciò meno violente, di quelle con cui si verifica la resistenza. Gli spostamenti elastici η_d dovuti al sisma convenzionale constano sia del contributo dell'eccitazione orizzontale sia di quello dell'eccitazione verticale. Se non si effettuano valutazioni specifiche degli effetti sugli impianti e sugli elementi non strutturali, le verifiche di stabilità di cui al punto C.6.3 sono considerate soddisfatte quando risulta:

$$\eta_t \leq \eta_{\text{lim}} = \begin{cases} 0.002h & \text{per elementi aderenti alla struttura} \\ 0.004h & \text{per elementi che non interferiscono} \\ & \text{con la struttura} \end{cases} \quad (4.6)$$

dove, come al solito, h rappresenta l'altezza dell'interpiano. La norma prevede inoltre che si possa omettere "... il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti per terremoti di forte intensità a meno che non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento ...". In questo caso, gli spostamenti sono definiti secondo l'equazione 4.5, ma con le componenti valutate in accordo con la sezione B.8, quindi in modo differente per le verifiche alle tensioni ammissibili oppure allo stato limite ultimo. In definitiva, si nota come con questa normativa sia stata introdotta una gerarchia di rischio strutturale che in caso di sisma violento prevede verifiche di danno solo in presenza di una sensibilità particolare della costruzione. Per lo stato limite ultimo non sono indicati i valori limite η_{lim} degli spostamenti, contrariamente allo stato limite di funzionalità. Tuttavia, gli spostamenti massimi devono essere tali da non provocare sconnessioni o collassi di altro tipo (effetti del second'ordine). Nel seguito, al fine di avere lo stesso riferimento quantitativo per i risultati delle verifiche svolte, verrà effettuato il confronto con il valore limite imposto per i giunti dal punto C.4.2, "Edifici contigui", laddove si prevede che "... nel caso in cui due edifici formino organismi distaccati, essi devono essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h_i) = \frac{h_i}{100} \quad (4.7)$$

dove $d(h_i)$ è la distanza tra due punti affacciati, posti alla quota h_i a partire dallo spiccatto delle strutture in elevazione ...".

Oltre a fornire le disposizioni generali richiamate in precedenza, nel punto C.6.4, "Elementi divisorii e pannelli esterni", la normativa entra nel merito di indicazioni progettuali particolarmente significative. Infatti, lì si trovano le prescrizioni sui collegamenti dei pannelli interni ed esterni con le travi superiori ed inferiori mediante nervature (cordoli) verticali, le prescrizioni sulle aperture ed infine quelle sui vincoli dei pannelli prefabbricati esterni. Tali disposizioni costruttive contribuiscono significativamente alla sicurezza degli edifici e limitano

la danneggiabilità delle tamponature, ma appaiono ancora piuttosto generiche e dovrebbero essere integrate con indicazioni specifiche per il progetto e per il calcolo. Ulteriori riferimenti alle tamponature possono essere desunti al punto C.9, “Interventi sugli edifici esistenti”, in cui si pone l’obbligo dell’intervento di adeguamento quando si intenda “. . . c) *effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l’edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso da quello precedente; d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche . . . (che) implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell’edificio stesso . . .*”. Pur se indirettamente, ci si riferisce anche alle variazioni degli elementi non strutturali quali appunto le tamponature.

I punti C.9.5, “Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura ordinaria”, e C.9.5.3, “Verifica sismica”, stabiliscono che “. . . *la verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6 ed assumendo, per il coefficiente di struttura, il valore . . .*”:

$$\beta = \beta_1 \beta_2 \quad (4.8)$$

Nell’equazione appena scritta, il fattore $\beta_1 = 2$ tiene conto delle caratteristiche di duttilità (limitate) delle costruzioni in muratura, mentre il fattore $\beta_2 = 2$ discende dalle “. . . *modalità di verifica a rottura . . .*”. Si vedrà che la dicitura è ripresa, seppur implicitamente, nella definizione delle condizioni di rottura delle strutture intelaiate tamponate. Nel punto successivo, “Interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato”, a proposito della definizione dello schema strutturale dell’edificio si ribadisce che “. . . *si deve tenere conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidità e resistenza, possono contribuire in maniera significativa all’assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi deve essere considerato anche l’eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali . . .*”.

4.2.2 Istruzioni per le norme sismiche

Il recente documento “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16/1/1996” ha trattato ulteriori aspetti che investono le strutture tamponate [64]. Al punto B.4, “Analisi statica”, questa viene consentita quando il comportamento sismico della struttura è rappresentato adeguatamente dal solo primo modo di vibrazione e presenta una deformata contenuta nel piano dell’eccitazione. Condizione necessaria, quindi, è che la struttura sia regolare in pianta ed in altezza. Il primo tipo di regolarità è associato a condizioni di simmetria e di compattezza dell’edificio in pianta, di uniformità

degli spostamenti e di rigidezza sufficiente dei solai nel proprio piano; il secondo tipo discende dalla distribuzione continua degli elementi resistenti, delle masse e delle rigidzze in elevazione, oltre che da un rapporto omogeneo tra la resistenza richiesta dall'analisi e la resistenza conferita. In più, si sottolinea che *“...un comportamento non regolare può essere indotto dalla presenza di pannelli, in muratura od altro materiale, inseriti tra le maglie dei telai in modo non simmetrico in pianta e/o in elevazione ...”*.

Il punto B.6, “Analisi dinamica”, specifica come quantificare la massa attivata in ciascun modo di vibrazione, in funzione delle masse modali e degli autovettori. L'analisi modale è considerata esaustiva se i modi considerati chiamano in causa almeno l'85% della massa totale.

Nel punto B.9, “Spostamenti e deformazioni”, le istruzioni chiariscono che le verifiche degli spostamenti hanno il fine duplice di limitare la danneggiabilità e di garantire la sicurezza; esse debbono essere effettuate nelle due direzioni ortogonali in pianta lungo le quali si considera agire l'azione sismica. Inoltre, sono rese di fatto meno impegnative le disposizioni costruttive di cui al punto C.6.4, “Elementi divisorii e pannelli esterni”. Si chiarisce, infatti, che *“...la disposizione riguardante gli elementi divisorii interni è stata integrata sulla base delle indicazioni riportate nel punto B.9, consentendo in definitiva una maggiore libertà progettuale ...”*. In sostanza, la norma si basa sul concetto che la limitazione degli spostamenti relativi tra due punti di una struttura generica o tra due piani di una struttura intelaiata sia sufficiente a garantire una sicurezza accettabile per la tamponatura.

Tornando alla definizione del fattore di struttura per gli edifici in muratura, al punto C.5.2, “Edifici in muratura ordinaria”, in merito alla valutazione delle azioni si *“...segnala che, per i nuovi edifici in muratura, il coefficiente β_2 deve essere assunto pari a 1 perché la norma specifica (D.M. 20/11/1987) distingue i valori da attribuire alla resistenza del materiale a seconda del metodo adottato per il controllo della sicurezza (nel caso di verifica degli stati limite ultimi) ...”*. Per gli edifici di nuova realizzazione è previsto quindi un livello di sicurezza di calcolo superiore del 50% a quello degli edifici esistenti: infatti, a parità dello spettro di progetto nel primo caso si ha un fattore di amplificazione delle azioni uguale a $\beta_1\beta_2 = 2 \times 3 = 6$, mentre nel caso della muratura esistente tale fattore di amplificazione vale $\beta_1\beta_2 = 2 \times 2 = 4$. Una distinzione analoga potrebbe essere riproposta nelle strutture intelaiate tamponate, distinguendo tra le strutture esistenti e quelle di nuova realizzazione o, meglio, tra i casi in cui sia nota la resistenza effettiva della tamponatura ed i casi in cui si consideri una resistenza di progetto.

Nell'allegato 2, “Interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura”, le istruzioni suggeriscono l'utilizzo del modello di calcolo costituito dal telaio nudo con le bielle diagonali compresse, equivalenti ai muri. Il modello è valido sotto le

condizioni seguenti: “. . . a) il telaio è costituito da elementi in cemento armato (o metallici) adeguatamente collegati fra loro nei nodi ed aderenti alla tamponatura; b) il rapporto tra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0.5 e 2; c) il rapporto tra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20; d) nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato . . . ”. Il puntone del modello deve avere lo spessore pari allo spessore della muratura, l'altezza della sezione uguale ad un decimo della lunghezza della diagonale della maglia, infine deve essere incernierato al nodo del telaio. Sulla base di tali assunzioni, ben diverse da altre presenti in letteratura (paragrafo 3.2), si effettua la valutazione della rigidità equivalente nella direzione assiale del puntone:

$$E_w t_w b_w / d_w = 0.10 E_w t_w \quad (4.9)$$

Diventa quindi essenziale quantificare nel modo appropriato le grandezze geometriche e meccaniche che compaiono nell'equazione 4.9; sulla base dei loro valori si potrà valutare correttamente quale sia il valore del coefficiente di struttura da utilizzare. Le istruzioni suggeriscono che “. . . per i valori delle caratteristiche di resistenza e dei moduli elastici della muratura può farsi riferimento al D.M. 20/11/1987 . . . ” (normativa sulle murature portanti, paragrafo 4.2.3) oppure “. . . a risultati di apposite indagini teorico-sperimentali, chiaramente comprovati . . . ”.

L'allegato 2 definisce anche i meccanismi di rottura dei pannelli murari, rappresentati nella figura 4.1: lo scorrimento lungo un giunto orizzontale, la frattura per trazione diagonale e lo schiacciamento degli angoli del pannello. Il loro innesco, in effetti, richiede che siano garantite le condizioni seguenti: “. . . 1) il pannello è contenuto nel piano medio del telaio; 2) le caratteristiche meccaniche dei materiali e gli spessori sono tali da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza, . . . (ad esempio) sono da escludere le pareti in foglio o costituite da elementi con percentuale di foratura superiore al 45%; 3) è assicurato il contatto con la struttura in cemento armato; 4) sono assenti aperture; 5) hanno elevata resistenza all'azione sismica ortogonale al piano del pannello . . . ”. La verifica della tamponatura potrà essere effettuata, coerentemente con i tre meccanismi di crisi proposti, una volta che sia stata definita la “. . . forza sismica orizzontale agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale dello sforzo agente sul puntone), da valutare tenendo conto del coefficiente di struttura β . . . ”. Sul coefficiente di struttura si tornerà a discutere nel paragrafo che segue. Le resistenze dei meccanismi ultimi, già espresse nel paragrafo 3.3 in termini di valori medi, con riferimento ai loro valori di progetto ed alle resistenze caratteristiche dei materiali si scrivono introducendo il fattore ϕ di riduzione delle tensioni ($\phi = 2$ nel metodo

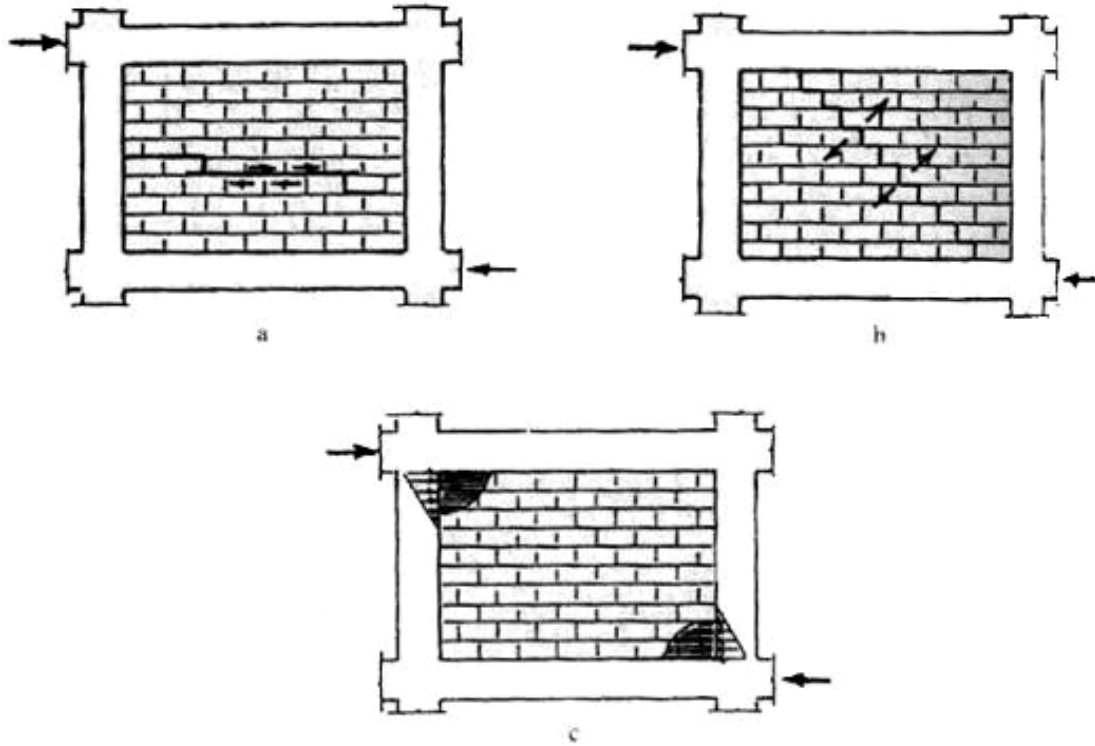


Fig. 4.1: Modalità di rottura secondo le norme italiane (da [64]).

delle tensioni ammissibili, altrimenti $\phi = 1$):

$$F_w(\text{scorrimento}) = \tau_u \frac{l_w t_w}{\phi} \quad (4.10)$$

$$\text{con } \tau_u = f_{vk0} \sqrt{1 + \frac{F_w}{l_w t_w} \frac{0.8 h_w / l_w - 0.2}{1.5 f_{vk0}}} \quad (4.11)$$

$$F_w(\text{trazione}) = f_{vk0} \frac{l_w t_w}{0.6 \phi} \quad (4.12)$$

$$F_w(\text{schiacciamento}) = 0.8 \frac{f_{wk}}{\phi} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c I_p h_w t_w^3}{E_w}} \quad (4.13)$$

dove f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali. E' semplice verificare che, sostituendo τ_u dall'espressione 4.11 nella 4.10, è possibile ottenere la formula esplicita scritta nel paragrafo 3.3. Nel caso di pilastri con sezione differente, il momento d'inerzia I_p viene assunto pari al valore medio dei momenti d'inerzia dei vari pilastri.

Infine, le istruzioni concludono pronunciandosi sulla verifica dei membri strutturali a contatto con le tamponature. In particolare, si prescrive che: a) le

sollecitazioni assiali nei pilastri siano calcolate con il modello di puntone; b) i pilastri siano dimensionati in modo tale che la loro rottura per taglio avvenga successivamente alla rottura della tamponatura; c) lo sforzo di taglio V_{cd} ed il momento flettente M_{cd} nei pilastri siano incrementati per effetto dell'interazione col muro. Precisamente, le sollecitazioni di progetto con cui effettuare le verifiche valgono rispettivamente:

$$V_{cd} \pm F_w \quad \text{e} \quad M_{cd} \pm 0.10h_w F_w$$

in funzione dello sforzo orizzontale F_w assorbito dal muro. Si nota quindi che, ricorrendo al modello di puntone, vengono considerati solo gli effetti globali della presenza della tamponatura, mentre si trascurano gli effetti locali connessi all'interazione diretta della struttura con la tamponatura. Questi effetti dovrebbero invece condurre alla posa in opera di armature specifiche nelle zone interessate.

4.2.3 Norme sulle murature

Il citato D.M. 20/11/1987 nell'allegato 2, "Determinazione sperimentale della resistenza a compressione e della resistenza a taglio della muratura", indica le relazioni seguenti fra le proprietà meccaniche fondamentali della muratura:

$$f_{wk} = f_{wm} - k s_w \quad (4.14)$$

$$E_w = 1000 f_w \quad (4.15)$$

$$G_w = 0.4 E_w \quad (4.16)$$

dove f_{wk} e f_{wm} sono rispettivamente la resistenza a compressione in valore caratteristico e medio, s_w è lo scarto quadratico medio della resistenza, E_w è il modulo elastico normale e G_w è il modulo di taglio. La resistenza a compressione della muratura può essere misurata direttamente tramite prove su muretti oppure può essere valutata sulla base delle indicazioni del punto 2.3.1.1, "Determinazione della resistenza caratteristica a compressione". Si è già visto che la stima discende dalle resistenze caratteristiche dei mattoni e della malta (paragrafo 3.1), secondo tabelle differenziate per le murature di elementi artificiali e per quelle di pietra squadrata. La resistenza caratteristica a taglio f_{vk0} in assenza di carichi verticali va misurata con prove di taglio su muretti. In alternativa, il punto 2.3.2.1, "Determinazione della resistenza caratteristica a taglio", ne suggerisce la stima in funzione del tipo e della resistenza del mattone (sono previsti sia mattoni di laterizio, sia blocchi artificiali di calcestruzzo, entrambi pieni e semipieni) nonché in funzione del tipo di malta. L'incremento di resistenza prodotto dalla compressione verticale σ_v si quantifica col criterio di Mohr-Coulomb:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_v \quad (4.17)$$

l'espressione indica che il contributo della tensione di compressione ortogonale al piano di scorrimento risulta essere significativo.

Come al solito, la verifica degli elementi murari soggetti ai carichi verticali si effettua applicando ai valori caratteristici il coefficiente di sicurezza del materiale γ_M per ottenere la resistenza di calcolo della muratura. Inoltre, la norma aggiunge che “... affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo N_d per unità di lunghezza del muro rispetti la seguente condizione ...”:

$$N_d \leq \Phi \frac{f_{wk}}{\gamma_M} t_w \quad (4.18)$$

Φ è un coefficiente di riduzione della resistenza del muro. Nel capitolo 2, “Murature formate da elementi resistenti artificiali”, a proposito dell’analisi strutturale si prevede la valutazione dell’eccentricità dei carichi, oltre che della snellezza della muratura. Tutto ciò conduce alla definizione del coefficiente di riduzione della resistenza. Relativamente all’eccentricità dei carichi si hanno i tre tipi seguenti: “... a) *eccentricità totale dei carichi verticali dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare ... (più la) eccentricità delle reazioni di appoggio del solaio soprastante la sezione di verifica; b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, che deve essere assunta uguale a $h/200$; c) eccentricità dovuta al vento, considerato agente in direzione normale al piano della muratura ...*”. Viene suggerito come combinare tali eccentricità; in sostanza, però, “... l’eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore all’eccentricità dovuta all’esecuzione ...”. Tale eccentricità, combinata con la snellezza della muratura, permette di ottenere il valore del coefficiente di riduzione della resistenza del muro. In dettaglio, la norma definisce *snellezza convenzionale* di una muratura il rapporto h_0/t_w , in cui h_0 è la cosiddetta *lunghezza libera di inflessione* del muro, pari a ρh_w , e t_w è lo spessore del muro. “... Il valore di tale rapporto non deve risultare superiore a 20. ... Il fattore ρ assume il valore 1 per il muro isolato ...”. Nel caso invece in cui “... il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20cm, posti ad interasse i ...” vengono forniti altri valori per ρ in funzione del rapporto h_w/i . Con tali valori viene ricavato il coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro, in funzione della snellezza e dell’eccentricità.

Tornando a quanto disposto dalle istruzioni per le strutture esistenti e di nuova realizzazione, di cui si è scritto nel paragrafo precedente, si ricorda che in tal caso la differenziazione viene fatta risalire alla presenza o meno del fattore di sicurezza γ_M . Considerato che nel caso delle strutture tamponate la norma prescrive l’utilizzo dei valori caratteristici piuttosto che di quelli di progetto, si ritiene di poter concludere che in questo caso è valida rigorosamente l’espressione 4.8, quindi un coefficiente di struttura pari a 4, come nel caso dell’adeguamento degli edifici di muratura esistenti, indipendentemente dall’essere la tamponatura esistente o di nuova costruzione. Sulla base dei ragionamenti sviluppati, per il coefficiente di struttura può essere assunto il valore derivante dall’espressione 4.8

al fine di garantire che le azioni sismiche siano assorbite in campo elastico dalla tamponatura, senza l'insorgere di plasticizzazioni nei telai a causa della rottura fragile della tamponatura stessa.

4.3 Eurocodici

La più recente proposta di normativa sismica europea, l'eurocodice 8, intitolata "Design provisions for earthquake resistance of structures", allo stato attuale si compone di tre documenti: "Seismic actions and general requirements of structures", ENV 1998-1-1 [25], "General rules for buildings", ENV 1998-1-2 [26] e "Specific rules for various materials and elements", ENV 1998-1-3 [27]. Si ricorda che in tali documenti la lettera *P* contraddistingue una prescrizione, mentre i valori scritti tra parentesi quadre sono soggetti alla valutazione ed all'eventuale adattamento da parte dei singoli paesi aderenti alla Comunità Europea.

4.3.1 Azioni sismiche e requisiti generali delle strutture

Nel precisare la terminologia usata, nel punto 1.4.2 viene definito lo "... *elemento non strutturale: elemento, sistema o componente (architettonico, meccanico od elettrico) che o a causa della mancanza di resistenza o per il tipo di connessione con la struttura non può essere considerato nel progetto sismico come elemento capace di sopportare carico ...*". Di fatto, con questa definizione si stabilisce che le tamponature, appunto perché dotate di resistenza meccanica significativa ed essendo in genere connesse alla struttura portante, debbono essere considerate nei calcoli e non possono essere trattate come elementi non strutturali. Nella sezione sulle misure specifiche del criterio di conformità, il punto 2.2.4.1, "Progetto", recita: "... (5) *P L'analisi deve essere condotta con un modello strutturale adeguato che, quando necessario, sia in grado di tenere in conto della deformabilità del terreno e delle parti non strutturali. (6) P Nessun cambiamento è permesso nella struttura durante la fase di costruzione o durante la successiva vita della struttura senza che ne sia data adeguata giustificazione e verifica. Data la natura specifica della risposta sismica, questo si applica anche al caso di cambiamenti che conducano ad un incremento della resistenza strutturale ...*". Al progetto si richiede un grado di controllo ed affidabilità assai elevati, in particolare esso deve essere curato in modo da ottenere una distribuzione congrua sia delle masse sia delle rigidità del sistema strutturale.

Rispetto alle norme italiane, un dettaglio notevole è presente riguardo alla natura del suolo di fondazione, per il quale si prevede che "... *appropriate indagini dovranno essere condotte al fine di classificare il terreno ...*". La norma distingue tre classi, citando le rocce ed i depositi di ghiaie, sabbie o argille di elevata rigidità (classe A), i depositi profondi di sabbie, ghiaie o argille di media rigidità (classe B) ed i depositi di terreni con coesione bassa o assente (classe C).

Al punto 4, “Azione sismica”, in primo luogo si danno le indicazioni per definire le zone sismiche, disponendo che “... (3) *l’accelerazione di progetto al suolo corrisponde ad un periodo di ritorno di riferimento di [475] anni ...*”. Inoltre, “... (4) *le zone sismiche con accelerazione di progetto al suolo minore di [0.10g] sono a bassa sismicità ...*” e “... (5) *nelle zone con accelerazione di progetto al suolo minore di [0.04g] le disposizioni dell’eurocodice 8 non debbono essere osservate ...*”. Si nota la correlazione puntuale tra la definizione dell’azione sismica e le condizioni del terreno di fondazione, in particolare nel punto 4.2.2, “Spettro di risposta elastico”, laddove l’intensità dell’accelerazione è legata all’accelerazione efficace al suolo, al periodo proprio di vibrazione in campo elastico ed all’amplificazione dinamica valutata per uno smorzamento viscoso di 5% (si fornisce un fattore di correzione per gli altri valori dello smorzamento). Dallo spettro di risposta in accelerazione deriva lo spettro in spostamento dividendo semplicemente per il quadrato della pulsazione del sistema; è significativo confrontare i valori così ottenuti con il valore dello spostamento di picco del suolo, per il quale il punto 4.2.3 suggerisce un’espressione.

Infine, la prima parte della norma al punto 4.2.4, “Spettro di progetto per l’analisi lineare”, definisce le azioni sismiche di progetto, decrementate in proporzione al fattore di comportamento q che, pur rappresentando a rigore un coefficiente di riduzione delle azioni, coincide di fatto con la duttilità attesa.

4.3.2 Regole generali per gli edifici

Nel punto 2.2, “Regolarità strutturale”, s’impone di distinguere le strutture regolari da quelle che invece sono da considerarsi irregolari. I criteri di regolarità sono riportati nei punti 2.2.2 e 2.2.3 rispettivamente per la configurazione in pianta e lungo l’altezza. Tali criteri sono i medesimi previsti dalla normativa italiana e, ancora una volta, non menzionano esplicitamente le tamponature. Tuttavia, la successiva sezione 3, “Analisi strutturale”, circa la modellazione prescrive al punto 3.1 che “... (1) *P il modello di edificio deve rappresentare adeguatamente la distribuzione delle rigidezze e della massa al fine di tenere in adeguato conto le forze d’inerzia e gli assetti deformati significativi. ... Il modello di norma deve tener conto della deformabilità delle regioni nodali e vanno considerati gli elementi non strutturali che possono influenzare la risposta degli elementi strutturali principali ...*”. Inoltre, “... (5) *negli edifici di cemento armato e di muratura la rigidezza degli elementi resistenti deve essere valutata assumendo, in generale, l’ipotesi di sezioni non fessurate. Questa ipotesi può condurre a valutazioni non conservative degli spostamenti, specialmente quando siano utilizzati valori elevati del fattore di comportamento. In questo caso, e se gli spostamenti sono critici, una stima maggiormente accurata della rigidezza degli elementi sotto l’azione sismica può essere necessaria in vista dell’analisi degli spostamenti ... (6) *Di norma debbono essere tenute in conto le tamponature che aumentino significativamente**

la rigidezza laterale della struttura ...”. Quindi rispetto alle norme italiane le prescrizioni dell’eurocodice sono assai più esigenti in quanto richiedono di considerare adeguatamente la presenza delle tamponature e di effettuare l’analisi con modelli più raffinati, soprattutto in vista della verifica delle condizioni critiche in termini di spostamento. In particolare, il calcolo dello spostamento anelastico d_s si può condurre amplificando lo spostamento elastico d_e ottenuto con l’utilizzo dello spettro di progetto (punto 3.4, “Analisi degli spostamenti”):

$$d_s = q_d \gamma_I d_e \quad (4.19)$$

dove in genere la duttilità q_d è posta pari al fattore di comportamento q e γ_I è un fattore che vale 1.4, 1.2, 1 oppure 0.8 per edifici di classe di importanza da I a IV rispettivamente. La definizione delle categorie e del fattore di importanza delle costruzioni si trova nel punto 3.7: si distinguono gli edifici la cui integrità durante il sisma è di importanza vitale per le esigenze di protezione civile (classe I), gli edifici per i quali le conseguenze del collasso sarebbero rilevanti (classe II), gli edifici ordinari (classe III) ed infine gli edifici minori, ad esempio le costruzioni agricole, non considerati invece dalle norme italiane (classe IV).

Tornando agli elementi non strutturali, il punto 3.5 chiarisce ulteriormente che per questi si debba intendere “. . . parapetti, antenne, attrezzature ed appendici meccaniche, vetrate, partizioni ed inferriate . . . ”, quindi soltanto elementi che non possono avere affatto una funzione portante e per i quali vengono definiti valori specifici del fattore di comportamento. Le tamponature, invece, devono essere considerate separatamente.

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono modulati a seconda della presenza sui vari piani degli edifici di azioni indipendenti oppure correlate tra di loro; in generale, i coefficienti risultano essere massimi per l’ultimo piano (punto 3.6).

Al punto 4 si prevedono verifiche nei confronti degli stati limite ultimi e degli stati limite di servizio. Le prime verifiche hanno lo scopo di assicurare le condizioni di resistenza, le condizioni di duttilità, le condizioni di equilibrio, la resistenza dei diaframmi orizzontali, la resistenza delle fondazioni ed il dimensionamento dei giunti sismici (punti 4.2.2–4.2.7). Per quest’ultimo aspetto non viene fornito un criterio generale come quello delle norme italiane (espressione 4.7), ma in linea di principio “. . . (1) *P* gli edifici debbono essere protetti dagli urti con le strutture adiacenti che possono essere indotti dai terremoti . . . ”. Operativamente, quanto sopra è garantito se “. . . le linee di bordo del potenziale impatto distano di una quantità minore dei massimi spostamenti orizzontali definiti in accordo alla 4.19. (6) *Se le posizioni dei piani degli edifici in progetto sono le stesse degli edifici adiacenti, la distanza sopra riportata può essere ridotta di un fattore [0.70] . . . ”*. Per il soddisfacimento della verifica dello stato limite di esercizio, lo spostamento relativo d’interpiano d_r , calcolato come differenza degli spostamenti medi (in

pianta) dei solai di ciascun piano, deve essere valutato tramite l'espressione 4.19 e deve rispettare la condizione:

$$\frac{d_r}{\nu} \leq \eta_{\text{lim}} = \begin{cases} [0.004]h \\ [0.006]h \end{cases} \quad (4.20)$$

La prima disequaglianza si applica in presenza di elementi non strutturali fragili fissati rigidamente alla struttura portante, la seconda quando gli elementi non strutturali sono fissati in modo tale da non interagire con la struttura. ν è un fattore che vale [2.5] per gli edifici di classe di importanza I e II, [2.0] per gli edifici di classe III e IV. Tale fattore riduce gli spostamenti dell'analisi agli stati limite ultimi per ottenere gli spostamenti prodotti da azioni sismiche con periodo di ritorno inferiore. Si può notare come le relazioni 4.19 e 4.20 conducano ad una lieve incongruenza tra gli edifici di classe di importanza II e III. Infatti, in base ai valori di γ_I riportati prima gli spostamenti limite si ottengono moltiplicando gli spostamenti elastici d_e per il fattore di struttura q_d e per il fattore $\gamma_I/\nu = 1.2/2.5 = 0.48$ nel caso della classe II, per il fattore $\gamma_I/\nu = 1.0/2.0 = 0.50$ nel caso della classe III. Quindi la verifica dello spostamento in esercizio risulta essere un po' più severa per le strutture di classe III, per definizione meno importanti, che non per le strutture di classe II.

4.3.3 Regole specifiche per i vari materiali ed elementi

La sezione 2, "Regole specifiche per gli edifici di cemento armato", si apre con varie definizioni, fra le quali, oltre a quelle di regione critica, di resistenza residua, di trave, di pilastro, di setto, compaiono quelle meno immediate dei sistemi strutturali. Questi sono distinti, in funzione del meccanismo di assorbimento delle sollecitazioni sismiche, nei sistemi a telaio, nei sistemi a setti, nei sistemi duali, nei sistemi duali equivalenti ai sistemi a telaio, nei sistemi duali equivalenti ai sistemi a setti, nei sistemi a nucleo ed infine nei sistemi a pendolo inverso. Per i primi tre tipi di sistema il fattore di comportamento assume il valore base di 5, con le eccezioni del sistema a setti non collegati, per il quale vale 4, e del sistema duale equivalente al sistema a setti non collegati, per il quale vale 4.5. Agli ultimi due tipi strutturali si attribuiscono rispettivamente i valori di 3.5 e di 2. I valori appena ricordati sono legati alla capacità dei vari sistemi resistenti di assorbire le azioni orizzontali con caratteristiche di duttilità e, di fatto, possono essere influenzati dalla presenza delle murature di tamponamento. Infatti, la classificazione come sistema a telaio oppure come sistema a setti di un edificio in cui siano presenti sia la struttura intelaiata sia i pannelli è dettata dalla valutazione di quale dei due sottosistemi fornisca una "... resistenza al taglio alla base dell'edificio superiore a 65% dell'intera resistenza al taglio ...". Ovviamente, tale valutazione risente in misura pesante del contributo delle tamponature e, quindi, delle ipotesi adottate nel calcolo delle resistenze dei sottosistemi.

Al successivo punto 2.3, “Tipi strutturali e fattori di comportamento”, più sinteticamente i sistemi strutturali vengono considerati di cinque tipi: sistema a telaio, sistema duale, sistema a setti, sistema a nucleo e sistema a pendolo inverso. I fattori di comportamento relativi alle azioni sismiche orizzontali sono definiti tramite la relazione seguente:

$$q = q_0 k_D k_R k_W \geq 1.5 \quad (4.21)$$

dove q_0 rappresenta il valore fondamentale del fattore di comportamento, specificato in precedenza sulla base del tipo di struttura, k_D tiene conto della classe di duttilità della struttura:

$$k_D = \begin{cases} 1.00 & \text{per la classe alta} \\ 0.75 & \text{per la classe media} \\ 0.50 & \text{per la classe bassa} \end{cases} \quad (4.22)$$

k_R tiene conto della regolarità in elevazione:

$$k_R = \begin{cases} 1.0 & \text{per le costruzioni regolari} \\ 0.8 & \text{per le costruzioni irregolari} \end{cases} \quad (4.23)$$

k_W tiene conto della modalità di rottura:

$$k_W = \begin{cases} 1 & \text{per i sistemi a telaio} \\ \frac{1}{2.5-0.5\alpha_0} \leq 1 & \text{per i sistemi a setti ed a nucleo} \end{cases} \quad (4.24)$$

Nell’ultima espressione, α_0 al denominatore indica il rapporto massimo tra l’altezza e la larghezza dei vari setti di irrigidimento.

Al punto 2.4, “Criteri di progetto”, si introducono le cosiddette resistenze secondarie: “... (2) *gli elementi non strutturali che possono contribuire alla dissipazione di energia debbono essere distribuiti uniformemente nella struttura. Comunque, di norma provvedimenti adeguati debbono essere presi contro i possibili effetti negativi dovuti all’interazione tra sistemi strutturali e non strutturali ...*”. Dopo aver trattato le verifiche di sicurezza (punto 2.5), i provvedimenti per gli ancoraggi (punto 2.6) ed i provvedimenti per le travi (punto 2.7), gli effetti degli elementi non strutturali sono richiamati esplicitamente nel punto 2.8, “Provvedimenti per pilastri”, dove si impongono verifiche locali finalizzate ad assicurare una risposta di carattere duttile da parte delle strutture. In maggior dettaglio, ai punti 2.8.2 e 2.8.3, dedicati ai provvedimenti speciali per i pilastri delle strutture di duttilità alta e media rispettivamente, si stabilisce che “... (4) *P gli effetti dell’interazione tra struttura e tamponatura debbono essere considerati ogni volta che sia necessario ...*”. Le condizioni sotto cui si presenta tale necessità sono definite al punto 2.9, “Misure supplementari nel progetto delle strutture tamponate”. A differenza dell’allegato 2 delle istruzioni per le norme italiane (paragrafo 4.2.2),

vengono stabilite regole sul progetto e sui dettagli strutturali, piuttosto che un metodo di calcolo. Tali misure si devono applicare ai “... sistemi a telaio o duali equivalenti a telaio di duttilità alta oppure media, con tamponature costruite dopo la maturazione delle strutture di cemento armato, a contatto con queste ma senza connessioni strutturali (come connettori a taglio) e che siano state considerate in prima istanza come elementi non strutturali ...”. Invece, nel caso in cui le tamponature siano state inserite organicamente nel modello strutturale, per le tamponature stesse si devono applicare in toto le prescrizioni della sezione 5, “Regole specifiche per le costruzioni di muratura”, su cui si discuterà nel seguito in quanto utilizzate qui per la definizione delle caratteristiche meccaniche. Quando la tamponatura sia stata trascurata nel calcolo, devono essere soddisfatti i requisiti ed i criteri enunciati nel punto 2.9.2: “... (1) *P* debbono essere considerate adeguatamente le conseguenze delle irregolarità in pianta prodotte dalla presenza della tamponatura; (2) *P* debbono essere considerate adeguatamente le conseguenze delle irregolarità in elevazione prodotte dalla presenza della tamponatura; (3) *P* deve essere considerata l’influenza della maggiore rigidità dovuta alla tamponatura nel modificare la risposta strutturale; (4) *P* si debbono considerare le incertezze notevoli legate al comportamento delle tamponature (con particolare riferimento alla dispersione delle proprietà meccaniche e delle condizioni di vincolo ed alla possibile modifica della loro integrità durante l’uso dell’edificio, così come il diverso livello di danno a seguito di sisma); (5) *P* deve essere considerata la possibilità di condizioni locali avverse a seguito dell’interazione fra struttura e tamponatura ...”.

La norma si occupa quindi delle irregolarità dovute alla muratura di tamponamento (punto 2.9.3). Nel caso delle irregolarità in pianta (punto 2.9.3.1), si richiede di condurre l’analisi con modelli spaziali se l’irregolarità è pronunciata, altrimenti è sufficiente assumere un’eccentricità accidentale e_{1i} della massa al piano i pari a:

$$e_{1i} = \pm 2 \cdot 0.05L_i \quad (4.25)$$

dove L_i è la dimensione del piano in pianta, valutata nella direzione perpendicolare a quella di applicazione dell’azione sismica. In presenza d’irregolarità in elevazione (punto 2.9.3.2), gli effetti devono essere apprezzati mediante l’impiego di codici di calcolo opportuni, oppure le azioni sismiche debbono essere amplificate, a ciascun piano, proporzionalmente al fattore:

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta V_{Rm}}{\Sigma V_{Sd}} \quad (4.26)$$

dove ΔV_{Rm} è la riduzione totale di resistenza della tamponatura del piano debole rispetto al piano tamponato più vicino e ΣV_{Sd} è la somma delle forze sismiche di piano di progetto. L’irregolarità in altezza può assumersi trascurabile se il fattore α risulta inferiore a 1.10.

A causa della sensibilità al comportamento delle tamponature al primo livello, i pilastri della prima elevazione devono essere considerati elementi critici da confinare adeguatamente lungo l'intera altezza. Il punto 2.9.4 prevede inoltre che le azioni sismiche di progetto devono essere modificate "... *in relazione alla riduzione del periodo proprio della struttura tamponata ...*" rispetto al periodo proprio della struttura nuda. Operativamente, nel progetto si deve considerare l'ordinata spettrale $S_d(T'_1)$ corrispondente al valore medio dei periodi fondamentali di vibrazione della struttura nuda e della struttura tamponata, T_{1n} e T_{1t} rispettivamente:

$$T'_1 = \frac{T_{1n} + T_{1t}}{2} \quad (4.27)$$

Quindi, ad eccezione degli spostamenti tutti gli effetti delle azioni sismiche devono essere moltiplicati per il fattore $S_d(T'_1)/S_d(T_{1n})$. Il periodo proprio della struttura tamponata può essere approssimato con una delle espressioni:

$$T_{1t} = \frac{T_{1n}}{\sqrt{1 + \frac{T_{1n}^2 l_w t_w G_w g}{16 H W_t}}} \quad (4.28)$$

$$T_{1t} = \min \left\{ 0.065n; \quad 0.080 \frac{H^2}{(H + B)\sqrt{B}}; \quad 0.075 \sqrt[4]{H^3} \right\} \quad (4.29)$$

dove H è l'altezza (in metri) della struttura, B è la dimensione in pianta (in metri) lungo la direzione considerata, W_t è il peso totale dell'edificio e n è il numero di piani.

Il punto 2.9.5, "Effetti locali dovuti alla tamponatura", tratta le situazioni in cui la tamponatura non occupi l'intera altezza dell'interpiano, lasciando scoperta la sommità dei pilastri. I provvedimenti da adottare sono allora i seguenti: "... a) *l'intera lunghezza del pilastro è considerata regione critica e deve essere armata adeguatamente; b) devono essere valutate opportunamente le conseguenze della diminuzione della luce di taglio ... (inoltre) la lunghezza h_{cv} della colonna impiegata per determinare lo sforzo di taglio di progetto deve essere quella libera dalla muratura; c) si deve disporre armatura trasversale nella zona di pilastro non a contatto con la muratura ed estenderla al tratto di lunghezza h_c (dimensione della sezione del pilastro nel piano della muratura); d) se la lunghezza della zona di pilastro non a contatto con la tamponatura è minore di $1.5h_c$ allora lo sforzo di taglio deve essere assorbito da armature bidiagonali ...*". In particolare, la condizione b) si traduce nella relazione:

$$V_{cd} = \gamma_n \frac{M_{Rtd} + M_{Rbd}}{h_{cv}} \quad (4.30)$$

dove M_{Rtd} e M_{Rbd} sono i momenti resistenti alla testa ed alla base del pilastro offerti dall'armatura effettivamente posta in opera, con lo sforzo assiale più svan-

taggioso. Il fattore maggiorativo γ_n , che assume il ruolo di coefficiente di sicurezza verso la rottura per taglio, vale 1.35 e 1.25 rispettivamente per le strutture di duttilità alta e media.

Solo se la tamponatura occupa per intero l'altezza dell'interpiano e solo se essa è presente in entrambe le maglie adiacenti al pilastro non sono previste disposizioni particolari, altrimenti l'intera lunghezza del pilastro è da considerarsi come una regione critica da armare conseguentemente. Inoltre, il punto 2.9.6, "Limitazione del danno nelle tamponature", stabilisce che, fatta eccezione per le zone a bassa sismicità, *"... misure appropriate devono essere predisposte per evitare la rottura fragile o la disintegrazione prematura della tamponatura, così come l'espulsione fuori dal piano dei singoli blocchi ..."*.

Come scritto in precedenza, le prescrizioni del punto 2.9 si applicano a quelle strutture il cui calcolo sia stato condotto trascurando le tamponature, mentre nel caso opposto vanno applicate le disposizioni sia dell'eurocodice 6 sia della sezione 5 dell'eurocodice 8, "Regole specifiche per le costruzioni di muratura". Si richiamano qui quest'ultime disposizioni limitatamente alla parte sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Al punto 5.2, "Materiali e condizioni di vincolo", si prescrive che la muratura sia formata da elementi con determinate proprietà, in particolare si richiede ai mattoni al minimo una resistenza a compressione di 2.5MPa nella direzione verticale e di 2.0MPa nella direzione orizzontale. La malta deve essere almeno del tipo M10 per la muratura armata ed almeno del tipo M5 per la muratura tradizionale (quest'ultima prescrizione può essere assunta anche per le tamponature). Il punto 5.3, "Tipi di costruzioni e fattori di comportamento", non fornisce indicazioni specifiche per le strutture tamponate, di conseguenza si deduce che per esse siano da assumere gli stessi fattori di comportamento delle strutture intelaiate. Per quanto riguarda l'analisi strutturale, il punto 5.4 specifica che *"... (1) P il modello strutturale dell'edificio deve rappresentare adeguatamente le proprietà in termini di rigidità dell'intero sistema; (2) P la rigidità degli elementi strutturali deve essere valutata considerando sia la deformabilità flessionale sia quella al taglio e, se rilevante, anche la deformabilità assiale ..."*. Tali considerazioni sono di carattere generale e comunque, rispetto alle norme italiane, non legano l'analisi della struttura esclusivamente al modello del puntone equivalente. Anzi, il riferimento al comportamento a taglio suggerisce un approccio più accurato per determinare la risposta. Infine, il quadro è completato dal punto 5.5, "Criteri di progetto e regole di costruzione", e dal punto 5.6, "Verifica di sicurezza". Nel primo punto vengono forniti i requisiti geometrici per i muri di taglio, vale a dire gli spessori minimi. Essi variano da [40]cm per la muratura non armata di elementi naturali a [24]cm per la muratura armata e per quella confinata. Nulla si dice circa la muratura di tamponamento, quindi si può ritenere che i requisiti di snellezza possano essere calibrati sulla base del modello di calcolo assunto e delle verifiche di sicurezza conseguenti. Nel punto

successivo sono fissati i fattori parziali di sicurezza per la muratura, da applicare nelle verifiche allo stato limite ultimo in funzione delle categorie di esecuzione e di controllo. Per la definizione di tali categorie si rimanda alla normativa specifica per le murature, l'eurocodice 6, su cui si riferisce nel paragrafo che segue.

4.3.4 Norme sulle murature

La prefazione dell'eurocodice 6 al punto 4, "Valori numerici per i coefficienti di sicurezza parziale", precisa che i valori riportati sono stati scelti sulla base dell'esperienza personale degli autori, invitando le autorità nazionali a definire le categorie di esecuzione e di controllo in modo più dettagliato e, soprattutto, tenendo nel dovuto conto le tecniche costruttive specifiche di ciascun paese. La sezione 3, "Materiali", elenca i tipi ammessi per la malta sulla base della resistenza media a compressione dei provini. Per la resistenza a compressione della muratura, in particolare per il valore caratteristico, si prevede la determinazione sperimentale (punto 3.2.2.2) oppure la determinazione derivata dalla resistenza degli elementi e della malta (punto 3.2.2.3). Nel secondo caso, come anticipato nel paragrafo 3.1, si propone l'espressione:

$$f_{wk} = k f_{bm}^{\alpha} f_{mm}^{\beta} \quad (4.31)$$

dove, adattando la simbologia solita, f_{wk} indica la resistenza caratteristica a compressione della muratura, f_{bm} indica la resistenza media a compressione dei mattoni e f_{mm} indica la resistenza media a compressione della malta. Tuttavia, il punto 5.1 della prefazione sottolinea la notevole difficoltà che sorge nelle stime per la grande varietà degli elementi di laterizio utilizzati nei vari paesi europei. Ciò premesso, il punto 5.2, "Resistenza caratteristica a compressione della muratura", fornisce i valori dei parametri nell'espressione 4.31 già usati nel paragrafo 3.1:

$$k = 0.40\psi \quad \text{con } \psi = \begin{cases} (15/f_{bk})^{0.33} \leq 1.5 & \text{per malta non superiore a } M10 \\ & \text{e per mattoni con } f_{bk} < 15\text{MPa} \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$\beta = 0.25$$

I risultati della formula 4.31 sono particolarmente sensibili alla resistenza del mattone, da misurare con riferimento alla sezione lorda (comprensiva cioè dei fori) ed operando su elementi liscati ed asciutti. Inoltre, l'espressione 4.31 vale per mattoni di sezione quadrata con lato di 20cm; in caso contrario è necessario correggere la resistenza sperimentale f_{bm} con un fattore δ tabellato, come si è fatto nel paragrafo 3.1. Come ulteriore condizione, l'espressione 4.31 è applicabile direttamente solo "... quando la sezione orizzontale di un muro caricato o di una colonna è meno di 0.10m^2 ...", altrimenti "... la resistenza caratteristica deve

essere moltiplicata per il fattore $0.7+3A_w$ dove A_w è la sezione orizzontale caricata del muro o della colonna in $m^2 \dots$. In definitiva, la resistenza della muratura è correlata tanto alla geometria dei mattoni quanto alla geometria del pannello.

Il documento prosegue col punto 3.2.3, “Resistenza caratteristica a taglio della muratura”, in cui si ripropone la formula 4.17 con un limite superiore:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_v \leq 0.05f_{bk} \quad (4.32)$$

La resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione viene determinata anche qui in funzione del tipo di malta, secondo valori tabellati. Come al solito, la resistenza di progetto è pari al valore caratteristico ridotto col coefficiente di sicurezza della muratura; ad esempio, per la resistenza a compressione si ha:

$$f_{wd} = \frac{f_{wk}}{\gamma_M} \quad (4.33)$$

Le caratteristiche di rigidezza sono definite in funzione del modulo elastico normale (punto 3.2.6.1) e del modulo di taglio (punto 3.2.6.2). Al pari delle norme italiane (equazioni 4.15 e 4.16), si assumono le relazioni:

$$G_w = 0.4E_w = 400f_{wk} \quad (4.34)$$

Nella successiva sezione 4, “Progetto della muratura”, vengono elencate le caratteristiche principali degli elementi soggetti ai carichi verticali allo stato limite ultimo (punto 4.4). Si introducono infatti l’altezza efficace dei muri (punto 4.4.2), lo spessore efficace (punto 4.4.3), il rapporto di snellezza (punto 4.4.4) e l’eccentricità fuori del piano (punto 4.4.5). Alla stregua di quanto avviene nelle norme italiane, tutto ciò conduce ad un fattore Φ di snellezza e di eccentricità che riduce la resistenza con cui effettuare le verifiche (punti 4.4.6 e 4.4.7). In particolare, “... la resistenza verticale di calcolo di un muro deve essere maggiore dell’azione di calcolo ...”, avendo valutato “... la resistenza verticale di calcolo R_d per unità di lunghezza di un muro semplice ...” come:

$$R_d = \Phi \frac{t_w f_{wk}}{\gamma_M} \quad (4.35)$$

A differenza delle norme italiane, il fattore di riduzione Φ viene distinto per le “... estremità superiore ed inferiore del muro ...” ed in corrispondenza di “... metà altezza del muro ...”. Nel secondo caso vale la relazione:

$$\Phi = 1.14 \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t_w} \right) - 0.02 \frac{h_e}{t_e} \leq 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t_w} \quad (4.36)$$

dove e_{mk} è l’eccentricità a metà altezza del pannello, h_e è l’altezza efficace e t_e è lo spessore efficace. Mentre lo spessore efficace si può confondere con lo spessore del muro ($t_e \simeq t_w$), per l’eccentricità si ha:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t_w \quad (4.37)$$

dove il primo addendo e_m tiene conto dei momenti M_1 e M_2 alle estremità del pannello, dello sforzo normale N_m a metà altezza, dell'eccentricità e_{mh} per azioni orizzontali e, infine, dell'eccentricità accidentale e_a :

$$e_m = \frac{M_1 + M_2}{2N_m} + e_{mh} \pm e_a \quad (4.38)$$

L'eccentricità accidentale e_a può essere stabilita in funzione della categoria di controllo della costruzione, al pari del coefficiente di sicurezza. Il secondo addendo e_k nell'espressione 4.37 è l'eccentricità che nasce per effetto delle deformazioni viscosi. Essa "*... può essere assunta pari a zero per i muri costruiti con elementi di laterizio e, purché il rapporto di snellezza non superi 15, anche per i muri costruiti con elementi di altro materiale ...*". In caso contrario, tale eccentricità vale:

$$e_k = 0.002\varphi_\infty \frac{h_e}{t_e} \sqrt{t_w e_m} \quad (4.39)$$

Rimane da definire l'altezza efficace; al punto 4.4.2.1 si prescrive che "*... l'altezza efficace di un muro portante o di un pilastro deve essere determinata tenendo conto della rigidità relativa dell'elemento, della struttura connessa al muro (o pilastro) e dell'efficacia delle connessioni ...*". In generale, l'altezza efficace si valuta come:

$$h_e = \rho_n h_w \quad (4.40)$$

dove h_w è, come in precedenza, l'altezza del pannello e ρ_n (con $n = 2, 3, 4$ a seconda delle condizioni di vincolo del muro) è un fattore di riduzione. In particolare, per i muri vincolati superiormente ed inferiormente dai solai di cemento armato dei piani intermedi si ha $\rho_2 = 0.75$, mentre per i muri dell'ultimo piano o vincolati con solai di legno si ha $\rho_2 = 1$. Inoltre, per i muri vincolati superiormente ed inferiormente e con un bordo libero bisogna valutare:

$$\rho_3 = \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 h_w}{3L}\right)^2} > 0.30 \quad (4.41)$$

dove L è la distanza del bordo libero dall'asse del muro irrigidente o, nel caso in cui siano presenti due muri irrigidenti, è il loro interasse. Nella seconda situazione vale:

$$\rho_4 = \begin{cases} \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 h_w}{L}\right)^2} > 0.30 & \text{se } h_w \leq L \\ 0.50 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad (4.42)$$

In conclusione, si può notare che, così come la norma italiana, il documento in discussione si riferisce essenzialmente alle murature portanti e l'estrapolazione delle stesse prescrizioni alle tamponature non è affatto immediata. A titolo di esempio, si ricordi che le tamponature presentano spesso snellezze superiori al limite previsto dalle norme.

4.4 Confronto

Al fine di confrontare le disposizioni della normativa italiana con quelle degli eurocodici, valutando in concreto le differenze che emergono in sede progettuale, se ne applicano le prescrizioni alle strutture descritte nei riferimenti [31] e [73]. Precisamente, si analizza la costruzione di quattro piani in scala reale, sottoposta a prove pseudodinamiche, già presentata nel paragrafo 2.4. Per essa si considerano le seguenti quattro situazioni significative:

- I ospedale progettato secondo le norme italiane in zona sismica di prima categoria;
- II edificio civile per abitazioni progettato secondo le norme italiane in zona sismica di seconda categoria;
- III ospedale progettato secondo gli eurocodici in zona sismica di prima categoria;
- IV edificio civile per abitazioni progettato secondo gli eurocodici in zona sismica di seconda categoria.

I risultati dei calcoli sono confrontati con l'evidenza sperimentale delle prove pseudodinamiche, svolte a diversi livelli di severità. In dettaglio, si osservano le grandezze seguenti: il periodo proprio, le forze orizzontali statiche equivalenti e gli spostamenti, sia per la struttura nuda sia per quella tamponata. Inoltre, si paragona la distribuzione delle rigidezze di piano della struttura, calcolate secondo ipotesi diverse, con la distribuzione delle rigidezze sperimentali acquisite nel corso delle prove pseudodinamiche effettuate.

4.4.1 *Struttura nuda: periodo proprio ed azioni di progetto*

Sulla base della geometria della struttura nuda e delle relative masse, applicando le norme italiane si prevede un periodo proprio fondamentale pari a 0.42s, da cui discende in entrambi i casi I e II un coefficiente di risposta $R = 1$ ed un'accelerazione di progetto $a/g = CRI = 0.10 \cdot 1 \cdot 1.4 = 0.14$ per la situazione I e $a/g = 0.07 \cdot 1 \cdot 1 = 0.07$ per la situazione II. In sostanza, secondo la normativa italiana passando dalla prima categoria sismica alla seconda e modificando la classe di importanza da quella primaria a quella corrente l'accelerazione di progetto si dimezza. In ambo i casi I e II non esistono distinzioni concettuali riguardo alla definizione delle azioni di progetto per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili ed allo stato limite ultimo: il tutto si traduce nell'applicare, per lo stato limite ultimo, il fattore maggiorativo $\gamma_E = 1.5$ (equazione 4.2).

L'allegato C dell'ENV 1998-1-2 (paragrafo 4.3.2) in via semplificata prevede la stima del primo periodo proprio in funzione dell'altezza della costruzione. Nei casi in questione esso conduce al valore di 0.52s, maggiore del 20% di quello ottenuto applicando la normativa italiana. Per i terreni intermedi (di tipo B, secondo

la classifica dell'eurocodice 8) il periodo fondamentale cade nell'intervallo in cui lo spettro di progetto viene assunto costante. Nel caso III, quello delle costruzioni strategiche in zona sismica di prima categoria, si considera un'accelerazione al suolo $\alpha = a_g/g = 0.35$ ed un fattore di comportamento $q = 5$, cioè quello relativo alle strutture regolari di classe di duttilità alta. Si ottiene allora l'accelerazione di progetto $a/g = \alpha S\beta_0/q = 0.35 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 0.175$. Nel caso IV, assumendo ragionevolmente $\alpha = 0.25$, si ottiene in modo analogo $a/g = 0.25 \cdot 1 \cdot 2.5/5 = 0.125$. La differenza tra i due casi sembra quindi meno marcata rispetto alle norme italiane, tuttavia se si applica il fattore di importanza $\gamma_I = 1.4$ per la situazione III l'accelerazione di progetto sale da 0.175 a 0.245, cioè vale di nuovo il doppio rispetto al caso IV della costruzione civile. In questa sede l'azione sismica è valutata a meno del fattore di importanza suddetto, fattore che invece sarà introdotto nel calcolo degli spostamenti, in accordo con l'espressione 4.19. Circa l'accelerazione al suolo adottata, si osserva che i valori assunti riflettono quanto previsto al punto 3.2, "Azione sismica", delle linee guida italiane per le strutture isolate [63]. L'eurocodice, del resto, rimanda alle normative nazionali per la quantificazione delle accelerazioni di riferimento del suolo e solo per le strutture isolate la norma italiana indica esplicitamente i valori di picco.

Si nota che l'eurocodice fornisce accelerazioni (quindi azioni) di progetto sistematicamente più alte rispetto alle norme italiane, ovviamente avendo applicato il coefficiente $\gamma_E = 1.5$. Questo è dovuto al fatto che i valori di picco dell'accelerazione al suolo qui assunti (0.35g e 0.25g), oppure che i coefficienti di struttura impliciti nelle norme italiane, sono maggiori. Peraltro, va detto che vi è un consenso generale nel definire l'azione di progetto come l'evento col periodo di ritorno di 475 anni.

Entrambe le norme consentono l'utilizzo dell'analisi statica equivalente per le strutture regolari in pianta ed in elevazione, purché il periodo proprio sia relativamente basso. La normativa italiana fissa il limite a 1.4s, l'eurocodice al valore minimo fra 2s ed il quadruplo del periodo oltre il quale lo spettro di progetto in accelerazione comincia a decrescere. Tali condizioni sono soddisfatte in tutti i casi studiati nel presente lavoro. Di conseguenza, si riportano in tabella 4.1 i pesi di

piano	G_i [kN]	Q_i [kN]	situazione					
			I		II		III e IV	
			W_i [kN]	γ_i	W_i [kN]	γ_i	W_i [kN]	λ_i
1	927	217	1036	0.494	999	0.495	959	0.126
2	914	217	1022	0.839	986	0.840	946	0.211
3	914	217	1022	1.184	986	1.185	946	0.298
4	834	217	943	1.529	906	1.530	899	0.365

Tab. 4.1: Pesi sismici e coefficienti di distribuzione.

piano G_i e Q_i da cui derivano le forze statiche equivalenti. Oltre ai pesi strutturali e delle tamponature, si considera un sovraccarico permanente $\Delta G_k = 2\text{kN/m}^2$ e un sovraccarico accidentale $Q_k = 2\text{kN/m}^2$ in tutte le situazioni. A ciascun livello si attribuisce il peso del pilastro di competenza sia del piano superiore sia di quello inferiore. I pesi sismici W_i secondo le norme italiane corrispondono al coefficiente di riduzione del sovraccarico variabile $s = 0.50$ per le strutture ospedaliere (caso I) e $s = 0.33$ per le strutture ordinarie (caso II). Secondo l'eurocodice, invece, il peso sismico totale W_n deve essere determinato in accordo con la combinazione delle azioni precisata nella parte ENV 1998-1-1 (paragrafo 4.3.1):

$$W_n = \Sigma_j W_j = \Sigma_j G_{kj} + \Sigma_j \Psi_{Ej} Q_{kj} \quad (4.43)$$

Quindi i sovraccarichi accidentali devono essere combinati con il rispettivo fattore Ψ_{Ej} , il quale assume la forma riportata al punto 3.6, "Coefficienti di combinazione delle azioni variabili", della parte ENV 1998-1-2 (paragrafo 4.3.2).

$$\Psi_{Ej} = \varphi \Psi_{2j} \quad (4.44)$$

Per gli edifici i cui piani possono essere occupati l'uno indipendentemente dall'altro, il coefficiente φ vale 1 per l'ultimo piano e 0.5 per i piani inferiori. Inoltre, l'eurocodice 1 suggerisce $\Psi_{2j} = 0.3$. Quindi secondo l'eurocodice i sovraccarichi accidentali influenzano le azioni sismiche di piano in misura minore di oltre il 50% rispetto alle norme italiane. Il taglio totale alla base vale:

$$F_n = S_d(T)W_n = a/g \cdot W_n \quad (4.45)$$

e le forze di piano:

$$F_{hi} = F_n \frac{h_i W_i}{\sum_{j=1}^n h_j W_j} = \lambda_i F_n \quad (4.46)$$

Con le formule appena ricordate si calcolano i pesi sismici di piano ed i coefficienti di distribuzione riportati nella tabella 4.1, quindi le forze statiche equivalenti ed i tagli di piano elencati nella tabella 4.2. La figura 4.2 mostra l'andamento delle

piano	situazione							
	I		II		III		IV	
	F_{hi}	V_{hi}	F_{hi}	V_{hi}	F_{hi}	V_{hi}	F_{hi}	V_{hi}
1	71.69	563.18	34.61	271.45	82.73	656.43	59.09	468.88
2	120.14	491.49	57.97	236.84	138.50	573.70	98.93	409.79
3	169.51	371.35	81.79	178.87	195.42	435.20	139.58	310.86
4	201.83	201.83	97.08	97.08	239.79	239.79	171.28	171.28

Tab. 4.2: Azioni sismiche e tagli di piano (in [kN]).

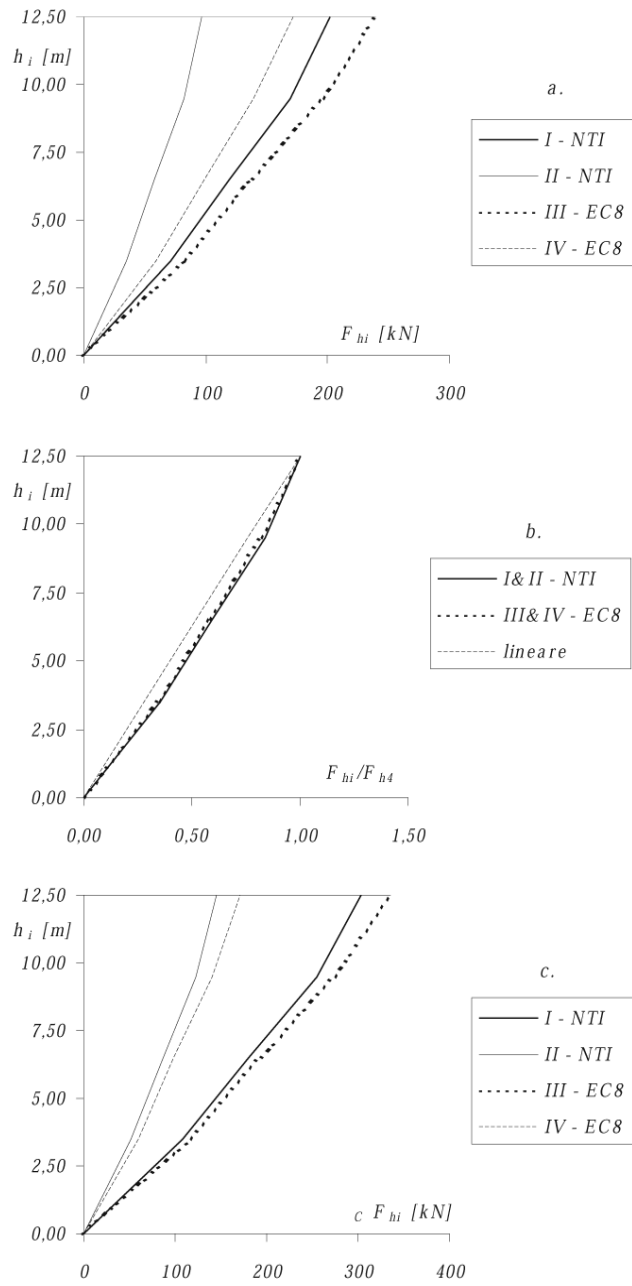


Fig. 4.2: Andamento delle azioni sismiche.

suddette forze di piano lungo l'altezza. In particolare, nel grafico in alto si riporta l'andamento delle azioni che discende direttamente dalla tabella 4.2, mentre nel grafico al centro le stesse azioni sono normalizzate con l'azione in sommità ed il loro andamento è paragonato a quello lineare. Si nota che le azioni di progetto dell'eurocodice si avvicinano maggiormente all'andamento lineare. Infine, il grafico in basso riporta le azioni amplificate col fattore $\gamma_E = 1.5$ delle norme italiane (casi I e II) e col fattore $\gamma_I = 1.4$ dell'eurocodice (casi III e IV). Tali coefficienti intervengono nella valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti; di fatto, i valori da considerare per le azioni di piano sono quelli riportati nel grafico in basso della figura 4.2. Si osserva che in tale modo le azioni risultano essere piuttosto simili per le strutture ospedaliere e per le strutture civili. Infine, si anticipa che nel paragrafo successivo si tornerà sulla valutazione del periodo proprio di oscillazione, avendo discusso circa la distribuzione degli spostamenti. Si vedrà che i periodi propri calcolati più accuratamente risultano essere maggiori di quelli appena stimati, tuttavia nella sostanza l'azione di progetto e, di conseguenza, la risposta strutturale rimangono le stesse.

4.4.2 *Struttura nuda: spostamenti calcolati*

Gli spostamenti totali di piano, Δ_i , e quelli relativi di interpiano, δ_i , sono elencati nella tabella 4.3, rispettivamente per il caso di azioni sismiche applicate nella direzione X (cioè quella di simmetria, figura 2.19) e nella direzione Y (vale a dire in presenza di eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza per la luce differente delle travi). I risultati relativi all'analisi nella direzione Y si riferiscono al baricentro geometrico della pianta della struttura; nell'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel proprio piano tali spostamenti rappresentano quelli medi dei vari piani. Gli stessi spostamenti sono graficati nella figura 4.3. Per omogeneità di confronto, gli spostamenti dei casi I e II (norma italiana) sono relativi alle combinazioni delle azioni allo stato limite ultimo. In tali condizioni deve essere applicata la formula 4.2 e, di conseguenza, gli spostamenti derivano dall'espressione:

$$\delta_i = \delta'_{pi} + \gamma_E \delta_{di} \quad (4.47)$$

dove il coefficiente $\gamma_E = 1.5$ coincide con il fattore di riduzione γ_c che l'eurocodice prescrive per il modulo elastico del calcestruzzo, precisato nel seguito.

L'analisi degli spostamenti è stata condotta con un codice di calcolo lineare agli elementi finiti, modellando una struttura spaziale costituita da elementi orizzontali posti nell'asse baricentrico di ciascuna sezione delle travi e da elementi verticali di lunghezza pari all'altezza dell'interpiano. Al fine di tener conto della deformabilità limitata dei nodi, si è adottata una zona di rigidezza infinita a partire dalla sezione posta a 50mm dall'interfaccia trave-pilastro fino all'intersezione degli assi dei membri. Il vincolo dei pilastri con la trave di fondazione è stato assunto come un vincolo ideale di incastro perfetto.

		situazione							
		I		II		III		IV	
direzione	piano	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i
X	1	7.06	7.06	3.41	3.41	8.44	8.44	6.03	6.03
	2	14.03	6.97	6.76	3.35	16.78	8.34	11.99	5.95
	3	19.45	5.41	9.34	2.58	23.28	6.50	16.61	4.62
	4	22.72	3.27	10.89	1.55	27.23	3.95	19.42	2.80
Y	1	7.17	7.17	3.45	3.45	8.56	8.56	6.12	6.12
	2	14.30	7.14	6.89	3.44	17.10	8.54	12.21	6.10
	3	19.87	5.57	9.57	2.68	23.78	6.68	16.99	4.77
	4	23.21	3.34	11.18	1.61	27.83	4.04	19.88	2.89

Tab. 4.3: Struttura nuda: spostamenti calcolati (in [mm]).

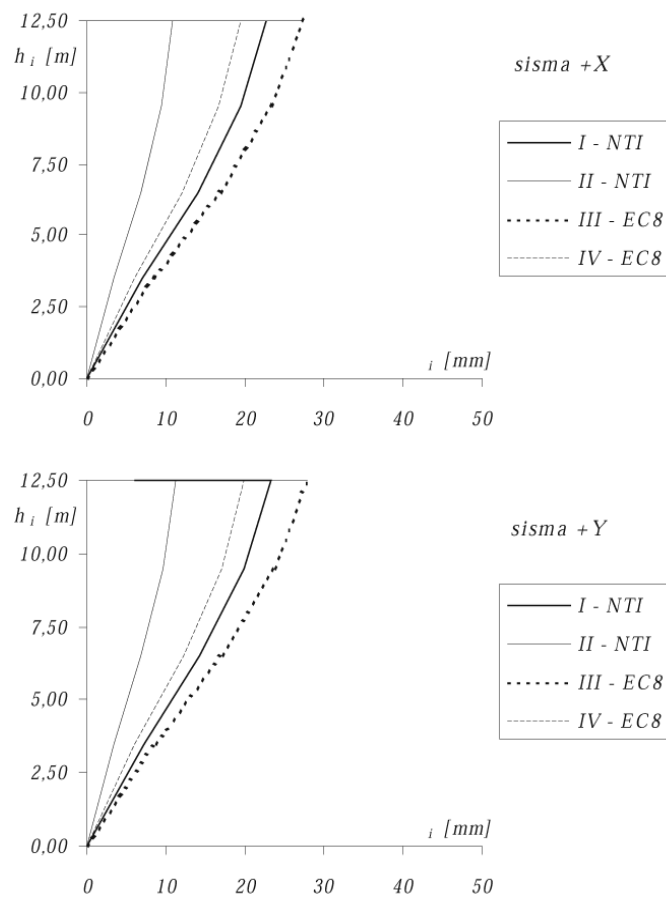


Fig. 4.3: Struttura nuda: andamento degli spostamenti calcolati.

Pur avendo fissato in tutti i casi I–IV un momento d’inerzia pari a quello della sezione non fessurata ed un medesimo valore nominale di resistenza del calcestruzzo, si nota una differenza sostanziale di rigidità, connessa con il criterio di valutazione del modulo elastico normale. Infatti, la norma italiana suggerisce un modulo elastico proporzionale alla resistenza cubica caratteristica secondo l’espressione:

$$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} \quad (4.48)$$

Questa, avendo adottato nel progetto della struttura in esame $R_{ck} = 30\text{MPa}$, conduce al valore di 31220MPa . La resistenza cubica suddetta corrisponde alla resistenza cilindrica $f_{ck} = 25\text{MPa}$, alla quale l’eurocodice 2 attribuisce il modulo elastico [28]:

$$E_c = 9.5\sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (4.49)$$

cioè 30472MPa . Tale valore non si discosta molto da quello delle norme italiane, ma l’eurocodice impone anche un coefficiente di riduzione γ_c :

$$E_{cd} = E_c/\gamma_c \quad (4.50)$$

quindi essendo $\gamma_c = 1.5$ si ottiene soltanto 20314MPa . Come al solito, si noti che per un confronto omogeneo secondo le norme italiane le azioni e, quindi, gli spostamenti vanno moltiplicati per il fattore $\gamma_E = 1.5$.

L’andamento in altezza degli spostamenti segue, con moderazione, quello del modello *shear-type* (figura 4.3), con il massimo dello spostamento relativo in corrispondenza del secondo piano ed il minimo, com’è ovvio, in corrispondenza dell’ultimo piano. Comunque, tale andamento è legato alle rigidità relative fra le travi ed i pilastri, rigidità che, nella struttura studiata, conducono ad uno scostamento modesto dall’andamento lineare.

Nel caso del sisma agente secondo la direzione Y, la differenza tra lo spostamento minimo e massimo è costante in elevazione e pari a circa il 2% in ciascun piano. Quindi l’aver considerato la struttura come regolare e l’aver effettuato un’analisi statica equivalente trovano giustificazione nei risultati. Relativamente alla direzione X può essere effettuata la verifica degli spostamenti di interpiano. Essendo questa la situazione maggiormente restrittiva, si considera in primo luogo il caso di tamponature fragili collegate in modo rigido alla struttura. Dati i valori diversi dell’altezza dell’interpiano, applicando le 4.6 e 4.20 si ottengono le condizioni seguenti:

$$\begin{aligned} \eta_{t1} &\leq 7\text{mm} \\ \eta_{tj} &\leq 6\text{mm} && \text{con } j = 2, 3, 4 \\ d_{r1}/\nu &\leq 14\text{mm} \\ d_{rj}/\nu &\leq 12\text{mm} && \text{con } j = 2, 3, 4 \end{aligned} \quad (4.51)$$

La figura 4.4 mostra il confronto degli spostamenti calcolati con gli spostamenti limite. Per le norme italiane, il fattore λ di amplificazione dello spostamento

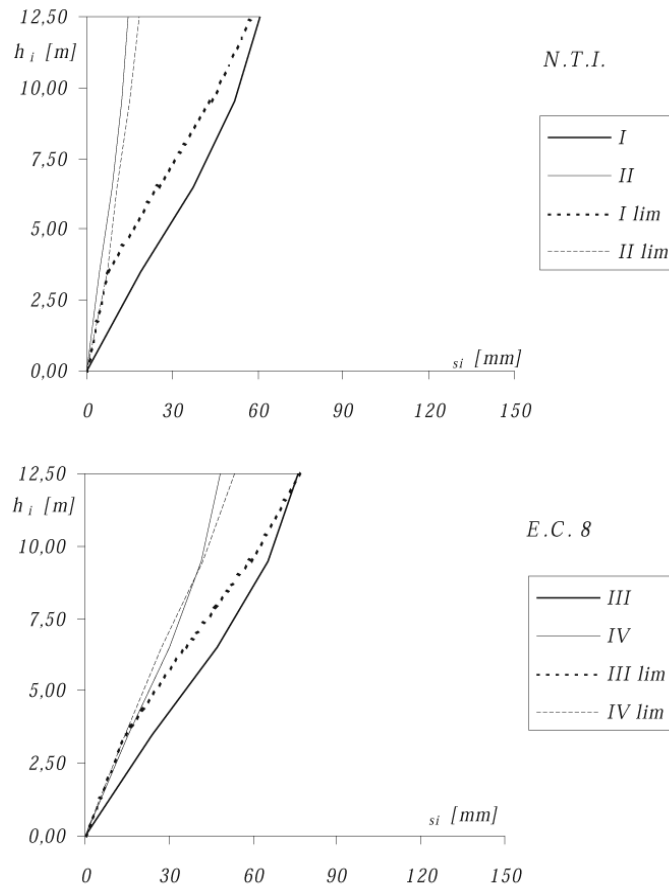


Fig. 4.4: Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature collegate.

elastico è pari a 4 nel caso I ed è pari a 2 nel caso II. Si vede che per la struttura ospedaliera le verifiche 4.51 non sono soddisfatte in nessun piano e con un margine ampio, mentre per la struttura ordinaria esse lo sono in tutti i piani. Nel caso dell'eurocodice, introdotti i dovuti fattori di riduzione ν (paragrafo 4.3.2) si ha che gli spostamenti massimi consentiti sono superati in entrambi i casi III e IV. Nel primo caso l'esubero è assai accentuato in via sistematica; solo in corrispondenza dell'ultimo piano lo spostamento risulta vicino allo spostamento limite, mentre un andamento vicino a questo si ha nel caso IV.

Gli spostamenti limite tracciati in figura 4.4 sono stati ottenuti sommando, piano per piano, allo spostamento del piano sottostante lo spostamento massimo ammesso per quel piano. In tal modo si ricavano le espressioni seguenti delle

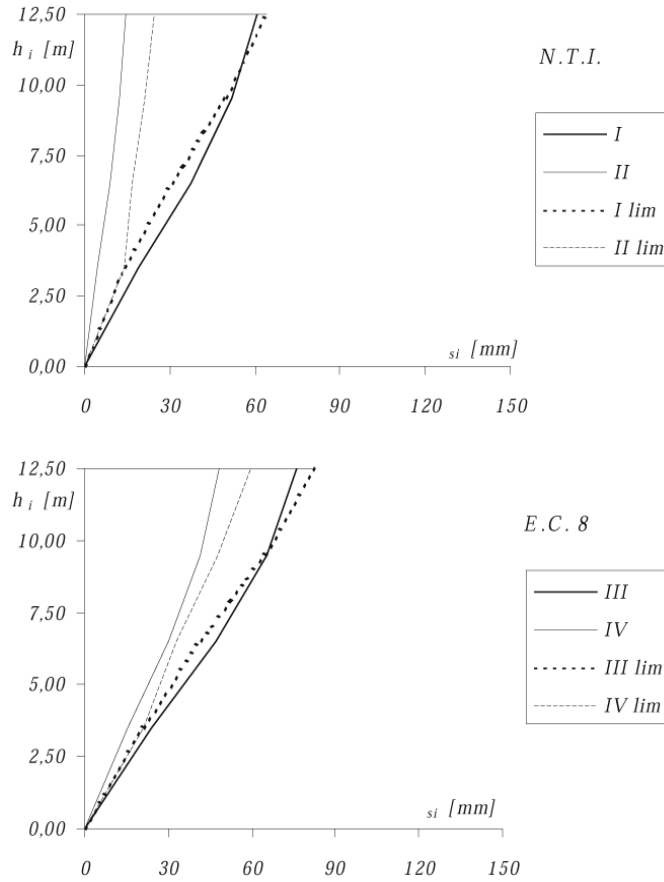


Fig. 4.5: Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature non collegate.

curve limite secondo la normativa italiana:

$$\Delta_{\text{lim } i} = \left(\frac{\eta_p \pm \lambda \eta_d}{\chi} \right)_{i-1} + 0.002 h_i \quad (4.52)$$

e secondo l'eurocodice:

$$\Delta_{\text{lim } i} = \left(\frac{d_r}{\nu} \right)_{i-1} + [0.004] h_i \quad (4.53)$$

Si ricorda che si sta considerando la tamponatura come collegata rigidamente alla struttura. Si vede che per le strutture strategiche in genere la norma italiana è più stringente dell'eurocodice, pur se in misura non molto pronunciata. Viceversa, per le strutture di uso corrente è l'eurocodice che prescrive spostamenti limite più severi. Nell'altro caso, quello delle tamponature non commesse rigidamente con

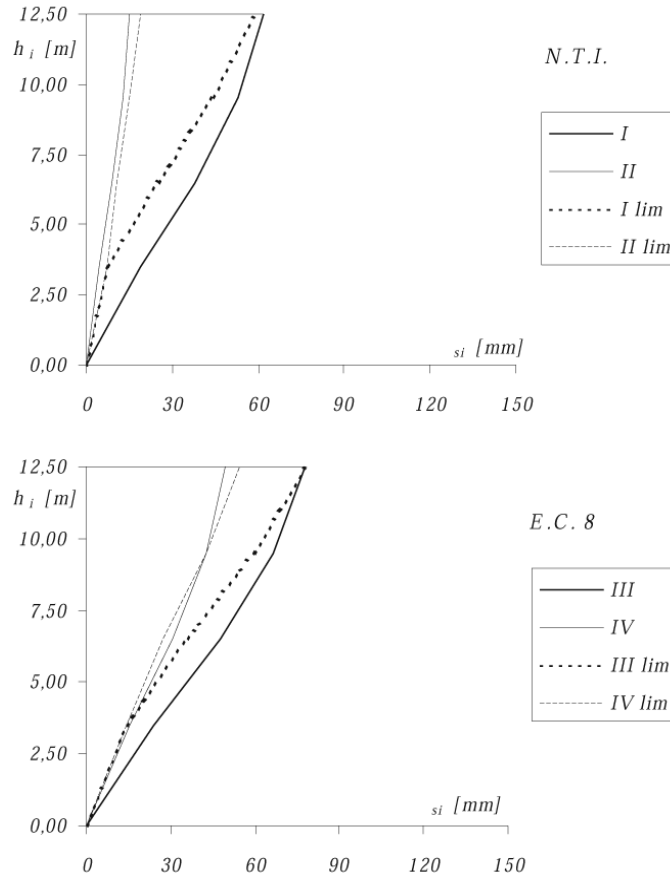


Fig. 4.6: Struttura nuda: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione Y, tamponature collegate.

gli elementi portanti, gli spostamenti limite diventano rispettivamente:

$$\Delta_{\text{lim } i} = \left(\frac{\eta_p \pm \lambda \eta_d}{\chi} \right)_{i-1} + 0.004 h_i \quad (4.54)$$

secondo le norme italiane e:

$$\Delta_{\text{lim } i} = \left(\frac{d_r}{\nu} \right)_{i-1} + [0.006] h_i \quad (4.55)$$

secondo l'eurocodice. I risultati relativi al caso di tamponature non collegate sono graficati nella figura 4.5. Adesso per le costruzioni ordinarie le verifiche possono ritenersi soddisfatte anche secondo l'eurocodice.

Nella figura 4.6 si riporta il confronto dei risultati quando il sisma agisce nella direzione Y e quando le tamponature sono collegate rigidamente alla strut-

tura portante. Nella sostanza, valgono le stesse considerazioni sviluppate con riferimento alla direzione X (figura 4.4).

Una volta valutati gli spostamenti, con questi è possibile calcolare il periodo proprio fondamentale della struttura e confrontarlo con quello stimato in precedenza sulla base delle formule semplificate della normativa italiana e dell'eurocodice. Infatti, il metodo di Rayleigh, conduce all'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_{hi} \Delta_i}} \quad (4.56)$$

la quale fornisce in media il valore di 0.66s nel caso in cui si consideri l'assetto degli spostamenti in direzione X ed il valore di 0.64s nel caso di distribuzione lineare degli spostamenti con lo spostamento in sommità mantenuto fisso, cioè sia nella situazione delle norme italiane sia in quella dell'eurocodice. Si osserva quindi che il periodo risulta essere sensibilmente maggiore di quello stimato in precedenza, pari a 0.42s ed a 0.52s. Tuttavia, tale incremento di periodo non comporta modifiche nell'analisi svolta secondo le norme italiane, in quanto lo spettro di progetto rimane costante fino ad un periodo proprio di 0.80s, quindi il coefficiente di risposta vale ancora 1. Viceversa, secondo l'eurocodice il periodo di 0.66s si trova nel ramo cadente dello spettro. In dettaglio, l'azione di progetto si riduce a $0.35 \cdot (0.6/0.66)^{2/3} \cdot 2.5/5 = 0.164$ nel caso III (a 0.230 qualora si applicasse il fattore di importanza $\gamma_I = 1.4$ dell'eurocodice), ed a $0.25 \cdot (0.6/0.66)^{2/3} \cdot 2.5/5 = 0.117$ nel caso IV. Quindi per l'eurocodice le azioni e, di conseguenza, gli spostamenti della struttura diminuiscono nella misura di 6%.

4.4.3 *Struttura nuda: risposta sperimentale*

Il confronto tra la risposta sismica sperimentale pseudodinamica ed i risultati dell'analisi statiche equivalenti, condotte secondo le prescrizioni normative, consente di apprezzare la rappresentatività dell'analisi stesse nel caso di strutture ben progettate e regolari sia in pianta sia in elevazione. Come già sintetizzato nel paragrafo 2.4, la struttura in esame è stata assoggettata ad esperimenti in laboratorio; i risultati sono disponibili nel riferimento bibliografico [72]. In particolare, la prima fase della ricerca prevedeva il dimensionamento e la verifica della struttura mediante l'utilizzo di vari codici di calcolo, nonché la successiva realizzazione di prove pseudodinamiche con un accelerogramma artificiale compatibile con lo spettro elastico di progetto dell'eurocodice 8 per il suolo di tipo intermedio e con un'accelerazione di picco al suolo pari a 0.30g. Il progetto è stato effettuato assumendo la classe di duttilità alta. La forza orizzontale statica di progetto è risultata di 529kN. L'analisi elastica corrispondente ha indicato uno spostamento in sommità, amplificato col fattore di comportamento, pari a 76mm, mentre si ottengono i valori $\Delta_4 = 76.25\text{mm}$ (caso III) e $\Delta_4 = 48.54\text{mm}$ (caso IV) in figura 4.4, considerando le accelerazioni al suolo rispettivamente di 0.35g e di 0.25g. E' da

notare che lo spostamento del caso III ottenuto con 0.25g in pratica coincide con il valore $\Delta_4 = 76\text{mm}$ ottenuto con 0.30g. L'elevata deformabilità si può spiegare con la riduzione del modulo elastico del calcestruzzo secondo la disposizione che si traduce nella formula 4.50, in quanto si è utilizzato un modello strutturale di una certa rigidità. Infatti, come detto ciascun elemento (travi e pilastri) è stato schematizzato come linearmente elastico, dotato di sezione non fessurata ed anche di zone terminali rigide con lunghezza pari alla profondità di ciascun nodo trave-pilastro, a meno di un breve tratto di 50mm.

Forze di piano Le prove pseudodinamiche sono state effettuate nella direzione di simmetria X (figura 2.19), utilizzando un accelerogramma compatibile con lo spettro di risposta dell'eurocodice 8 e derivato da una registrazione del sisma del Friuli del 1976. La durata del segnale è di 10s. Sono state condotte due prove: una prova preliminare con accelerazione massima al suolo scalata al 40% del valore di progetto, quindi con un picco di accelerazione di $0.4 \cdot 0.30\text{g} = 0.12\text{g}$, e la prova vera e propria con l'accelerogramma scalato di 1.5 volte, cioè con picco di $1.5 \cdot 0.30\text{g} = 0.45\text{g}$. Si osserva che la prova preliminare si colloca su di un livello di severità intermedio tra quelli delle situazioni da I a IV. Tuttavia, il confronto dei risultati non è immediato. Nel seguito si paragonano i risultati dell'analisi statica elastica, amplificati come richiesto dalla normativa, con quelli di ciascuna prova pseudodinamica in corrispondenza del massimo spostamento in sommità della struttura. Nel caso della prova preliminare tale massimo si ha al tempo $t = 4.75\text{s}$, cioè circa a metà della prova, mentre nel secondo esperimento esso si verifica al tempo $t = 3.08\text{s}$.

La distribuzione delle forze di piano è tracciata nella figura 4.7. Si nota che l'andamento delle reazioni statiche è assai simile a quello previsto dalle norme nel caso della prima prova pseudodinamica, sostanzialmente in campo elastico, mentre nella seconda prova l'andamento se ne discosta in misura evidente per effetto delle non-linearità. Le misure delle forze di piano corrispondenti agli spostamenti massimi della copertura sono riportate nella tabella 4.4 a sinistra, insieme con gli spostamenti stessi (i risultati relativi alla struttura tamponata saranno commentati nel seguito). Confrontando le misure coi valori di progetto in tabella 4.2 si nota che il taglio alla base nella seconda prova supera il doppio del valore massimo nel caso III ed è pari a 2.4 volte il valore con cui si è effettuato il dimensionamento delle armature.

Spostamenti Prima di commentare i risultati relativi alle verifiche degli spostamenti in esercizio, si ricorda che per gli edifici di importanza corrente tali verifiche sono effettuate con l'azione che ha un periodo di ritorno di circa 50 anni, mentre per le strutture strategiche andrebbero svolte con riferimento ad un periodo di ritorno di circa 500 anni (questa è, ad esempio, la richiesta per gli

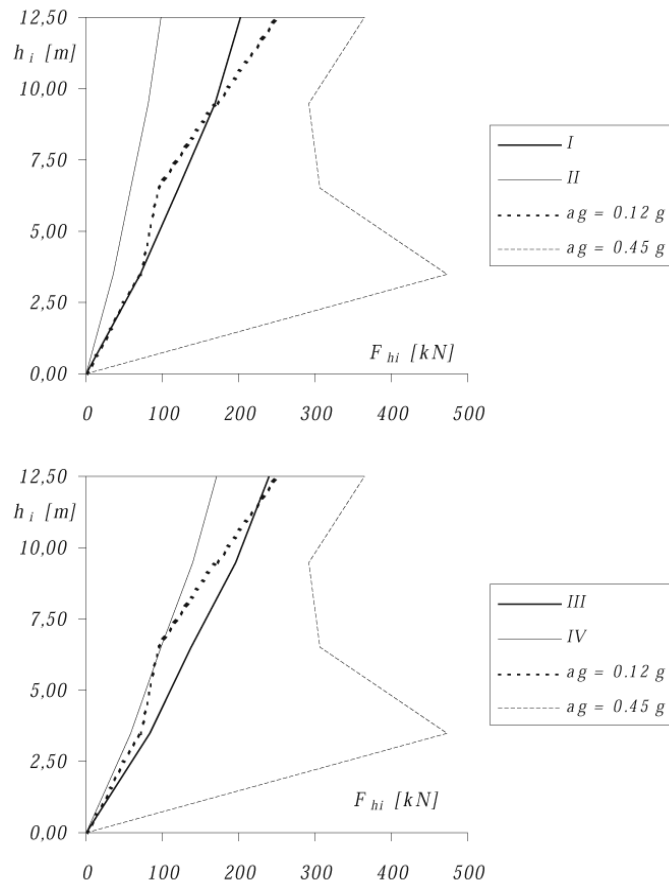


Fig. 4.7: Struttura nuda: forze di piano sperimentali e secondo la normati-va.

piano	struttura nuda				struttura tamponata		
	$a_g/g = 0.12$		$a_g/g = 0.45$		$a_g/g = 0.45$		
	F_{hi} [kN]	Δ_i [mm]	F_{hi} [kN]	Δ_i [mm]	F_{hi} [kN]	Δ_i [mm]	rapp. Δ_i
1	70.59	10.94	473.16	70.48	251.38	39.10	0.55
2	94.12	21.51	305.94	138.35	92.78	61.22	0.44
3	171.76	31.55	292.64	188.55	456.14	75.00	0.40
4	251.76	37.28	364.85	212.25	1061.4	80.77	0.38

Tab. 4.4: Forze e spostamenti di piano sperimentali nella struttura nuda e tamponata.

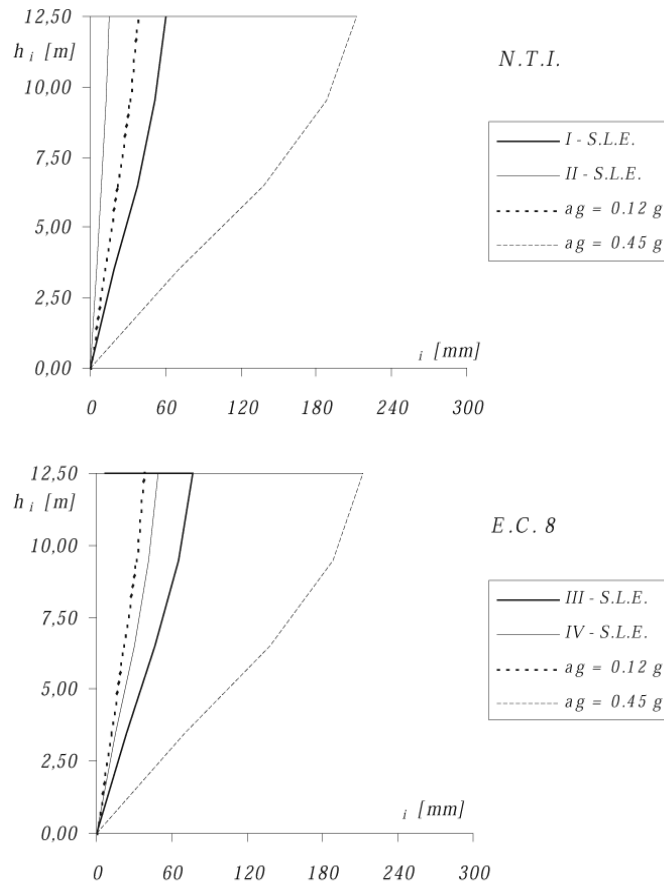


Fig. 4.8: Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati in esercizio.

ospedali secondo la norma della California). Le verifiche ultime, invece, devono essere soddisfatte sotto l'azione con periodo di ritorno di circa 500 anni per le strutture ordinarie e di 1000–2000 anni per le strutture strategiche. La prova pseudodinamica con picco di accelerazione di 0.12g è rappresentativa dell'evento cinquantennale per la prima categoria sismica, pur se nel presente lavoro viene considerata tale per la seconda categoria, mentre l'altro esperimento può riferirsi ragionevolmente all'evento millenario. Pertanto, gli spostamenti della prima prova vanno confrontati con le verifiche in esercizio dei casi II e IV, quelli delle strutture usuali, e gli spostamenti della seconda prova con le verifiche allo stato limite ultimo dei casi I e III, quelli delle strutture ospedaliere.

Con riferimento alla verifica in esercizio, la figura 4.8 mostra la configurazione che corrisponde, come al solito, allo spostamento massimo in sommità. Si nota che nel caso II un'accelerazione di progetto inferiore di 40% circa all'accelerazione al suolo della prova pseudodinamica ($a/g = 0.07$) conduce a spostamenti

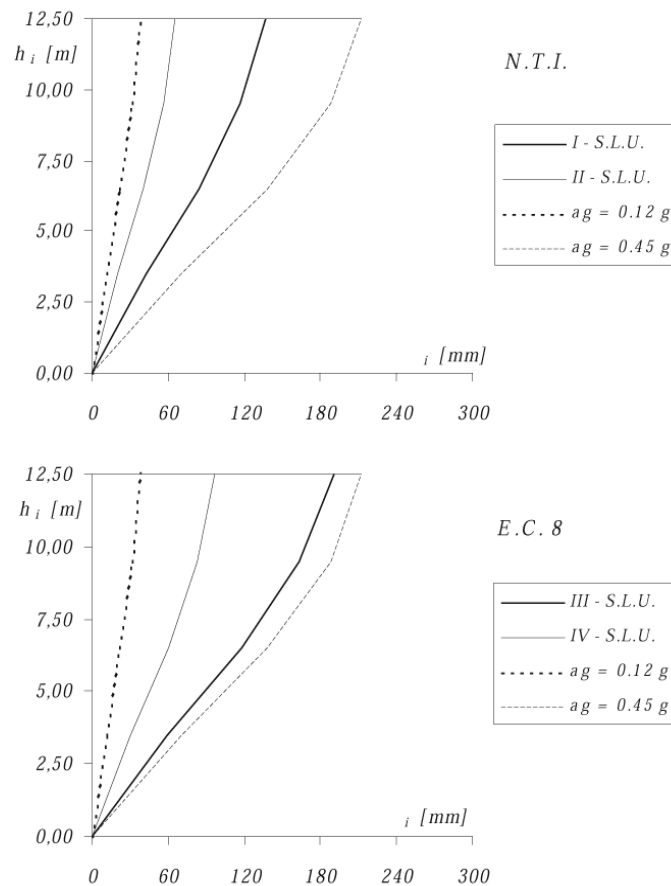


Fig. 4.9: Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati allo stato limite ultimo.

inferiori di circa il 60%. Nell'equivalente caso IV dell'eurocodice la verifica in esercizio viene effettuata moltiplicando gli spostamenti prodotti dall'accelerazione di progetto, superiore di 4% all'accelerazione al suolo della prova pseudodinamica ($a/g = 0.125$), per $q/\nu = 2.5$: si ottengono spostamenti superiori di 30% rispetto alla prova pseudodinamica.

Nella figura 4.9 si confrontano gli spostamenti calcolati allo stato limite ultimo (equazioni 4.5 e 4.19) con i risultati della seconda prova pseudodinamica. Nel caso I gli spostamenti stimati sono inferiori di molto a quelli sperimentali, ad eccezione dello spostamento in sommità che è superiore di 3% rispetto al valore sperimentale. Nel caso III lo spostamento in sommità è inferiore di 10% al valore sperimentale, mentre ai piani inferiori tale differenza è meno accentuata. In definitiva, si può dire che l'eurocodice risulta sistematicamente più severo e conduce a spostamenti vicini a quelli sperimentali, mentre la norma italiana porta

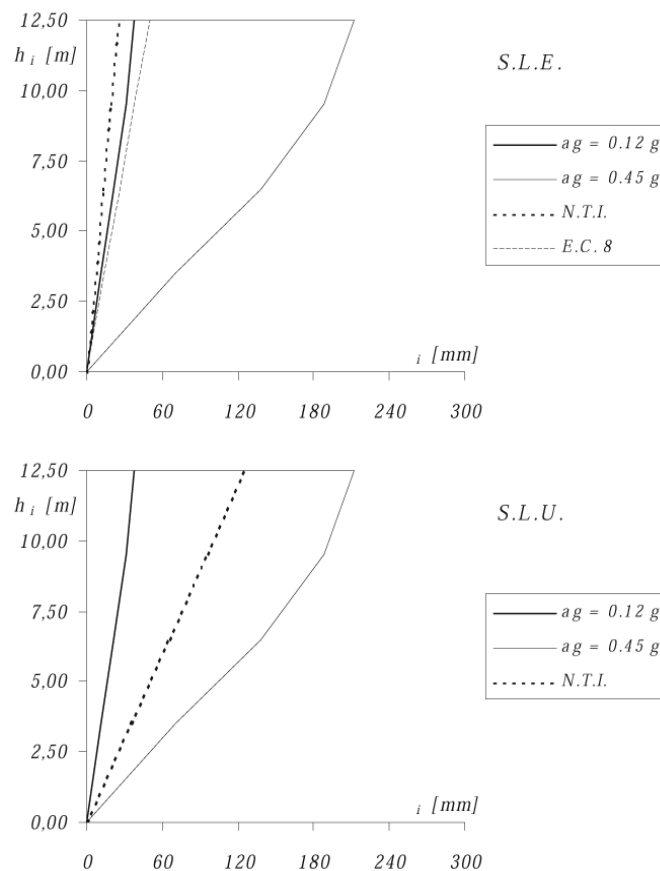


Fig. 4.10: Struttura nuda: spostamenti sperimentali e spostamenti limite.

a calcolare spostamenti inferiori ad essi. Tuttavia, bisogna rilevare che gli ordini di grandezza degli spostamenti stimati sono analoghi.

La figura 4.10 mostra gli spostamenti sperimentali di entrambe le prove pseudodinamiche insieme con gli spostamenti limite di interpiano ammessi dalle norme. Il grafico in alto si riferisce al caso di tamponature fragili connesse rigidamente alla struttura portante, nel grafico in basso è tracciato lo spostamento limite imposto dalle norme italiane per i giunti (espressione 4.7). Si ricorda che l'eurocodice non fornisce un valore limite analogo, bensì impone il dimensionamento dei giunti sulla base degli spostamenti calcolati con l'espressione 4.19. Dal confronto emerge la maggiore severità delle norme italiane rispetto all'eurocodice, non essendo soddisfatte le verifiche coi risultati del primo esperimento pseudodinamico.

4.4.4 *Struttura tamponata: periodo proprio ed azioni di progetto*

Successivamente alle prove pseudodinamiche descritte e, quindi, in presenza di un certo danneggiamento, la struttura in esame è stata utilizzata in un'ulteriore campagna sperimentale, previa la realizzazione delle tamponature. Quest'ultime sono state costruite parallelamente alla direzione X nei soli telai di bordo, prima con regolarità in altezza, poi in modo da realizzare una costruzione col primo piano *soffice* da assoggettare ad esperimenti ulteriori [73]. La tamponatura era costituita da blocchi di laterizio alleggeriti con fori verticali, di dimensioni nominali di $245 \times 112 \times 190$ mm, disposti a formare una parete singola spessa di 112mm. Considerando la percentuale di foratura, pari a 42%, ed una medesima densità di 16kN/m^3 per la malta e per il laterizio, si ottiene per la muratura una densità fittizia di 7.78kN/m^3 .

Nel seguito di questo rapporto ci si riferisce esclusivamente alla struttura tamponata regolare in altezza. Il periodo proprio fondamentale è stato stimato come la media dei periodi forniti dalle formule 4.28 e 4.29. Applicando poi l'espressione 4.27 si è ottenuto rispettivamente $T'_1 = 0.299\text{s}$ secondo la normativa italiana e $T'_1 = 0.351\text{s}$ secondo l'eurocodice. Di fatto, il primo valore coincide con quello sperimentale [73]. I pesi sismici ed i fattori di distribuzione sono già stati riportati nella tabella 4.1 con riferimento alla struttura nuda. Analogamente, la tabella 4.2 ha fornito i tagli di piano e le azioni di piano di progetto, il cui andamento è stato graficato nella figura 4.2.

4.4.5 *Struttura tamponata: proprietà della tamponatura*

Nel presente paragrafo si caratterizza la tamponatura dal punto di vista meccanico, al fine di quantificare i parametri del modello statico della struttura tamponata. Nel caso specifico sono disponibili le resistenze sperimentali medie dei blocchi di laterizio ed i relativi scarti quadratici medi, nonché i risultati delle prove di compressione sui muretti nella direzione verticale, orizzontale e diagonale [6, 72].

La tabella 4.5 riporta le misure più significative per i blocchi di laterizio e per i muretti; la resistenza a compressione della malta, di cui non è dichiarato lo scarto né il numero di provini, è indicata in 5.0MPa. La tabella 4.6 fornisce le stime dei valori caratteristici della resistenza a compressione della tamponatura,

	direzione verticale			direzione orizzontale			direzione diagonale	
	provini	media	scarto	provini	media	scarto	provini	media
blocchi	11	13.28	14.3%	11	3.29	31.3%	–	–
muretti	3	7.42	28.0%	3	2.41	16.6%	3	0.32

Tab. 4.5: Resistenza a compressione dei blocchi e della tamponatura (in [MPa]).

	direzione verticale			direzione orizzontale		
	prove	norma ital.	eurocodice	prove	norma ital.	eurocodice
muretti	5.57	4.52	6.17	2.02	0.84	2.88

Tab. 4.6: Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura (in [MPa]).

confrontando le misure delle prove, le previsioni della norma italiana sulle mura-
ture portanti e le previsioni dell'eurocodice 6. Precisamente, i risultati contras-
segnati come sperimentali sono ricavati considerando il valore frattile al 5% della
distribuzione, assunta come gaussiana, delle misure delle prove di compressione.
I valori caratteristici secondo le norme italiane sono quelli tabellati in funzione
delle resistenze dei mattoni e della malta, interpolati da Cuomo mediante la re-
lazione 3.11. Infine, le resistenze caratteristiche secondo l'eurocodice 6 derivano
analogamente dalla formula 4.31, senza applicare la riduzione per tener conto
delle dimensioni limitate della sezione orizzontale del provino (paragrafo 4.3.4).
Si nota la sovrastima da parte dell'eurocodice e la sottostima, più accentuata,
delle norme italiane, con gli errori maggiori nella direzione orizzontale, cioè quel-
la debole perpendicolare ai fori. Nei calcoli successivi verranno considerate le
resistenze caratteristiche e di progetto secondo le due norme. Il fattore di sicu-
rezza γ_M assunto per ridurre la resistenza caratteristica della muratura al valore
di progetto è pari a 3 nel caso delle norme italiane ed a 1.6 nel caso dell'euroco-
dice, essendo l'ultimo valore la media di quelli previsti in funzione delle categorie
di qualità della costruzione.

Con le stesse resistenze caratteristiche in tabella 4.6, sulla base delle espres-
sioni comuni 4.15 e 4.16 (oppure 4.34) si stimano i moduli elastici normali della
muratura in direzione verticale ed orizzontale, E_{wv} e E_{wh} rispettivamente, e quin-
di il modulo di taglio G_w come il 40% della media dei moduli normali suddetti. I
risultati sono in tabella 4.7, insieme con i valori medi delle misure sperimentali.
La tabella riporta anche la misura del modulo normale E_{wd} in direzione diagona-
le, così come le misure dei coefficienti di contrazione laterale. Infine, essa fornisce
le stime del modulo normale E_θ nella direzione delle diagonali dei vari pannel-
li della struttura tamponata, stime derivate dall'applicazione della formula 3.28
valida per il materiale ortotropo. A tal riguardo, è noto che affinché la matrice
di elasticità sia simmetrica deve risultare $\nu_{hv}/E_{wv} = \nu_{vh}/E_{wh}$. Tuttavia le misure
sperimentali sono assai disperse, quindi, anche sulla scorta delle simulazioni nu-
meriche riportate [6], si è preferito qui assumere i due moduli di Poisson in modo
da avere $(\nu_{hv} + \nu_{vh})/2 = 0.2$. Nella tabella 4.7 si nota che la norma italiana indica
moduli elastici inferiori a quelli sperimentali. L'eurocodice, invece, sovrastima
il modulo nella direzione orizzontale e questo conduce a moduli E_θ superiori a
quelli sperimentali in misura apprezzabile.

			prove	norma italiana	eurocodice
E_{wv}			8210	4523	6173
E_{wh}			2515	835	2882
G_w			1240	1072	1811
E_{wd}			4999	–	–
ν_{vh}			0.091	–	–
ν_{hv}			0.238	–	–
E_θ	primo piano	luce lunga	2667	1160	3371
		luce corta	2958	1575	3866
	altri piani	luce lunga	2612	1064	3239
		luce corta	2806	1370	3635

Tab. 4.7: Moduli elastici della tamponatura (in [MPa]).

4.4.6 Struttura tamponata: spostamenti calcolati

Coi valori dei moduli normali E_θ elencati nella tabella 4.7 sono state effettuate le analisi elastiche della struttura tamponata, modellata come già discusso in precedenza e, in aggiunta, irrigidita da puntoni diagonali equivalenti alla tamponatura. Ciò è avvenuto ritenendo che il modello di materiale ortotropo potesse essere impiegato utilmente per determinare la rigidezza della tamponatura, pur non dimenticando la notevole idealizzazione e le ampie incertezze legate a tale assunzione.

Gli spostamenti totali e relativi di piano indicati dalle analisi condotte nella direzione X sono riportati nella tabella 4.8, analoga alla prima parte della tabella 4.3 compilata per la struttura nuda. Nella figura 4.11 l'andamento in elevazione degli spostamenti viene confrontato con quello della sola struttura. Si notano gli spostamenti notevolmente minori per effetto dell'irrigidimento operato dai puntoni. In particolare, la somma degli spostamenti dei vari piani si riduce in proporzione ai rapporti seguenti: 0.753 per il caso I, 0.745 per il caso II, 0.463 per il caso III e 0.457 per il caso IV. La maggiore riduzione che si riscontra nei casi III e IV discende dalla maggiore rigidezza del puntone diagonale. A quest'ultimo è stata attribuita la medesima sezione trasversale in tutte e quattro le situazioni (l'altezza della sezione è stata assunta pari a 1/10 della lunghezza della diagonale del pannello, così come prescritto dalle norme italiane), quindi la rigidezza risulta essere differente solo in funzione del modulo elastico E_θ .

Un ulteriore confronto significativo è quello degli spostamenti calcolati per la verifica in esercizio con gli spostamenti limite secondo le norme (formule 4.6 e 4.20). Tale confronto è riportato nella figura 4.12 per il caso di tamponature collegate rigidamente alla struttura portante (bisogna considerare allora i valori limite 4.52 e 4.53). Le verifiche risultano essere ampiamente soddisfatte

		situazione							
		I		II		III		IV	
direzione	piano	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i	Δ_i	δ_i
X	1	5.36	5.36	2.56	2.56	4.03	4.03	2.84	2.84
	2	10.60	5.24	5.05	2.50	7.82	3.79	5.51	2.67
	3	14.65	4.05	6.96	1.91	10.74	2.92	7.56	2.05
	4	17.08	2.43	8.10	1.14	12.51	1.77	8.80	1.24

Tab. 4.8: Struttura tamponata: spostamenti calcolati (in [mm]).

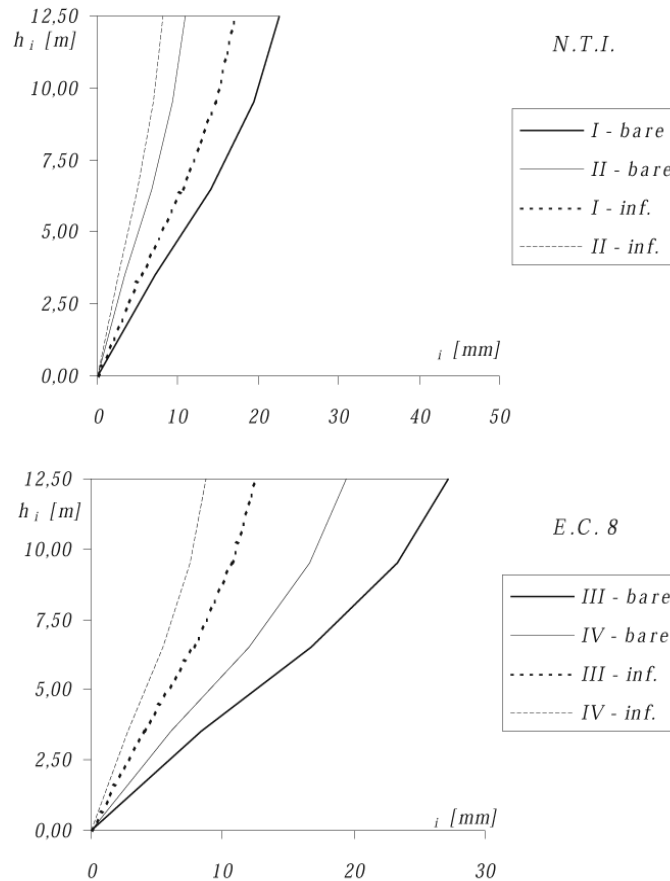


Fig. 4.11: Andamento degli spostamenti calcolati per la struttura nuda e tamponata.

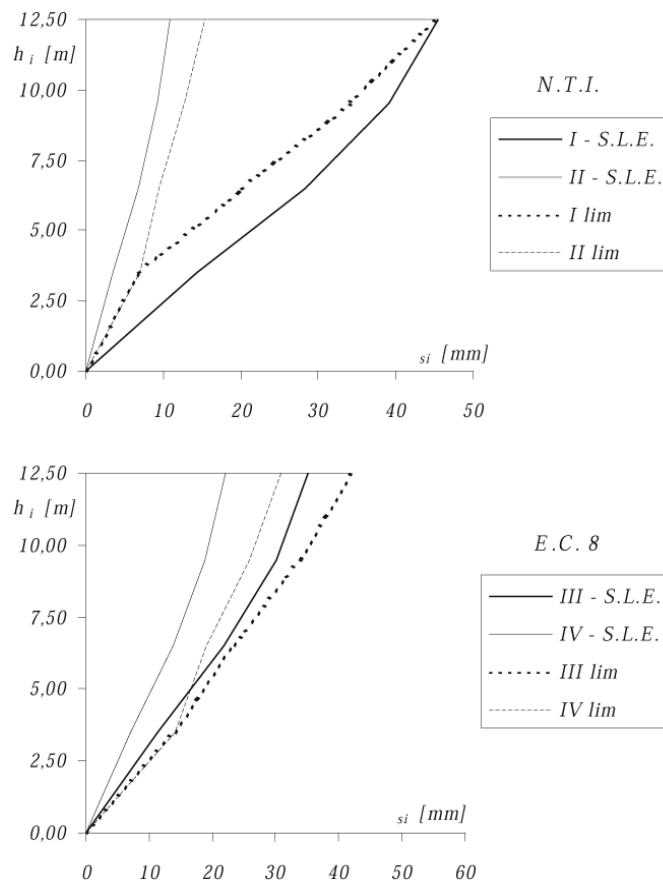


Fig. 4.12: Struttura tamponata: verifiche in esercizio degli spostamenti in direzione X, tamponature collegate.

per entrambe le strutture di importanza ordinaria, mentre nella situazione delle strutture ospedaliere il limite è rispettato con maggiore difficoltà.

Analogamente alla figura appena commentata, la figura 4.13 mostra gli spostamenti calcolati per la verifica allo stato limite ultimo insieme con lo spostamento limite fissato dalle norme italiane per il progetto degli edifici contigui (equazione 4.7). Le verifiche sono soddisfatte ampiamente ad eccezione del caso I delle norme italiane, per il quale il margine di sicurezza è minore.

4.4.7 Struttura tamponata: risposta sperimentale

Come già fatto per la struttura nuda, si confrontano qui i risultati delle analisi numeriche con le misure della prova pseudodinamica sulla struttura tamponata nella configurazione corrispondente al massimo spostamento in sommità. Tale situazione si verifica all'istante $t = 4.38s$. In effetti, contemporaneamente risultano

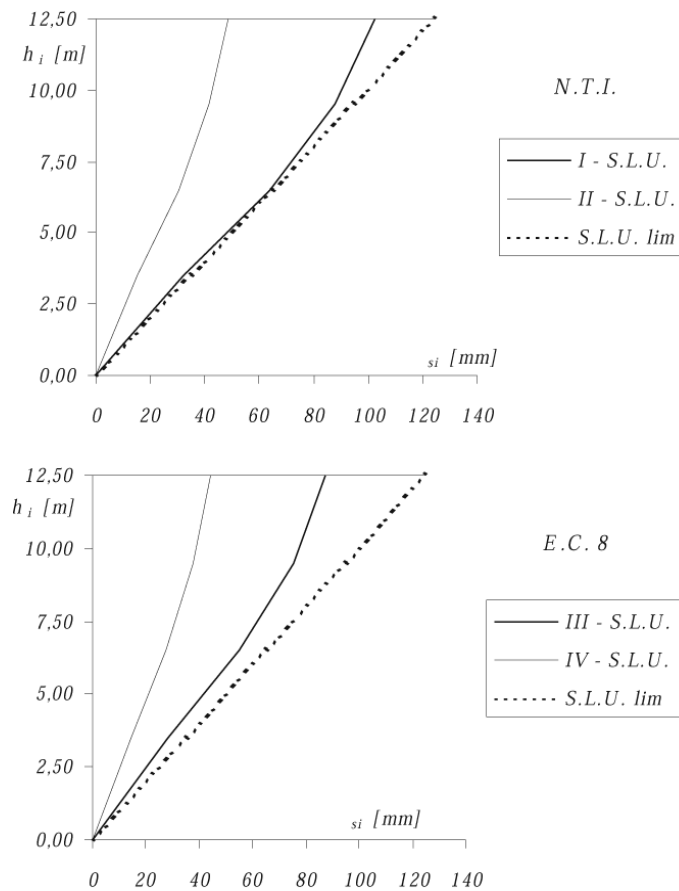


Fig. 4.13: Struttura tamponata: verifiche allo stato limite ultimo degli spostamenti in direzione X.

massimi gli spostamenti di tutti i piani, essendo la deformata sperimentale quella tipica del primo modo di vibrazione.

Forze di piano Nella figura 4.14 sono graficate le forze di piano sperimentali relative alla struttura sia tamponata sia nuda assoggettata all'accelerogramma con picco di 0.45g, così come le forze di piano secondo le norme. Dal confronto emerge che la forza sperimentale in copertura della struttura tamponata è il triplo rispetto alla forza della struttura nuda. Il motivo per il quale la forza in sommità è molto grande risiede nel fatto che grazie alla tamponatura la struttura ha una soglia di plasticizzazione più elevata, quindi sono possibili accelerazioni maggiori ai piani alti. Le differenze si attenuano in termini di taglio alla base (quello della struttura tamponata supera l'altro di 30% circa) in quanto ai primi due piani è la struttura nuda che esplica le reazioni maggiori.

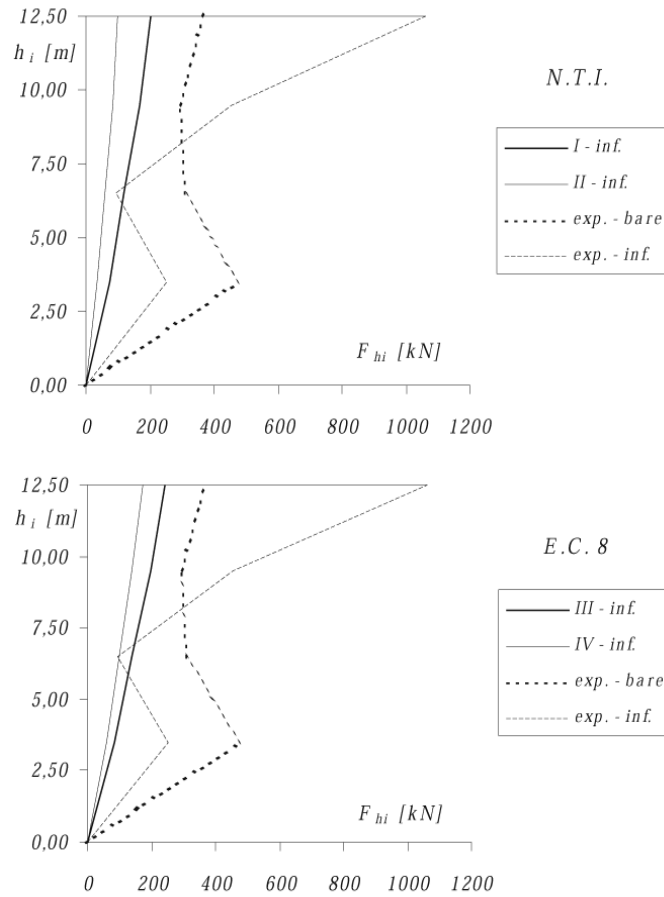


Fig. 4.14: Struttura tamponata: forze di piano sperimentali e secondo la normativa.

Spostamenti Nella tabella 4.4, già commentata in parte in precedenza (paragrafo 4.4.3), sono riportati, insieme con le forze di piano misurate, gli spostamenti sperimentali in sommità della struttura tamponata a seguito della prova pseudodinamica con accelerazione $a_g/g = 0.45$. Di nuovo, le misure si riferiscono all'istante in cui sono stati raggiunti i valori massimi da parte dei medesimi spostamenti. L'ultima colonna a destra fornisce i rapporti degli spostamenti della struttura tamponata con quelli della struttura nuda soggetta al medesimo accelerogramma. Si osserva che tali rapporti sono assai più vicini ai rapporti analoghi calcolati con gli spostamenti secondo l'eurocodice 8 che non secondo le norme italiane (tabelle 4.3 e 4.8). Inoltre, il confronto delle tabelle indica che gli spostamenti calcolati per la struttura tamponata sono minori degli spostamenti sperimentali. Ciò è imputabile al fatto che l'analisi è stata condotta con un modello lineare, trascurando quindi qualsiasi degrado di rigidità, e che alle azioni sono stati attribuiti i valori di progetto.

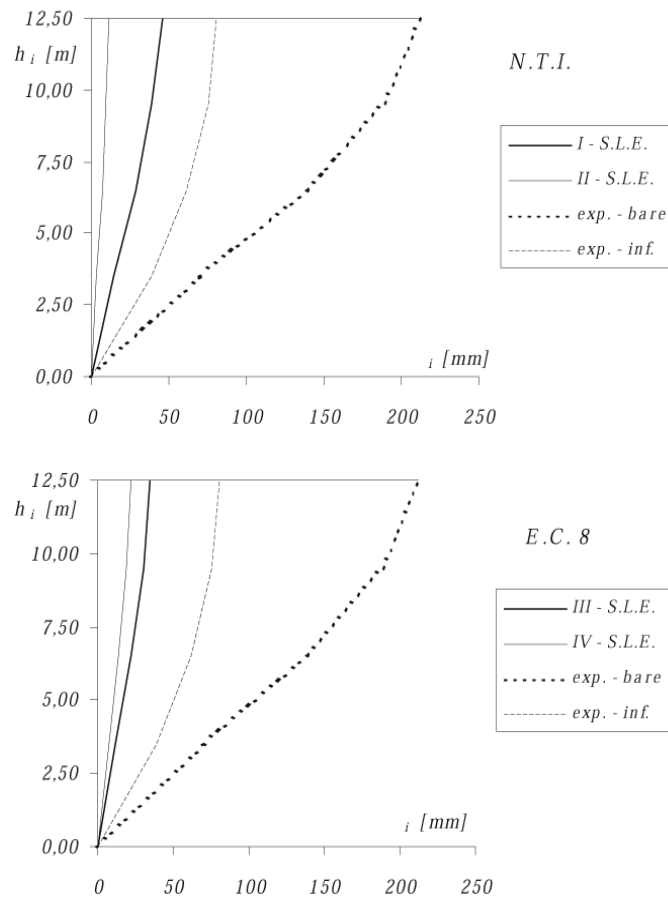


Fig. 4.15: Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati in esercizio.

Nella figura 4.15 sono tracciati gli spostamenti sperimentali insieme con gli spostamenti calcolati per la verifica dello stato limite di esercizio. Si nota la maggiore severità delle norme italiane rispetto all'eurocodice. Per le costruzioni di importanza strategica si hanno spostamenti calcolati in media di 50% più bassi di quelli sperimentali nel caso I contro il 62% del caso III. Allo stato limite ultimo (figura 4.16) nel caso I si hanno spostamenti calcolati in media maggiori di 12% di quelli sperimentali, mentre nel caso III si ha un valore medio inferiore di 4%.

Infine, la figura 4.17 mostra gli spostamenti sperimentali e gli spostamenti limite ammessi in esercizio, in ambo i casi di tamponature collegate rigidamente e sconnesse dalla struttura. Ancora una volta emerge una severità maggiore da parte delle norme italiane. Tuttavia, le verifiche non sono soddisfatte nemmeno nel caso meno impegnativo (spostamenti limite dell'eurocodice con le tamponature non collegate alla struttura), laddove si registra una violazione media

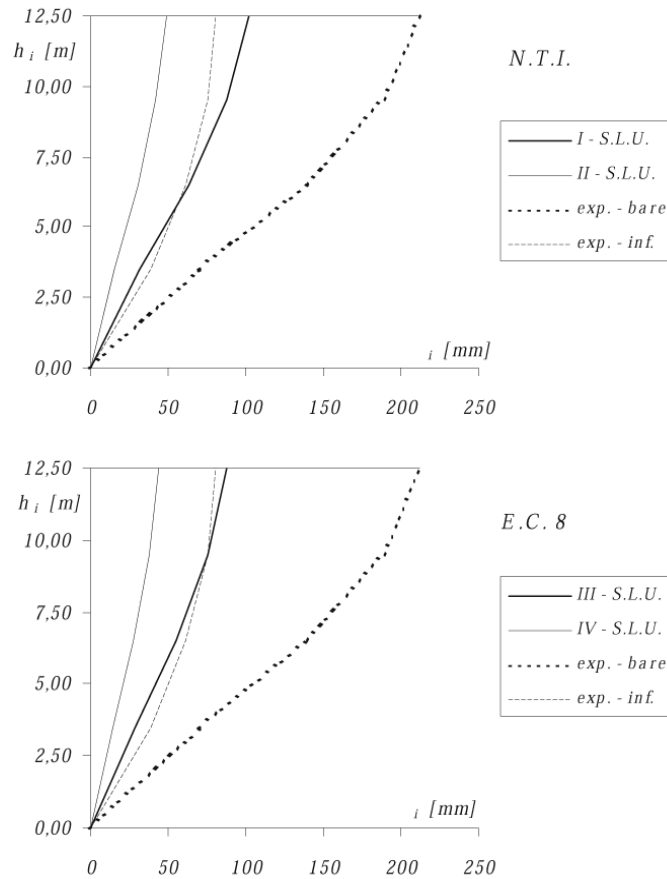


Fig. 4.16: Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti calcolati allo stato limite ultimo.

di 33%. La violazione è assai maggiore secondo le norme italiane: gli spostamenti sperimentali superano quelli limite anche di 100%.

4.4.8 Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni equivalenti

E' chiaro che le sollecitazioni nelle tamponature assumono un rilievo particolare, ma la loro analisi è tanto importante quanto difficile. Al proposito bisogna applicare le prescrizioni della norma italiana e dell'eurocodice richiamate nei paragrafi 4.2.3 e 4.3.4. In particolare, si considerano qui per la tamponatura le seguenti resistenze a compressione: la resistenza caratteristica degli elementi tozzi, la resistenza di progetto degli elementi tozzi, la resistenza caratteristica degli elementi snelli, infine la resistenza di progetto degli elementi snelli. Le resistenze suddette vengono messe a confronto con le sollecitazioni indicate dal modello semplificato del telaio irrigidito dai puntoni equivalenti, per la cui sezione si assume,

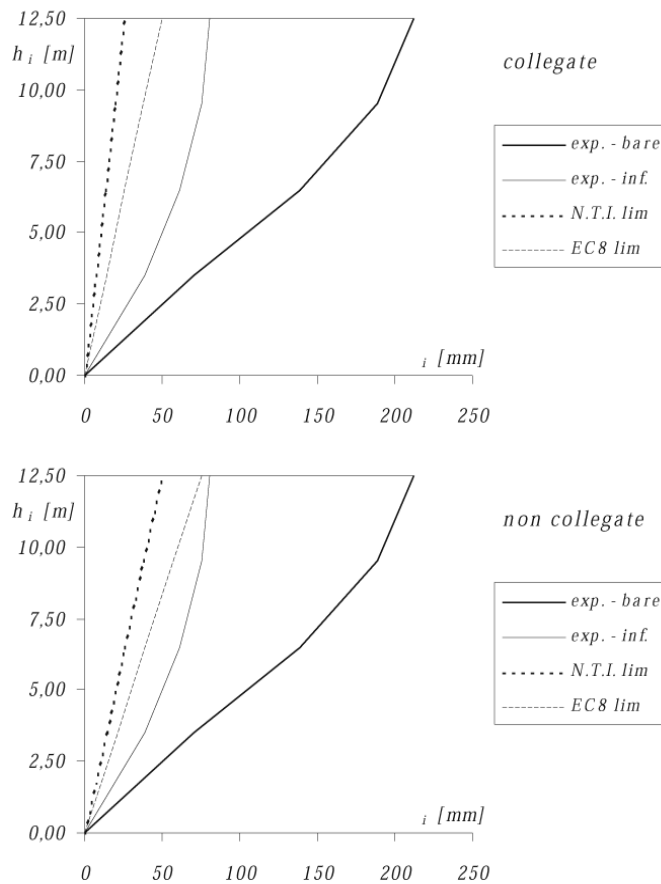


Fig. 4.17: Struttura tamponata: spostamenti sperimentali e spostamenti li-mite.

come al solito, un'altezza pari ad un decimo della lunghezza della diagonale.

La tabella 4.9 elenca i rapporti delle sollecitazioni calcolate con le resistenze caratteristiche a compressione a meno della riduzione per la snellezza del pannello, cioè valide per gli elementi tozzi. Per ciascuna delle quattro situazioni I–IV si riporta sia il rapporto calcolato con la resistenza caratteristica secondo la norma, sia il rapporto calcolato con la resistenza caratteristica sperimentale (tabella 4.6). Dall'analisi dei risultati si nota che in nessun caso la sollecitazione supera la resistenza caratteristica. Tuttavia, è ovvio che le condizioni di sicurezza non sono garantite col margine prescritto dalle normative in quanto non è stato applicato il coefficiente di sicurezza della muratura γ_M .

La tabella 4.10 fornisce gli stessi rapporti della tabella precedente, ma con riferimento ai valori di progetto della resistenza della tamponatura. Si osserva che nel caso I i valori oltrepassano l'unità in misura apprezzabile, quindi la verifica della tamponatura va considerata non soddisfatta.

		situazione							
		I		II		III		IV	
		norma	prova	norma	prova	norma	prova	norma	prova
piano 1	luce lunga	0.47	0.20	0.23	0.10	0.45	0.56	0.32	0.41
	luce corta	0.62	0.25	0.29	0.12	0.58	0.72	0.41	0.51
piano 2	luce lunga	0.44	0.23	0.23	0.12	0.38	0.50	0.28	0.37
	luce corta	0.60	0.29	0.31	0.15	0.52	0.67	0.38	0.49

Tab. 4.9: Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze caratteristiche.

		situazione							
		I		II		III		IV	
		norma	prova	norma	prova	norma	prova	norma	prova
piano 1	luce lunga	1.40	0.61	0.70	0.30	0.71	0.90	0.51	0.65
	luce corta	1.85	0.75	0.88	0.36	0.93	1.15	0.66	0.82
piano 2	luce lunga	1.31	0.70	0.69	0.37	0.61	0.80	0.45	0.59
	luce corta	1.81	0.88	0.94	0.46	0.83	1.07	0.61	0.79

Tab. 4.10: Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze di progetto.

		situazione							
		I		II		III		IV	
		norma	prova	norma	prova	norma	prova	norma	prova
piano 1	luce lunga	2.36	1.02	1.17	0.51	0.75	0.95	0.54	0.68
	luce corta	2.22	0.90	1.06	0.43	0.94	1.17	0.67	0.83
piano 2	luce lunga	1.26	0.67	0.66	0.35	0.53	0.70	0.39	0.51
	luce corta	1.51	0.74	0.79	0.38	0.70	0.91	0.52	0.67

Tab. 4.11: Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze caratteristiche ridotte per la snellezza.

		situazione							
		I		II		III		IV	
		norma	prova	norma	prova	norma	prova	norma	prova
piano 1	luce lunga	7.07	3.07	3.52	1.53	1.20	1.52	0.86	1.09
	luce corta	6.65	2.71	3.18	1.29	1.51	1.87	1.07	1.32
piano 2	luce lunga	3.78	2.01	1.97	1.05	0.85	1.11	0.63	0.82
	luce corta	4.53	2.21	2.36	1.15	1.13	1.46	0.83	1.07

Tab. 4.12: Struttura tamponata: sollecitazioni nei puntoni in rapporto alle resistenze di progetto ridotte per la snellezza.

Le successive tabelle 4.11 e 4.12 sono analoghe rispettivamente alle tabelle 4.9 e 4.10 già presentate, con la differenza che le resistenze sia caratteristiche (tabella 4.11) sia di progetto (tabella 4.12) sono ottenute applicando i fattori riduttivi, legati alla snellezza del pannello murario, prescritti da entrambe le normative. Il margine di sicurezza, quindi, si abbassa. Osservando questi rapporti si nota che secondo le norme italiane non sussiste un margine di sicurezza adeguato nemmeno nel caso in cui si consideri la resistenza caratteristica. Addirittura nel caso I la sollecitazione al primo piano e nella campata corta risulta sette volte la resistenza di progetto (tabella 4.12). Secondo l'eurocodice, invece, la verifica dello stesso pannello è quasi soddisfatta rispetto alla resistenza caratteristica.

In definitiva, viene confermata la sottostima della resistenza caratteristica da parte della norma italiana, nonché la sua estrema severità per il fattore di sicurezza della muratura (si ricorda, pari a 3). Inoltre, per tenere conto della snellezza le norme italiane impongono una riduzione di resistenza che appare eccessiva al confronto sia con l'eurocodice sia con le formulazioni disponibili in letteratura, ad esempio l'equazione 3.5 proposta da Tassios [76].

4.4.9 Rigidezza della struttura nuda e tamponata

Si è già specificato che le analisi numeriche condotte sulla struttura tamponata sono state effettuate assumendo per la sezione del puntone equivalente un'altezza pari ad un decimo della lunghezza della diagonale del pannello, in accordo con le disposizioni delle norme italiane, non specificando l'eurocodice nulla in merito. Inoltre, come momento d'inerzia delle sezioni di calcestruzzo armato si è adottato quello della sezione interamente reagente di solo calcestruzzo. In quest'ultimo paragrafo si discutono vari criteri alternativi per valutare la rigidezza della struttura nuda e tamponata. Le rigidezze calcolate sono confrontate coi risultati delle prove pseudodinamiche, concludendo con la constatazione che le stime possono avvicinarsi parecchio alle misure, previa una calibrazione opportuna del modello. In particolare, le incongruenze si possono minimizzare utilizzando i moduli elastici misurati, piuttosto che le loro approssimazioni suggerite dalle norme, tanto per gli elementi di calcestruzzo armato quanto per la tamponatura.

Struttura nuda La figura 4.18 riporta in primo luogo la rigidezza iniziale della struttura nuda (curva con la dicitura *bare*) e la rigidezza al termine della prova pseudodinamica più impegnativa (curva *bare test*). Precisamente, i grafici rappresentano la rigidezza di ciascun interpiano, definita come il rapporto tra il taglio totale e lo spostamento relativo dei due piani adiacenti. In questo primo confronto si nota la riduzione notevole della rigidezza sperimentale al termine della prova pseudodinamica, trovandosi in media un valore pari a 21% di quello iniziale. Nella medesima figura 4.18 si leggono le rigidezze stimate nelle situazioni I-IV sia tramite il modello agli elementi finiti descritto in precedenza (grafi-

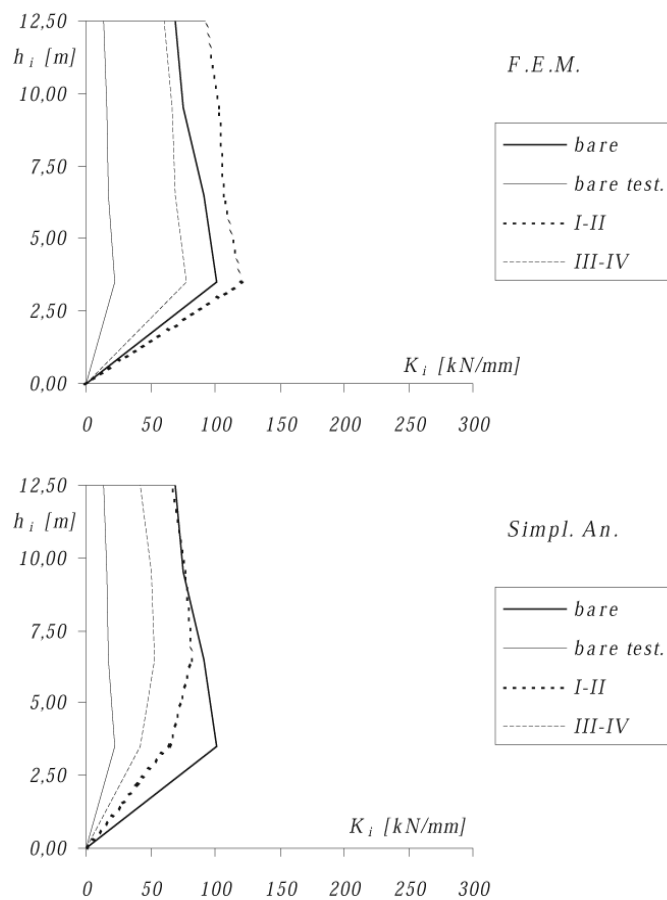


Fig. 4.18: Struttura nuda: rigidezza sperimentale e calcolata.

co superiore, *F.E.M.*) sia mediante l'approccio semplificato proposto da Paulay & Priestley (grafico inferiore, *Simpl. An.*), che approssima la rigidezza di piano in funzione del rapporto tra le rigidezze delle travi e dei pilastri che concorrono in ciascun nodo [83]. Si osserva che qualitativamente l'andamento della rigidezza di piano ottenuto con il modello agli elementi finiti corrisponde agli andamenti sperimentali. Quantitativamente, esso differisce dall'andamento sperimentale nelle condizioni iniziali per il diverso valore del modulo elastico del calcestruzzo; differisce dall'andamento sperimentale nelle condizioni finali per aver trascurato nel modello il degrado della struttura. Circa il modulo elastico del calcestruzzo, infatti, nel calcolo sono stati assunti per ciascuna situazione i valori indicati dall'equazione 4.48 (norma italiana) e dall'equazioni 4.49 e 4.50 (eurocodice) in funzione della resistenza nominale $R_{ck} = 30\text{MPa}$. In realtà, oltre a tener conto delle approssimazioni delle formule bisogna considerare che la stessa resistenza nominale fissata in sede di progetto è risultata essere marcatamente inferiore a

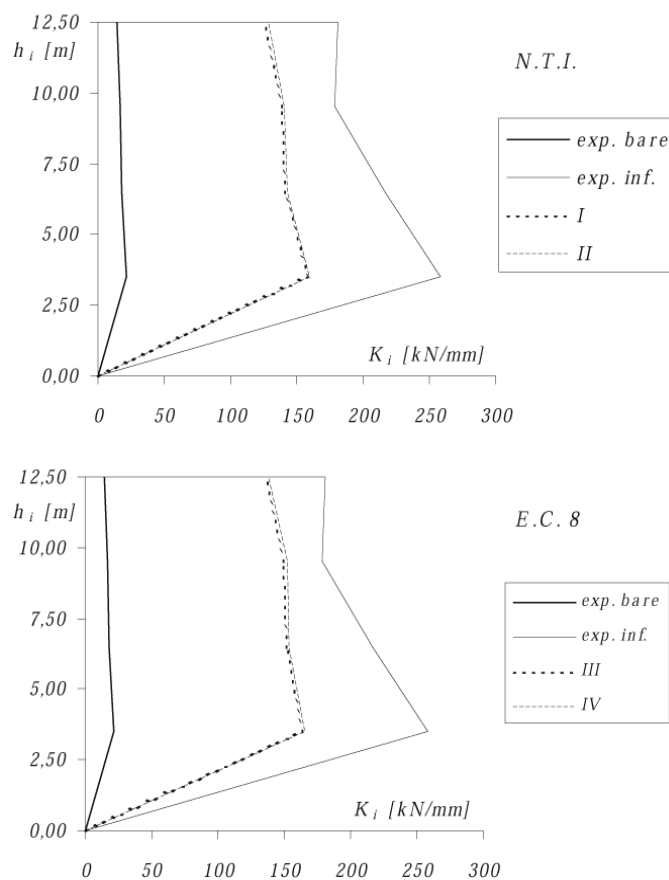


Fig. 4.19: Struttura tamponata: rigidezza sperimentale e secondo il modello coi puntone diagonali.

quella misurata sul calcestruzzo prelevato dalla struttura in opera [72].

Struttura tamponata La figura 4.19 mostra la rigidezza della struttura tamponata, espressa di nuovo in termini di rigidezza complessiva di interpiano. Precisamente, sono graficate: la rigidezza della struttura nuda misurata al termine della prima prova pseudodinamica, quindi con un certo degrado (curva *exp. bare*); la rigidezza della struttura tamponata misurata all'inizio della seconda prova pseudodinamica (curva *exp. inf.*); infine, la rigidezza calcolata considerando l'accoppiamento in parallelo del telaio deformabile a flessione e dell'arco a tre cerniere costituito dal pilastro teso e dal puntone diagonale equivalente (paragrafo 3.2). Nell'ultimo caso la rigidezza di piano della struttura intera è valutata sommando i contributi offerti da ciascuna campata e, successivamente, da ciascun telaio. Inoltre, sono stati adoperati il modulo elastico nominale per gli elementi di cal-

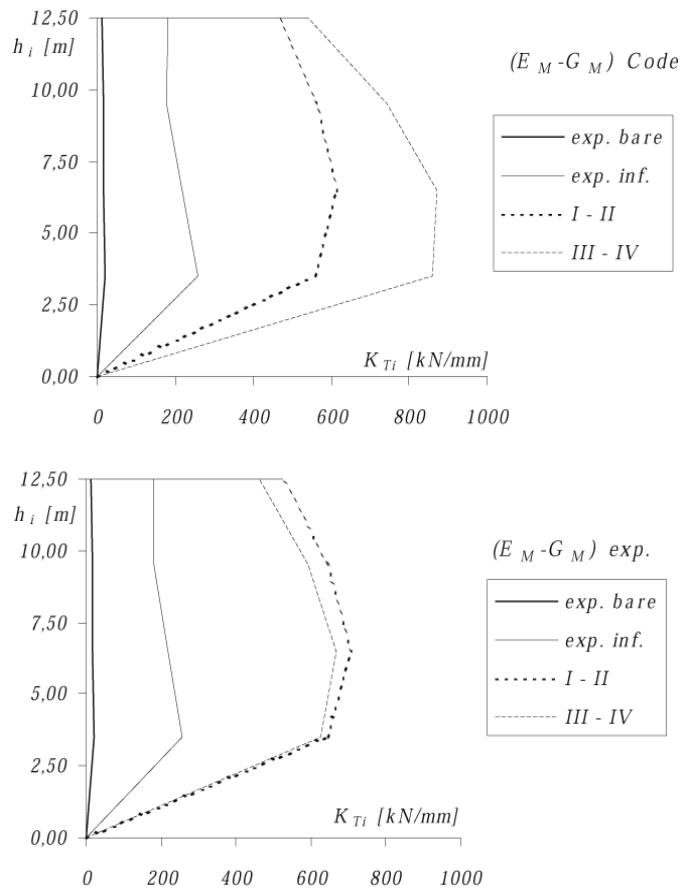


Fig. 4.20: Struttura tamponata: rigidezza sperimentale e secondo il modello della mensola composita.

cestruzzo armato (formule 4.48, 4.49 e 4.50) ed il modulo elastico E_θ stimato per i puntoni diagonali (colonne a destra della tabella 4.7), entrambi valutati sulla base delle disposizioni delle norme italiane (grafico superiore, *N.T.I.*) e dell'eurocodice 8 (grafico inferiore, *E.C. 8*). L'altezza della sezione dei puntoni è stata assunta ancora pari ad un decimo della lunghezza della diagonale. Si osserva che la rigidezza calcolata risulta essere nettamente inferiore a quella sperimentale, malgrado il contributo stimato per il telaio nudo con le sezioni interamente reagenti e coi nodi rigidi sia di certo superiore al valore misurato per la struttura degradata al termine della prova pseudodinamica.

La figura 4.20 è analoga alla figura 4.19, con la differenza che la rigidezza stimata per la struttura tamponata deriva dal modello di mensola con sezione composita (paragrafo 3.2) applicato qui all'intera struttura. I due grafici tracciati si differenziano per il modulo elastico verticale e per il modulo di taglio

della tamponatura, avendo assunto i valori suggeriti dalle norme sulla base della resistenza dei componenti (grafico superiore, *Code*) oppure i valori indicati dalle prove sui muretti (grafico inferiore, *exp.*). Il modulo elastico del calcestruzzo è invece in ciascun caso il valore nominale secondo le norme. Dai risultati si deduce che il modello a taglio sovrastima la rigidezza della struttura tamponata in misura notevole: da un minimo di 2.63 volte nei casi I e II ad un massimo di 3.61 volte nei casi III e IV con i moduli elastici delle norme. Si ricorda che una sovrastima analoga era stata riscontrata anche per i semplici portali, soprattutto per quelli tozzi (paragrafo 3.2.1).

Inoltre, si può notare che nel grafico in basso, relativo ai moduli elastici sperimentali, i casi I e II differiscono dai casi III e IV pur in presenza dei medesimi valori del modulo della muratura. Ciò è dovuto al differente modulo elastico del calcestruzzo, che interviene nel calcolo del momento d'inerzia della sezione composita della mensola. Qualora si utilizzasse il modulo elastico sperimentale del calcestruzzo in luogo dei valori nominali, si otterrebbero rigidezze ancora maggiori di quelle già elevate che sono mostrate nella figura 4.20 [76].

Il modello della mensola con la sezione composita, quindi, non sembra soddisfacente per valutare la rigidezza della struttura tamponata, mentre il modello coi puntoni equivalenti offre almeno dei margini di affinamento piuttosto ampi. In particolare, nel paragrafo 3.2 sono stati riportati vari metodi proposti nella letteratura per stabilire l'altezza ottimale della sezione del puntone. Sono stati effettuati dei confronti fra tali metodi anche con riferimento alla struttura tamponata di quattro piani [76]. In particolare, si sono calcolate le rigidezze di piano avendo fissato l'altezza della sezione del puntone secondo il suggerimento di Paulay & Priestley, vale a dire come un quarto della diagonale del pannello (piuttosto che un decimo, come assunto finora in ottemperanza alle norme italiane). Il contributo apportato alla rigidezza complessiva dal modello a puntone è stato quindi sommato con la rigidezza sperimentale misurata sulla struttura nuda al termine della prova pseudodinamica, in modo da minimizzare le incertezze commesse con il modulo elastico del calcestruzzo. Impiegando il modulo elastico della tamponatura misurato sperimentalmente, piuttosto che le stime secondo le norme, si è ottenuta una buona approssimazione delle rigidezze sperimentali, presentandosi in media un errore in eccesso pari a 13%. Si ritiene che una valutazione con tale ordine di precisione vada considerata più che soddisfacente in un'analisi di natura progettuale come quelle sviluppate nel presente lavoro. Peraltro, la maggiore accuratezza della proposta di Paulay & Priestley non trova conferma in altre circostanze [4]. Si può concludere allora ribadendo l'importanza della valutazione diretta, per via sperimentale, delle caratteristiche meccaniche dei pannelli di tamponatura. Purtroppo, la conoscenza precisa delle grandezze di interesse è da considerarsi come un fatto assolutamente eccezionale allo stato attuale.

5 CONCLUSIONI

La prima parte del rapporto ha presentato diversi aspetti dell'interazione fra la struttura intelaiata e le tamponature, così come osservati direttamente in occasione di terremoti severi del passato. Le conclusioni che è possibile trarre da questa disamina nascono dall'evidenza che le tamponature influiscono in misura davvero notevole sui parametri fondamentali che regolano la risposta sismica degli edifici. Tale influenza può operare in senso benefico oppure in senso negativo; di certo, in entrambi i casi la presenza delle tamponature comporta effetti tutt'altro che trascurabili. Forse esagerando, si potrebbe affermare che le tamponature portano comunque verso una delle due situazioni estreme seguenti. Nella prima condizione, la risposta strutturale è eccezionalmente soddisfacente, con le travi ed i pilastri che restano pressoché intatti; al più si manifestano danni di un certo peso nelle tamponature a causa della loro fragilità. Viceversa, nell'altra situazione la crisi sopraggiunge in modo improvviso ed inaspettato, interessando solo localmente un componente oppure un piano del telaio, mai la costruzione nel complesso; le tamponature rendono fragile l'intero edificio. Se ci si riferisce ai materiali costruttivi più comuni, si nota che mancano esempi intermedi in cui la risposta non risenta in misura significativa dell'interazione fra la struttura e le tamponature, così come assunto invece in sede di progetto.

E' seguita la descrizione sintetica di alcune indagini sperimentali svolte di recente su modelli di intelaiature tamponate costruiti in grande scala. In primo luogo, i risultati ottenuti in laboratorio confermano che pur trattandosi di muri non armati e costruiti con mattoni forati di laterizio, *non strutturali* secondo l'intendimento comune, in verità nell'analisi sismica appare impossibile prescindere dagli effetti delle tamponature, se non sconnettendo i muri dal telaio. Purtroppo, gli esperimenti indicano anche che l'influenza delle tamponature sulla risposta sismica risulta essere tanto grande quanto difficile da prevedere. Questo perché nella sostanza si impiegano materiali scadenti, allo stato attuale non soggetti a controllo durante la realizzazione, i quali inevitabilmente manifestano proprietà meccaniche parecchio disperse.

Tuttavia, è confortante osservare che nel caso di strutture concepite correttamente e realizzate dedicando una cura non più che sufficiente ai dettagli costruttivi, le prestazioni sismiche osservate sui campioni in laboratorio sono risultate molto buone grazie alla collaborazione dei muri. Questo pur se il progetto dei modelli aveva rinunciato a seguire le prescrizioni specifiche per le strutture tamponate. Rimane in effetti qualche dubbio legato ai danni pesanti subiti dai pannelli murari di laterizio, soprattutto da quelli tozzi. Tale aspetto da un lato suggerisce che se si vuole sfruttare appieno l'efficacia delle tamponature è necessario che le stesse siano in grado di sopportare anche l'eccitazione ortogonale al piano, ad esempio tramite accorgimenti costruttivi opportuni. Dall'altro lato,

bisogna pensare alla verifica del fuori servizio. Tale stato limite, com'è noto, riveste un ruolo critico sia per le costruzioni strategiche ai fini della protezione civile, sia quando si affronta il problema dal punto di vista economico, oltre che della sicurezza.

Si è mostrato poi che la stima della resistenza delle tamponature non può avvenire estrapolando le correlazioni trovate per le murature strutturali. Al contrario, occorrono prove di qualificazione specifiche. Le difficoltà menzionate a proposito della qualificazione della tamponatura, intesa come materiale, si amplificano quando si cerca di caratterizzare a priori un telaio tamponato in termini di rigidità e di resistenza statiche. Infatti, sono evidenti le semplificazioni grossolane che si adottano, nella fase elastica, quando si trascura l'anisotropia del pannello e lo si assimila ad una trave che lavora a flessione ed a taglio, oppure ad un puntone diagonale *equivalente*. In condizioni ultime, a ciò si aggiunge la varietà dei meccanismi di rottura possibili. Si è verificato che i metodi di previsione di cui si dispone oggi non si possono considerare pienamente affidabili, anzi spesso forniscono indicazioni fuorvianti, se non errate.

Nello studio si sono considerati poi alcuni modelli fenomenologici in grado di rappresentare il comportamento isteretico dei telai tamponati per effetto del moto alla base. Essi si sono dimostrati complessivamente idonei per descrivere la risposta pseudodinamica globale dei portali tamponati oggetto di una delle sperimentazioni richiamate qui. Sviluppi recenti del lavoro, non ancora pubblicati, mostrano anzi che anche le rotazioni plastiche delle regioni critiche degli elementi strutturali vengono simulate con approssimazione sufficiente rispetto alle prove, cosicché è aperta la strada per tentare la stima del danno locale nell'intelaiatura. L'uso del modello più sofisticato per la rappresentazione delle tamponature, quello proposto da Panagiotakos & Fardis, ha condotto a simulazioni in buon accordo con le storie pseudodinamiche dello spostamento, del taglio totale di piano e dell'energia dissipata per isteresi. Col modello più semplice di Klingner & Bertero si è riuscito a cogliere almeno i valori di picco della risposta, avendo definito i parametri numerici coerentemente con il loro significato fisico, senza aggiustamenti artificiali volti a forzare la rispondenza dei risultati. Senza dubbio, bisogna osservare che condizione necessaria per tale giudizio positivo è stata la calibrazione specifica dei modelli per le tamponature in esame, date le differenze registrate per le proprietà meccaniche di campioni nominalmente identici e considerata la grande influenza delle proprietà stesse sulla risposta sismica.

Una seconda considerazione è doverosa: è stato scritto che i modelli fenomenologici, per la loro stessa natura, non sono capaci di prevedere quali fenomeni accadranno, ma possono rappresentarli a scala macroscopica. Allora non bisogna dimenticare che tali modelli si limitano a descrivere soltanto alcuni degli effetti possibili, quelli che nel caso specifico sono dettati dai fenomeni preponderanti. Ne deriva che le capacità di rappresentazione sono strettamente con-

dizionate al verificarsi o meno degli eventi suddetti. Esemplicando, è chiaro che un modello calibrato per simulare un comportamento ultimo dettato dallo schiacciamento della muratura non è applicabile direttamente in occasione dello scorrimento orizzontale lungo i giunti oppure della rottura per trazione diagonale della tamponatura.

Infine, nel rapporto sono state riassunte e confrontate le prescrizioni di due normative che presentano numerose analogie in merito alla progettazione dei telai tamponati, il regolamento italiano e gli eurocodici. Entrambi i documenti richiedono la verifica di funzionalità della costruzione ed ammettono l'analisi statica equivalente per valutare gli spostamenti e le sollecitazioni. Le norme italiane con le relative istruzioni di accompagnamento sono senza dubbio più esplicite nell'indicare il modello di calcolo da adottare, pur se tale modello appare piuttosto schematico, se non grossolano, e di calibrazione non sempre agevole. L'eurocodice risulta meno severo nel controllo della danneggiabilità sulla base degli spostamenti relativi di piano che sono consentiti, con particolare riferimento agli edifici strategici quali gli ospedali. Nel complesso, gli schemi di calcolo suggeriti si sono dimostrati idonei per valutare la risposta sismica, sotto la condizione di identificare le proprietà meccaniche di base della tamponatura con apposite prove di qualificazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abrams, D. P. (editor), “Proceedings from the NCEER workshop on seismic response of masonry infills”, *Report NCEER-94-0004*, State University of New York at Buffalo, March 1, 1994.
- [2] Beconcini, M. L., & Buratti, G., “Influenza dei pannelli di tamponamento sul comportamento degli edifici intelaiati”, *Costruire in Laterizio*, anno XII, pp. 58–63, Luglio/Agosto 1999.
- [3] Bertoldi, S. H., Decanini, L. D., & Gavarini, C., “Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico”, *Atti del 6° Convegno Nazionale ANIDIS*, vol. 2, pp. 815–824, Perugia, 13–15 Ottobre 1993.
- [4] Biondi, S., Colangelo, F., & Nuti, C., “Prove pseudo-dinamiche su telai tamponati progettati secondo le norme italiane e l’eurocodice n. 8”, *Atti dell’8° Convegno Nazionale ANIDIS*, vol. 2, pp. 987–994, Taormina, 21–24 Settembre 1997.
- [5] Braga, F., & Petrangeli, M. P., “Considerazioni sul comportamento degli edifici civili con struttura in cemento armato”, *L’Industria Italiana del Cemento*, anno XLVI, nn. 7–8, pp. 485–502, 1976.
- [6] Calvi, G. M., & Santini, S., “Preliminary tests of infill masonry”, *Report DMS n. 68*, Università degli Studi di Pavia, 1995.
- [7] CEB Task Group III/6, “RC frames under earthquake loading: state-of-the-art report”, *Bulletin 231*, Thomas Telford Publishing, May 1996.
- [8] Chrysostomou, C. Z., “Effects of degrading infill walls on the non-linear seismic response of two-dimensional steel frames”, *Dissertation in Partial Fulfillment of PhD Degree*, Cornell University, January 1991.
- [9] Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F., “Non-linear seismic response of infilled steel frames”, *Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 4435–4437, Madrid, July 19–24, 1992.
- [10] Colangelo, F., “Pseudo-dynamic tests on brick-infilled rc frames”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 1360, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [11] Colangelo, F., “Experimental and numerical seismic response of infilled rc frames”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.

- [12] Colangelo, F., “Qualificazione, risposta sismica pseudodinamica e modelli fenomenologici di portali di c. a. tamponati con laterizio”, *Pubblicazione DISAT n. 1/99*, Università degli Studi dell’Aquila, Febbraio 1999.
- [13] Colangelo, F., & De Sortis, A., “Esperimenti pseudodinamici: studio preliminare e realizzazione su sistemi ad un grado di libertà”, *Pubblicazione DISAT n. 1/94*, Università degli Studi dell’Aquila, Febbraio 1994.
- [14] Colangelo, F., Giannini, R., & Nuti, C., “Prove pseudodinamiche su telai tamponati progettati secondo le norme italiane anteriori al 1986—CEE Contract EV5V-CT93-0297”, *Rapporto U.d’A./DSSAR/R./1-98*, Università degli Studi di Chieti, Giugno 1998.
- [15] Colombo, A., Negro, P., & Verzeletti, G., “Infilled frames: certainties and uncertainties”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [16] Combescure, D., *et al.*, “Tests on masonry infilled rc frames and its numerical interpretation”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 1731, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [17] Craig, R. R. Jr., “Structural dynamics—An introduction to computer methods”, *John Wiley & Sons*, New York, 1981.
- [18] Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R., “A new procedure for the rational design of reinforced concrete frames infilled with masonry panels”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [19] Dawe, J. L., & Seah, C. K., “Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads”, *Proc. of the 5th Canadian Masonry Symposium*, pp. 329–340, Vancouver, 1989.
- [20] Decanini, L. D., *et al.*, “Modelo simplificado de paneles de mamposteria con aberturas incluidos en marcos de concreto reforzado y metalicos. Comparacion y calibracion con resultados experimentales y numericos”, *Proc. of the 9th International Seminar on Earthquake Prognostics*, San José, Costa Rica, September 19–23, 1994.
- [21] De Matteis, G., Landolfo, R., & Mazzolani, F. M., “Dynamic response of infilled multistorey steel frames”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.

- [22] Doudoumis, I. N., & Mitsopoulou, E. N., “Analytical modelling of infill panels using inelastic macroelements with contact interface conditions”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [23] Durrani, A. J., & Haider, S., “Seismic response of rc frames with unreinforced masonry infills”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 165, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [24] Durrani, A. J., & Luo, Y. H., “Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills”, *Proc. from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills—Report NCEER-94-0004*, pp. 1/3–8, March 1, 1994.
- [25] Eurocode 8, “Design provisions for earthquake resistance of structures—Seismic actions and general requirements of structures”, *ENV 1998-1-1*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”, May 1994.
- [26] Eurocode 8, “Design provisions for earthquake resistance of structures—General rules for buildings”, *ENV 1998-1-2*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”, May 1994.
- [27] Eurocode 8, “Design provisions for earthquake resistance of structures—Specific rules for various materials and elements”, *ENV 1998-1-3*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”, November 1994.
- [28] Eurocodice 2, “Progettazione delle strutture cementizie—Parte 1: regole generali e regole per gli edifici”, Traduzione italiana effettuata dai Proff. F. Levi e P. Marro, Ottobre 1991.
- [29] Eurocodice 6, “Norme comuni unificate per strutture in muratura”, Traduzione italiana del testo *Luglio 1987* effettuata dal Prof. G. Macchi, Marzo 1988.
- [30] Fajfar, P., & Drobnič, D., “Nonlinear seismic analyses of the ELSA building”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [31] Fardis, M. N. (editor), “Experimental and numerical investigations on the seismic response of rc infilled frames and recommendations for code provisions”, *Report 6 of ECOEST-PREC8 Project*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, July 1997.

- [32] Fardis, M. N., “Design of rc infilled structures”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [33] Fardis, M. N., Bousias, S. N., & Panagiotakos, T. B., “Seismic response and design of irregularly infilled rc structures”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [34] Fardis, M. N., & Calvi, M. G., “Effects of infills on the global response of reinforced concrete frames”, *Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, vol. 4, pp. 2893–2898, Vienna, 1994.
- [35] Fardis, M. N., & Panagiotakos, T. B., “Hysteretic damping of reinforced concrete elements”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 464, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [36] Fardis, M. N., & Panagiotakos, T. B., “Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I: bare structures”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 1, n. 1, pp. 219–256, 1997.
- [37] Fardis, M. N., & Panagiotakos, T. B., “Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: infilled structures”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 1, n. 3, pp. 475–503, 1997.
- [38] Fiorato, A. E., Sozen, M. A., & Gamble, W. L., “An investigation on the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls”, *Report n. UILU-ENG 70-100*, University of Illinois, Urbana-Champaign, 1970.
- [39] Flanagan, R. D., Tenbus, M. A., & Bennet, R. M., “Numerical modeling of clay tile infills”, *Proc. from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills—Report NCEER-94-0004*, pp. 1/63–68, March 1, 1994.
- [40] Gancheva, R., *et al.*, “Hysteretic behaviour in tests of masonry infilled frames”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [41] Gavarini, C., “Dopo il terremoto del 23 novembre 1980”, *L’Industria Italiana del Cemento*, anno LI, n. 10, pp. 631–649, 1981.
- [42] Gostič, S., *et al.*, “Small scale testing of two storey two bay rc frames with masonry infills”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [43] Hendry, A. W., “Statica delle strutture in muratura di mattoni”, *Pàtron Editore*, Bologna, 1986.

- [44] Holmes, M., “Steel frames with brickwork and concrete infilling”, *Proc. of the Institution of Civil Engineers*, part 2, vol. 19, pp. 473–478, London, 1961.
- [45] Kadir, M. R. A., “The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures”, *PhD Thesis*, University of Edinburgh, 1974.
- [46] Kanaan, A. E., & Powell, G. H., “General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures”, *Report EERC 73-6*, Earthquake Engineering Research Center, 1973.
- [47] Kanaan, A. E., & Powell, G. H., “DRAIN 2D: a general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures”, *Report EERC 73-22*, Earthquake Engineering Research Center, 1973.
- [48] Kappos, A. J., “Input parameters for inelastic seismic analysis of rc frame structures”, *Proc. of the 8th European Conference on Earthquake Engineering*, vol. 3, pp. 6.1/33–40, Lisbon, September 1986.
- [49] Klingner, R. E., *et al.*, “Evaluation and analytical verification of shaking table data from infilled frames”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 176, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [50] Klingner, R. E., & Bertero, V. V., “Infilled frames in earthquake-resistant construction”, *Report EERC 76-32*, Earthquake Engineering Research Center, December 1976.
- [51] Klingner, R. E., & Bertero, V. V., “Earthquake resistance of infilled frames”, *Journal of the Structural Division*, vol. 104, n. ST6, pp. 973–989, 1978.
- [52] Liauw, T. C., & Kwan, K. H., “Unified plastic analysis for infilled frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, n. 7, pp. 1427–1449, 1985.
- [53] Mainstone, R. J., “Supplementary note on the stiffness and strenght of infilled frames”, *Current Paper CP13/74*, Building Research Establishment, London, 1974.
- [54] Mainstone, R. J., & Weeks, G. A., “The influence of bounding frame on the racking stiffness and strenght of brick walls”, *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference*, pp. 165–171, Stoke-on-Trent, 1970.
- [55] Manos, G. C., Yasin, B., & Thaumpta, J., “The simulated earthquake response of two 7-story rc planar model structures—A shear wall and a frame with masonry infills”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.

- [56] Mehrabi, A. B., *et al.*, “Performance of masonry-infilled rc frames under in-plane lateral loads”, *Report CU/SR-94/6*, University of Colorado at Boulder, October 1994.
- [57] Mehrabi, A. B., *et al.*, “Experimental evaluation of masonry-infilled rc frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, n. 3, pp. 228–237, 1996.
- [58] Michailidis, C. N., Stylianidis, K. C., & Kappos, A. J., “Analytical modelling of masonry infilled rc frames subjected to seismic loading”, *Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1519–1524, Vienna, August 28–September 2, 1994.
- [59] Michelini, R. J., Maldonado, N. G., & Olivencia, L. A., “Experimental analysis referred to inclusion of masonry into reinforced concrete frames”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 13, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [60] Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto 9 Gennaio 1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”, *Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 141*, 19 Giugno 1987.
- [61] Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto 9 Gennaio 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”, *Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29*, 5 Febbraio 1996.
- [62] Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto 16 Gennaio 1996, “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, *Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 29*, 5 Febbraio 1996.
- [63] Ministero dei Lavori Pubblici, “Linee guida per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo di strutture isolate dal sisma”, *Bozza di lavoro del Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*, 1996.
- [64] Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare 10 Aprile 1997, “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”, *Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 97*, 28 Aprile 1997.
- [65] Modena, C., & Valluzzi, M. R., “La muratura nel nuovo decreto per costruzioni in zona sismica”, *Costruire in Laterizio*, n. 56, pp. 84–91, 1997.

- [66] Mondkar, D. P., & Powell, G. H., “ANSR 1: general purpose program for analysis of nonlinear structural response”, *Report EERC 75-37*, Earthquake Engineering Research Center, December 1975.
- [67] Morita, S., & Kaku, T., “Slippage of reinforcement in beam-column joint of reinforced concrete frame”, *Proc. of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, vol. VI, pp. 477–484, San Francisco, 1984.
- [68] Mosalam, K. M., “Seismic behavior of infilled frames”, *MCEER Bulletin*, State University of New York at Buffalo, pp. 4–7, Summer 1998.
- [69] Mosalam, K. M., White, R. N., & Gergely, P., “Seismic evaluation of frames with infill walls using quasi-static experiments”, *Report NCEER-97-0019*, State University of New York at Buffalo, December 31, 1997.
- [70] Mosalam, K. M., White, R. N., & Gergely, P., “Seismic evaluation of frames with infill walls using pseudo-dynamic experiments”, *Report NCEER-97-0020*, State University of New York at Buffalo, December 31, 1997.
- [71] Mosalam, K. M., White, R. N., & Gergely, P., “Computational strategies for frames with infill walls: discrete and smeared crack analyses and seismic fragility”, *Report NCEER-97-0021*, State University of New York at Buffalo, December 31, 1997.
- [72] Negro, P., *et al.*, “Tests on a four-storey full-scale rc frame designed according to eurocodes 8 and 2: preliminary report”, *Report EUR 15879*, EN, Bruxelles, 1994.
- [73] Negro, P., *et al.*, “Tests on a four-storey full-scale reinforced concrete frame with masonry infills: preliminary report”, *Special Publication I.95.54*, Joint Research Centre, Ispra, 1995.
- [74] Negro, P., *et al.*, “Ricerca prenormativa per l’EC8: i telai tamponati”, *Atti dell’8° Convegno Nazionale ANIDIS*, vol. 1, pp. 791–798, Taormina, 21–24 Settembre 1997.
- [75] Negro, P., & Verzeletti, G., “Effect of infills on the global behavior of rc frames: energy considerations from pseudo-dynamic tests”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n. 25, pp. 753–773, 1996.
- [76] Nuti, C., & Biondi, S., “Sul progetto sismico di strutture intelaiate tamponate: confronto tra la normativa italiana e l’eurocodice 8”, *Rapporto U.d’A./DSSAR/R./2-98*, Università degli Studi di Chieti, 1998 (in stampa).
- [77] Oliveto, G. (coordinatore), “Argomenti di ingegneria sismica”, *Esagrafica*, Roma, 1994.

- [78] Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N., “Proposed nonlinear strut models for infill panels”, *1st Year Progress Report of HCM-PREC8 Project*, University of Patras, 1994.
- [79] Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N., “Seismic response of infilled rc frames structures”, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, paper 225, Acapulco, June 23–28, 1996.
- [80] Parducci, A., “Aspetti progettuali delle costruzioni antisismiche”, *L’Industria Italiana del Cemento*, anno LI, n. 10, pp. 749–778, 1981.
- [81] Parducci, A., & Checchi, A., “Interazione dei pannelli di muratura con i telai di cemento armato: comportamento del sistema strutturale per azioni complanari”, *L’Industria Italiana del Cemento*, anno LII, n. 2, pp. 115–128, 1982.
- [82] Park, Y. J., & Ang, A. H. S., “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, n. 4, pp. 722–739, 1985.
- [83] Paulay, T., & Priestley, M. J. N., “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, *John Wiley & Sons*, New York, 1992.
- [84] Penelis, G. G., & Kappos, A. J., “Earthquake-resistant concrete structures”, *E & FN Spon*, London, 1997.
- [85] Pires, F., Campos-Costa, A., & Raposo, S., “Hysteretic behaviour of rc frames infilled with brick masonry walls”, *Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1739–1744, Vienna, August 28–September 2, 1994.
- [86] Pires, F., Rodrigues, J., & Campos-Costa, A., “Experimental study of the behavior under horizontal actions of repaired masonry infilled rc frames”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [87] Reinhorn, A. M., *et al.*, “Modeling of masonry infill panels for structural analysis”, *Report NCEER-95-0018*, State University of New York at Buffalo, December 8, 1995.
- [88] RILEM Draft Recommendations TC 76-LUM, “General recommendations for methods of testing load-bearing unit masonry”, *Materials and Structures*, vol. 21, n. 123, pp. 229–231, 1988.
- [89] Sacchi Landriani, G., & Riccioni, R. (curatori), “Comportamento statico e sismico delle strutture murarie”, *CLUP Editore*, Milano, 1982.

- [90] Saneinejad, A., & Hobbs, B., “Inelastic design of infilled frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n. 4, pp. 634–650, 1995.
- [91] Santini, S., “L’influenza delle tamponature sul comportamento sismico delle strutture intelaiate”, *Tesi di dottorato*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”, Febbraio 1995.
- [92] Stafford-Smith, B., “Behavior of square infilled frames”, *Journal of the Structural Division*, vol. 92, n. ST1, pp. 381–403, 1966.
- [93] Tassios, T. P., “Meccanica delle murature”, *Liguori Editore*, Napoli, 1988.
- [94] Valiasis, T. N., Stylianidis, K. C., & Penelis, G. G., “Hysteresis model for weak brick masonry infills in rc frames under lateral reversals”, *European Earthquake Engineering*, n. 1, pp. 3–9, 1993.
- [95] Vitiello, E., “Impressioni sul terremoto di Città del Messico del 19 settembre 1985”, *L’Industria Italiana del Cemento*, anno LV, n. 12, pp. 794–808, 1985.
- [96] Žarnić, R., & Gostič, S., “Non-linear modelling of masonry infilled frames”, *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Paris, September 6–11, 1998.
- [97] Zarri, F., “Parametri di resistenza e di deformabilità meccanica di murature di laterizio”, *Costruire in Laterizio*, anno 7, n. 41, pp. 452–455, 1994.
- [98] Zarri, F., “Caratteristiche meccaniche di pannelli di muratura di laterizio a doppio strato”, *Costruire in Laterizio*, anno 8, n. 48, pp. 466–469, 1995.

