



LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (DM 14 Gennaio 2008)

DOCUMENTO 3

(Indicazioni e commenti ragionati sulla nuova norma sismica)

Influenza delle tamponature sul rischio sismico
Con riferimento specifico alle costruzioni esistenti in cemento armato

Data: 13 ottobre 2008



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

DOCUMENTO DI STUDIO E
COMMENTO SULLE NTC08

- DM 14 GENNAIO 2008 -



INDICE

1	LA RISPOSTA SISMICA DEI TELAI TAMPONATI	3
1.1	Il problema delle strutture intelaiate tamponate	3
1.1.1	Finalità del documento	3
1.1.2	Introduzione.....	3
1.1.3	L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici	4
1.1.4	Disposizioni normative	5
1.1.5	Recenti studi sull'effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a.	7
1.1.6	Metodi alternativi di valutazione del parametro w	12
1.1.7	Il modello analitico.....	12
2	ESEMPIO APPLICATIVO DI ANALISI DI TELAI TAMPONATI	16
2.1	La modellazione dei telai tamponati	16
2.1.1	Premessa	16
2.1.2	L'identificazione delle tamponature sismo-rilevanti in una scuola media di Camerano (AN) ..	17
2.1.3	Caratterizzazione meccanica degli elementi costituenti la tamponatura	19
2.1.4	Valutazione delle tamponature sismo-rilevanti nella scuola di Camerano (AN)	20
2.1.5	Considerazioni sulle scelte a livello di verifica e modellazione del telaio tamponato	23



1 LA RISPOSTA SISMICA DEI TELAI TAMPONATI

1.1 Il problema delle strutture intelaiate tamponate

1.1.1 Finalità del documento

L'obiettivo del presente documento è quello di fornire una panoramica generale sullo stato delle conoscenze inerenti la modellazione delle tamponature nei telai in calcestruzzo con particolare riferimento alle strutture esistenti, alla luce delle disposizioni delle ultime norme sismiche (DM08, Eurocodici).

Qualora importante e particolarmente significativo, verranno fatti dei richiami alla vecchia norma sismica DM 96 (tra l'altro vigente almeno fino al 30 giugno del 2009), dove sono stati già introdotti diversi capitoli riguardanti le tamponature e che di fatto costituisce il primo documento normativo dove l'interesse nei confronti dell'interazione sismica tra i pannelli murari e le strutture in calcestruzzo, è divenuto consistente.

Per quello che riguarda la modellazione vengono inoltre trattati i metodi elementari per la caratterizzazione meccanica dei telai tamponati, sia a livello della tamponatura intesa come materiale, sia al livello del portale tamponato da definire in ambito statico mediante la rigidezza e la resistenza; in particolare si è cercato di approfondire le conoscenze relative all'influenza della distribuzione delle tamponature nell'ambito dello studio sulla regolarità strutturale e si è cercato di valutare i principi generali della modellazione finalizzata all'utilizzo dell'analisi statica non lineare (push over).

All'uopo si sono sfruttati diversi documenti di ricerca resi disponibili dalle varie università e dai vari gruppi di lavoro che a livello nazionale ed internazionale studiano queste tematiche specifiche.

1.1.2 Introduzione

Negli edifici con struttura portante costituita da una intelaiatura in calcestruzzo armato, i pannelli di chiusura, sia che essi siano costituiti da muratura leggera di malta e di laterizio, sia che siano realizzati in laterizio pieno o pietra, sono in grado di condizionare fortemente la risposta sismica globale.

Le esperienze vissute con i terremoti degli anni passati hanno dimostrato che anche dei pannelli di tamponatura di laterizio forato sono capaci di irrigidire notevolmente l'intelaiatura portante e di compensare con la propria resistenza l'incremento delle forze di inerzia che ne deriva.

Il ruolo delle tamponature diventa poi estremamente importante nelle strutture non progettate per resistere al sisma, dove si è potuto constatare che il loro contributo è risultato spesso essenziale per scongiurare il crollo.

E' pur vero che, a causa della loro intrinseca rigidezza, le tamponature possono originare configurazioni irregolari influenzando e pregiudicando così la corretta conformazione strutturale; si pensi ad esempio alle note situazioni della torsione in pianta e della formazione del piano soffice in altezza che possono tra l'altro innescarsi anche nel caso di distribuzione regolare venuta meno in seguito alla crisi fragile ed improvvisa di alcuni pannelli.

Se trascurate in sede di progetto e verifica, le tamponature possono invalidare l'analisi delle sollecitazioni e degli spostamenti, facendo perdere la conoscenza della possibilità di meccanismi di collasso legati alla loro presenza; un classico esempio è quello della rottura a taglio di un pilastro parzialmente non confinato per la presenza di tamponature di limitata altezza (ad es. finestre a nastro) o la rottura per flessione composta del pilastro nel quale il muro, contrastando in testa, produce uno sforzo di trazione notevole.

E chiaro quindi che, soprattutto nelle strutture esistenti, il contributo delle tamponature non può essere scartato a priori, pena la possibilità di incorrere in errate valutazioni di verifica.

E' pur vero che una grande difficoltà risiede nella modellazione di questi elementi, condizionata da diversi fattori tutti interconnessi, che vanno dalla corretta identificazione del comportamento elastico o anelastico della tamponatura all'interazione che questo ha col telaio in calcestruzzo armato che lo riquadra.



1.1.3 L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici¹

Le norme attuali continuano ad identificare le tamponature come “elementi non strutturali” alla stregua di sbalzi, antenne, ecc...., tuttavia poiché esse contribuiscono in misura sostanziale all'irrigidimento, all'irrobustimento, alla capacità di dissipare energia ed all'innesco dei meccanismi di crisi locale o globale, sembra opportuno segnalare l'importanza di una loro valutazione sismica, soprattutto in virtù dell'accentuato modo con cui essi governano la risposta dinamica della struttura.

Tra gli effetti sismici negativi che possono essere dovuti all'interazione tra pannello murario e telaio in calcestruzzo, si possono citare i seguenti:

- ✓ il distacco dal telaio e la caduta delle tamponature a causa della scarsa rigidezza fuori dal piano e della cattiva connessione;
- ✓ la formazione dei meccanismi di piano soffice, soprattutto nei piani intermedi ed inferiori, a causa della irregolare distribuzione in altezza delle tamponature;
- ✓ la plasticizzazione dei pilastri per la presenza di un notevole sforzo di trazione dovuto alle 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;
- ✓ la crisi funzionale di strutture strategiche che pur subendo un danno strutturale lieve hanno accusato però danni irreparabili nelle tamponature, tali da impedirne l'uso.



Figura 1.1.3.1 – Torsione per tamponature irregolari



Figura 1.1.3.2 – Rottura a taglio del pilastro per tamponature parziali in altezza

¹Testo di riferimento: - “La risposta sismica dei telai con tamponature murarie” – GNDT – S. Biondi, F. Colangelo, C. Nuti



Figura 1.1.3.3 – Crollo del piano terra a pilotis

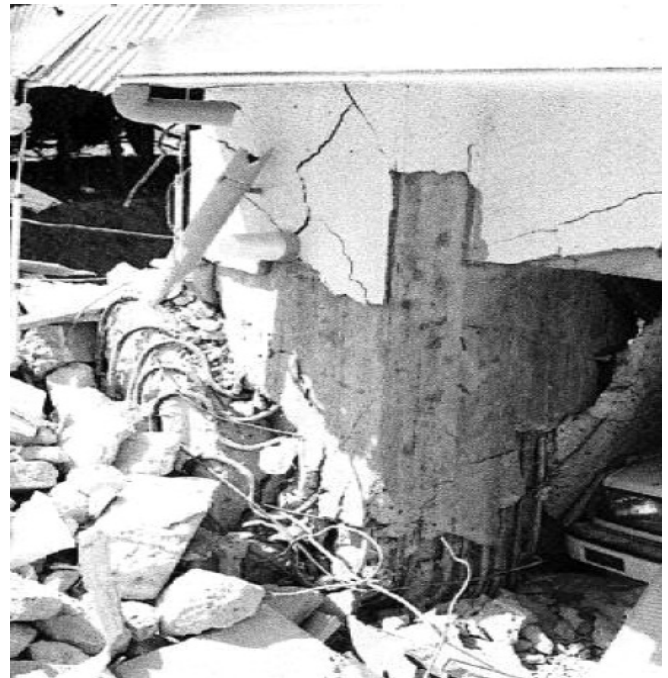


Figura 1.1.3.4 – Crollo del piano terra a pilotis

1.1.4 Disposizioni normative

I richiami normativi che vengono ora esposti sono finalizzati in primo luogo alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei tamponamenti senza le quali non è possibile modellare il puntone equivalente.

La sensibilità sismica delle normative italiane nei confronti delle tamponature non è certamente recente se si pensa al solo fatto che nella conclusione di un lavoro affidato ad una Commissione istituita dopo il terremoto del 1908 si affermava: “...*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...*” requisiti che sostanzialmente indicavano la buona posa in opera degli elementi costituenti il portale tamponato.

I successivi approfondimenti normativi sull'argomento non hanno fatto altro che confermare ed approfondire i concetti sopra scritti fino alla definitiva e condivisa ammissione che il contributo delle tamponature nella risposta sismica di un edificio è assolutamente non trascurabile.

Le normative attuali (DM08, Eurocodice) e quelle meno recenti (DM 96) trattano l'argomento delle tamponature soprattutto in riferimento alle strutture nuove; per queste, le istruzioni forniscono dei criteri per tener conto dell'influenza dei pannelli sia dal punto di vista della regolarità strutturale che da quello dell'aumento dell'entità dell'azione sismica dovuto all'inevitabile incremento di rigidità globale che la presenza di tamponature comporta.

Il controllo richiesto avviene poi in fase di verifica tenendo sotto controllo l'entità degli spostamenti di interpiano.

Si riportano per opportunità le indicazioni contenute nel DM08, relative al capitolo 7.2.3 “Criteri di Progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi non strutturali”.



7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

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

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

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

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

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

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

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

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

W_a è il peso dell’elemento;

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

q_a è il fattore di struttura dell’elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l’accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l’accelerazione di gravità g ;



S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

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

Per le strutture esistenti le norme non riportano indicazioni particolari, lasciando dunque intendere che il problema va affrontato sostanzialmente come per le strutture nuove, limitando il controllo al rispetto dei limiti imposti dalla normativa al drift di piano, in un modello di analisi numerica che non prevede l'inserimento dei pannelli di tamponamento.

E' tuttavia ormai opinione diffusa che tale approccio, sicuramente plausibile per le strutture nuove, non lo è per le strutture esistenti dove spesso si trovano inserite nel telaio in c.a. delle murature di rigidità non trascurabile e la cui influenza sulla risposta sismica globale non può essere valutata con sufficiente affidabilità, se non inserendole direttamente nel modello di calcolo.

Di qui nasce la necessità di poter determinare un criterio di modellazione delle tamponature sismicamente non trascurabili (quelle con percentuale di foratura < del 45% e comunque di spessore > 100 mm) dopo averle caratterizzate meccanicamente.

Il DM08 nella tabella C8B.1 e C8B.2 – TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE – riporta una tabella contenente dei valori di riferimento dei parametri meccanici per le diverse tipologie di muratura riferiti alle seguenti condizioni iniziali: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), parametri semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Si tratta tuttavia specificatamente di valori tarati per organismi edilizi in cui la muratura costituisce il sistema resistente principale; può essere dunque opportuno che la caratterizzazione della muratura inserita in un telaio in c.a., passi attraverso altre specifiche tecniche, **tipo quelle presenti all'interno del DM08 al capitolo 11.10.**

1.1.5 Recenti studi sull'effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a.²

I risultati della ricerca che in questi anni è stata svolta sull'argomento in trattazione, hanno consentito di dedurre delle considerazioni qualitativamente significative, ma non di generalizzare le espressioni

² Testo di riferimento: "Effetti irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a." - Papia, Cavalieri - dal sito della RELUIS

empiriche dedotte per la valutazione della rigidità laterale complessiva e della resistenza ultima del sistema telaio-pannello ai fini delle concrete applicazioni.

I diversi lavori disponibili in bibliografia evidenziano come l'obiettivo di valutare la rigidità laterale offerta dal pannello e quello di prevedere le modalità di collasso del sistema in relazione ad una delle diverse possibili cause, sotto l'azione di carichi orizzontali monotonamente crescenti, siano stati nel tempo aggiornati, coerentemente all'evolversi dei metodi di analisi strutturale.

Si è dunque rivolto sempre maggior interesse verso la conoscenza di un legame ciclico forza orizzontale – spostamento, di tipo non lineare, isteretico e caratterizzato da un degrado legato all'evolversi del danno. Tuttavia il livello della ricerca attuale fornisce maggiori indicazioni circa l'aggiornamento del modello ciclico limitatamente alla fase elastica, rimandando ad ulteriori approfondimenti sperimentali l'evoluzione del legame indicativo delle rotture fragili dei pannelli per le quali si richiede la conoscenza delle condizioni di stato ultimo.

In linea generale gli studi recenti hanno confermato l'opportunità di utilizzare ancora il classico modello a "puntone equivalente", già proposto agli inizi degli anni '60 ed utilizzato dal DM 96, seppure considerevolmente implementato alla luce delle considerazioni precedenti.

Tra le principali differenze con i metodi già disponibili, gli ultimi modelli sono caratterizzati dai seguenti aspetti salienti:

- ✓ il proporzionamento del puntone equivalente risulta dipendente, oltre che dalla rigidità laterale del telaio non controventato, anche dalla rigidità assiale dei suoi elementi;
- ✓ il pannello di tamponamento è caratterizzato oltre che dal modulo elastico, anche dal coefficiente di Poisson, quindi la sezione del puntone viene definita in funzione anche di questo parametro;
- ✓ con la stessa procedura utilizzata per il caso di pannello pieno si analizzano i casi di pannelli con apertura, correlando la perdita di rigidità laterale alla dimensione del vano.

I risultati delle indagini sperimentali mostrano che, in tutti i casi e per tutte le tipologie di pannello, le rigidità flessionali delle travi hanno una influenza trascurabile sulla rigidità laterale del sistema telaio-pannello, per cui la ricerca del puntone equivalente può avvenire con riferimento allo schema di figura 1.1.4.1, dove i pilastri sono considerati incastrati al piede e l'azione sismica viene trasmessa dall'impalcato con una forza orizzontale uniformemente distribuita.

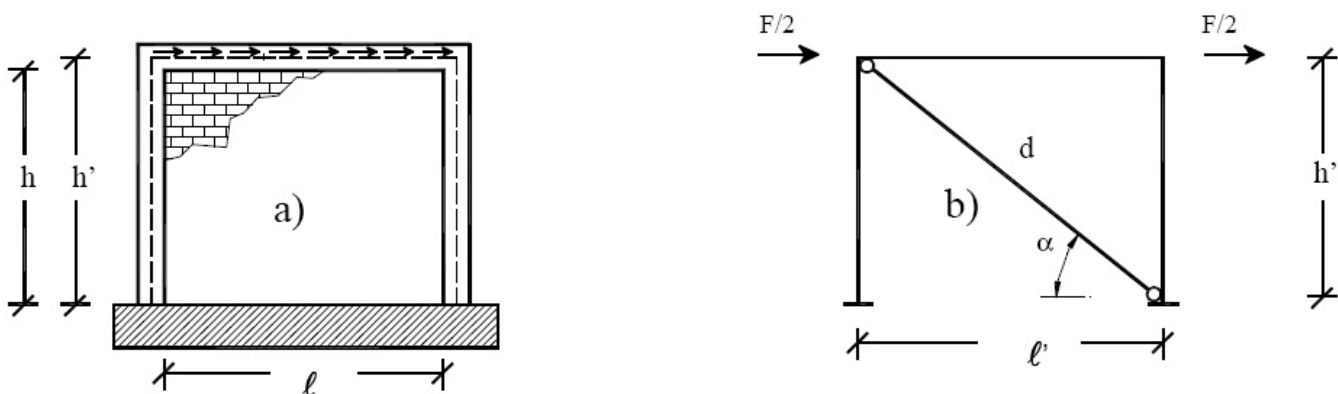


Figura 1.1.5.1 – Schema strutturale e modello di calcolo semplificato

Lo schema strutturale di calcolo raffigurato rappresenta un modello semplificato in cui si tiene conto che i due sottoinsiemi si separano in assenza di azioni mutue di compressione; nota la forza esterna, l'unica incognita è la larghezza da attribuire alla sezione del puntone, per il quale si assumono lo stesso spessore e lo stesso modulo elastico del pannello effettivo.

Benché il modello sia tarato per uno schema che prevede i pilastri di uguale sezione ed orientamento, le semplificazioni utilizzate lo rendono applicabile, entro certi limiti, anche a situazioni diverse; le stesse considerazioni potrebbero comunque essere fatte nei confronti dei criteri di modellazione già disponibili in letteratura.

La rigidezza laterale complessiva del sistema di figura 1.1.5.1, con buona approssimazione, può essere ottenuta sommando le rigidzze laterali degli schemi di figura 1.1.5.2.

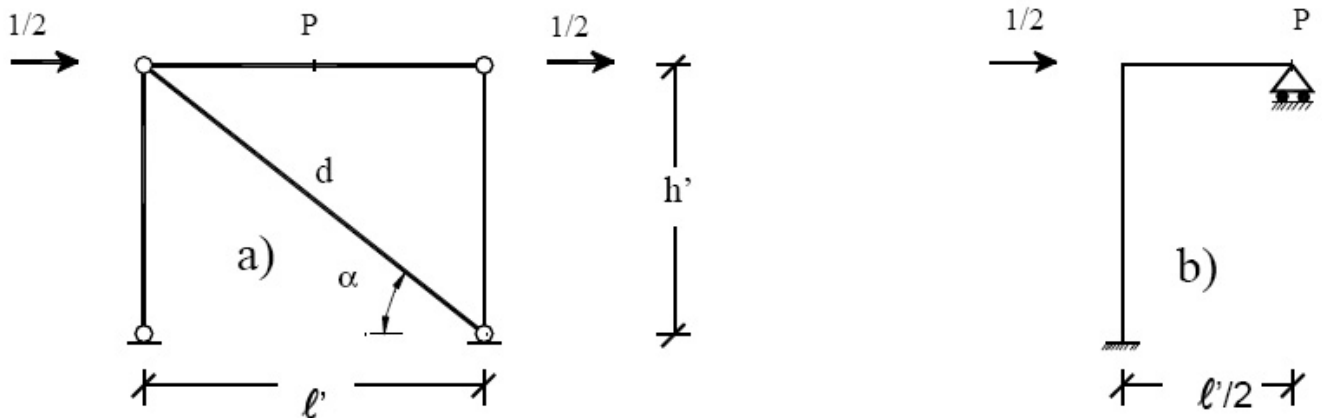


Figura 1.1.5.2 – Modelli semplificati per il calcolo della rigidezza laterale

La rigidezza del primo schema (D_d) fornisce il contributo offerto dal puntone diagonale, dipendente dalla rigidezza assiale degli elementi del telaio, oltre che da quella del puntone stesso.

La rigidezza del secondo schema (D_f) è quella calcolabile per il telaio in assenza di tamponature.

Chiarendo che col pedice $_d$ si fa riferimento al puntone, col pedice $_c$ ai pilastri, col pedice $_t$ alle travi e col pedice $_f$ al telaio, si ha che:

$$D_d = \frac{k_d \cdot \cos^2 \alpha}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2 \alpha} + \frac{1}{4k_t} \quad [1]$$

dove, in termini di rigidezza assiale, $k_d = \frac{E_d \cdot s \cdot w}{d}$, $k_c = \frac{E_f \cdot A_c}{h}$ e $k_t = \frac{E_f \cdot A_t}{l'}$.

Nelle due formule appena scritte, E_d ed E_f rappresentano il valore dei moduli elastici, s rappresenta lo spessore del pannello, w la larghezza incognita del puntone, A le aree medie degli elementi in gioco.

Per il secondo schema si ha:

$$D_f = 24 \cdot \frac{E_f I_c}{h^3} \cdot \left(1 - \frac{1,5}{3 \frac{I_t}{I_c} \cdot \frac{h'}{l'} + 2} \right) \quad [2]$$

Calcolo della sezione equivalente del puntone

Perché risulti efficace la modellazione proposta, dovrà porsi:

$$D_i = D_d + D_f$$

Il valore da attribuire al parametro w , può essere ricavato dall'espressione D_d , supposto di conoscere sia D_i che D_f , dove D_i rappresenta la rigidezza del sistema esatto, cioè quello rappresentato dallo schema a) di figura 1.1.4.2.

In questo caso, la larghezza della sezione del puntone, normalizzata alla lunghezza del puntone stessa, si valuta mediante la seguente espressione:

$$\frac{w}{d} = \frac{D_d}{E_d \cdot s \cdot \cos^2 \alpha} \cdot \frac{1}{1 - \frac{D_d}{k_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \frac{k_c}{k_t} \right)} \quad [3]$$

L'obiettivo di definire univocamente e rapidamente la sezione del puntone equivalente, impone di sviluppare i seguenti passi:

- ✓ Prevedere un opportuno parametro λ , dipendente dalle caratteristiche elastiche e geometriche del sistema, secondo il quale sia ragionevole pensare ad una dipendenza del rapporto w/d del tipo

$$w/d = f(\lambda)$$
- ✓ Definire una procedura per il calcolo di D_i ;
- ✓ Costruire per punti, dopo apposita sperimentazione, una curva $w/d = f(\lambda)$ proponendone una espressione analitica.

Definizione del parametro λ

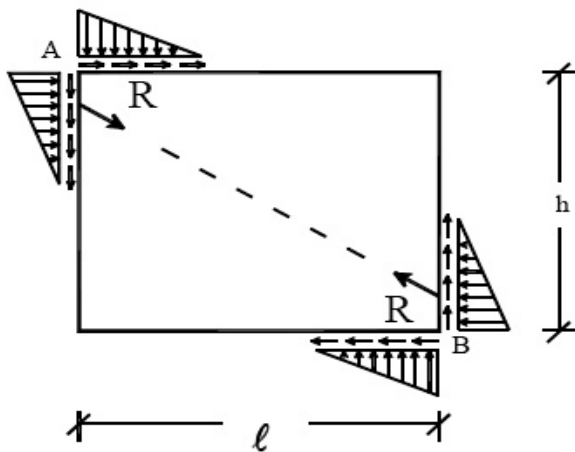


Figura 1.1.5.3 – Schema di carico sul pannello

Le tensioni tangenziali agenti lungo le zone di contatto telaio-pannello sono legate a quelle normali da un legame efficace solo quando le tensioni σ sono di compressione.

L'andamento delle tensioni mutue telaio pannello assume generalmente un andamento approssimabile a quello visibile in figura a fianco, per cui la rigidezza laterale D_d è rappresentata dal rapporto tra la componente orizzontale della risultante R delle azioni trasmesse e lo spostamento relativo dei punti A e B, anch'esso proiettato lungo la stessa direzione.

In queste condizioni la rigidezza laterale ora descritta può assumersi proporzionale al prodotto $E_d s$, secondo un coefficiente ψ incognito, dipendente dal coefficiente di Poisson ν .

Il coefficiente appena scritto influisce nella determinazione di D_d essenzialmente per il fatto che varia l'inclinazione della risultante R, anche se ciò avviene entro un campo di valori piuttosto limitato.

Per quanto detto, fissata la forma del pannello ed il coefficiente ν , può porsi:

$$D_d = \psi E_d s$$

e sostituendo nella [3] si ottiene:

$$\frac{w}{d} = \frac{\psi}{\cos^2 \alpha \cdot \left[1 - \psi \frac{E_d}{E_f} \frac{sh'}{A_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_t} \frac{l'}{h'} \right) \right]} \quad [4]$$

Se si pone che ψ sia lo stesso per i pannelli in cui w/d assume lo stesso valore e se si pone $h/l = h'/l'$ per il calcolo di $\cos \alpha$, si può affermare che:

$$\lambda = \frac{E_d}{E_f} \frac{sh'}{A_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_t} \frac{l'}{h'} \right) \quad [5]$$

che rappresenta nella [4], al denominatore, il termine dopo il coefficiente ψ .

Risultati dell'analisi numerica

I dati sperimentali condotti su pannelli quadrati e rettangolari ($l/h = 1,5$) ha condotto alla determinazione di curve di correlazione che hanno fornito le seguenti espressioni:

$$\frac{w}{d} = \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{\lambda^\beta} \quad [6]$$

in cui:

$$c = 0,249 - 0,0116 v + 0,567 v^2$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073 v + 0,126 v^2$$

$$\begin{aligned} z &= 1 && \text{per } l/h = 1 \\ z &= 1,125 && \text{per } l/h = 1,5 \end{aligned}$$

Ai fini delle applicazioni pratiche si osserva che, disponendo della [6] si può valutare con sufficiente approssimazione la rigidezza laterale della generica maglia del telaio tamponato, senza ricorrere all'uso di grafici od alla risoluzione esatta.

Effetti delle aperture nei pannelli di tamponamento

La presenza di aperture per vani porta o finestra nei pannelli di tamponamento può determinare significative perdite di rigidezza locale.

Le ricerche teoriche e sperimentali su questo specifico aspetto del problema sono poco numerose e soprattutto non conducono a conclusioni concrete e definitive.

L'indagine sperimentale riportata nel presente paragrafo viene finalizzata alla valutazione della possibilità di correlare la perdita di rigidezza del pannello alla dimensione del vano e a dedurre il fattore di riduzione della sezione del puntone equivalente ai fini della rigidezza laterale, attraverso il quale correggere l'espressione [6].

Bisogna sottolineare che le formule seguenti sono state tarate per aperture posizionate al centro del pannello e con riferimento a tamponature quadrate e rettangolari ($l/h = 1,5$).

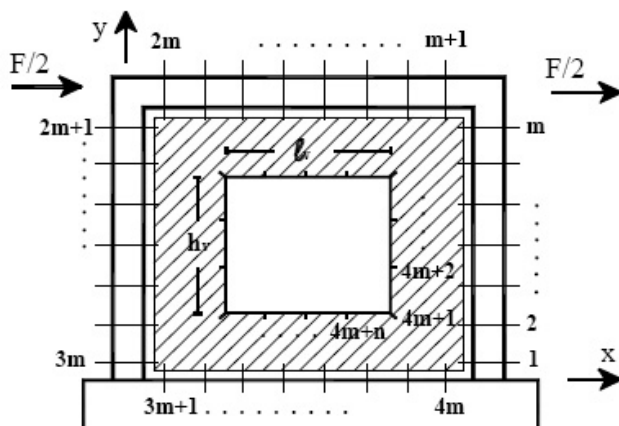


Figura 1.1.5.4 – Sistema telaio-pannello

Indicando con w_v la larghezza della sezione del punto equivalente nel caso di pannello con apertura l'analisi tende a definire una funzione $r = f(a)$ con

$$a = h_v / h = l_v / l$$

ed

$$r = w_v / w$$

Il fattore di riduzione r non dipende in modo significativo né da v né da λ , ed inoltre la geometria del pannello risulta ininfluente ai fini del calcolo della perdita di rigidità laterale.

Nelle concrete applicazioni se si considera il rapporto "a" compreso tra 0,2 e 0,7 è possibile utilizzare una curva di correlazione per la quale $r = f(a)$ è rappresentata da una retta di equazione:

$$r = 1,24 - 1,7 a \quad [7]$$

Applicando la [5], la [6] e la [7] si può ricavare la larghezza del puntone equivalente per strutture con aperture.

1.1.6 Metodi alternativi di valutazione del parametro w

A livello di determinazione della rigidità del telaio tamponato, le indicazioni presenti all'interno del paragrafo precedente costituiscono un approfondimento di un approccio di studio convenzionale, ormai consolidato nel tempo, che tende a sommare i contributi del pannello e del telaio presi separatamente.

La validità di tale modello è tanto più marcata quanto maggiore è l'aderenza tra telaio e tamponatura, per cui supponendo che durante un sisma il pannello rimanga aderente almeno in una zona prossima allo spigolo, l'interazione tra struttura in c.a. e tamponamento può essere rappresentata da un puntone diagonale equivalente.

Riguardo alla determinazione della larghezza del puntone equivalente la trattazione presentata precedentemente rappresenta uno dei più recenti approcci al problema, tuttavia esso è condizionato dall'utilizzo di un parametro che necessita la ricerca del valore v del coefficiente di Poisson.

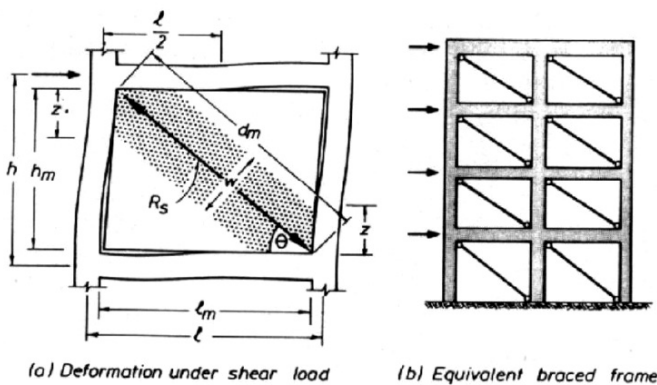


Figura 1.1.6.1 –Puntone diagonale equivalente

Per semplificare il problema gli autori hanno nel tempo proposto formule che proponessero dei valori costanti del rapporto w/d (in alcune norme w si trova scritto come b_w).

Ad esempio la norma italiana relativa al DM 96 indica $w/d = 0,1$, ma esistono altre formulazioni tra cui $w/d = 0,2$ (Penelis e Kappos), oppure $w/d = 0,25$ (Paulay & Priestley), quest'ultimo finalizzato a determinare in maniera conservativa, il periodo proprio del telaio tamponato.

Recenti studi³ hanno affrontato il problema della determinazione della biella equivalente in termini probabilistici, riscontrando valori medi di $w/d = 0,15$.

1.1.7 Il modello analitico

Si è avuto modo di rilevare nel precedente paragrafo l'opportunità dell'utilizzo di un modello semplificato a puntone equivalente, il cui impiego implica tuttavia a priori la rinuncia a cogliere molti degli effetti locali dovuti alla presenza del tamponamento.

E' però importante sottolineare come rimane comunque la possibilità di valutare con sufficiente approssimazione la risposta globale della struttura, sia in termini di rigidità sia di duttilità, dissipazione d'energia e resistenza.

L'utilizzo di un modello siffatto richiede un criterio che consenta di definire le dimensioni geometriche del puntone e le sue proprietà meccaniche in termini di legame elasto-plastico sforzo normale – accorciamento.

³ Testo di riferimento: "Valutazione probabilistica della risposta sismica di strutture intelaiate in c.a.: Effetti delle incertezze nella modellazione dei tamponamenti" – Colajanni, Impollonia, Papia – dal sito della RELUIS

Relativamente al primo aspetto, l'influenza dello sforzo normale sui pilastri ha suggerito l'adozione del metodo descritto nel paragrafo 1.1.5 il quale si basa sulla determinazione del rapporto w/d nell'ipotesi che solo il carico orizzontale condizioni l'estensione della zona di contatto telaio – tamponamento, circostanza che si verifica quando il tamponamento viene realizzato dopo che i carichi verticali sono stati integralmente applicati; negli altri casi il criterio sottostima il valore di w/d .

Una volta individuato il puntone equivalente in termini di rigidezza, viene spontaneo identificare la resistenza del pannello con la resistenza a compressione della biella equivalente diagonale ideale. Secondo il criterio appena esposto, una volta stabilite le dimensioni della sezione del puntone, la forza normale di rottura della biella si ottiene moltiplicando l'area della sezione per la tensione tangenziale ultima misurata nella prova di compressione, coincidente con la tensione normale media sul piano diagonale del muretto oggetto della prova.

$$F_{w_diag} = f_{ws} t_w b_w \quad [8]$$

Il valore di f_{ws} viene determinato attraverso una prova di compressione diagonale che fornisce in primo luogo la resistenza a taglio puro che, in accordo con le normative americane ASTM E519-81, coincide proprio con $f_{ws} = \frac{F}{\sqrt{2} \cdot l_w \cdot t_w}$, dove con t ed l si identificano spessore e lunghezza del muretto.

In termini di resistenza orizzontale, la forza limite coincide con la proiezione ortogonale della [8]:

$$F_{w_orizz} = f_{ws} t_w b_w \cos \theta \quad [9]$$

E' evidente che una stima siffatta risulta attendibile solo se la rottura consiste davvero nello schiacciamento della muratura, tuttavia le modalità di crisi della tamponatura possono essere ben diverse dalla semplice rottura a compressione.

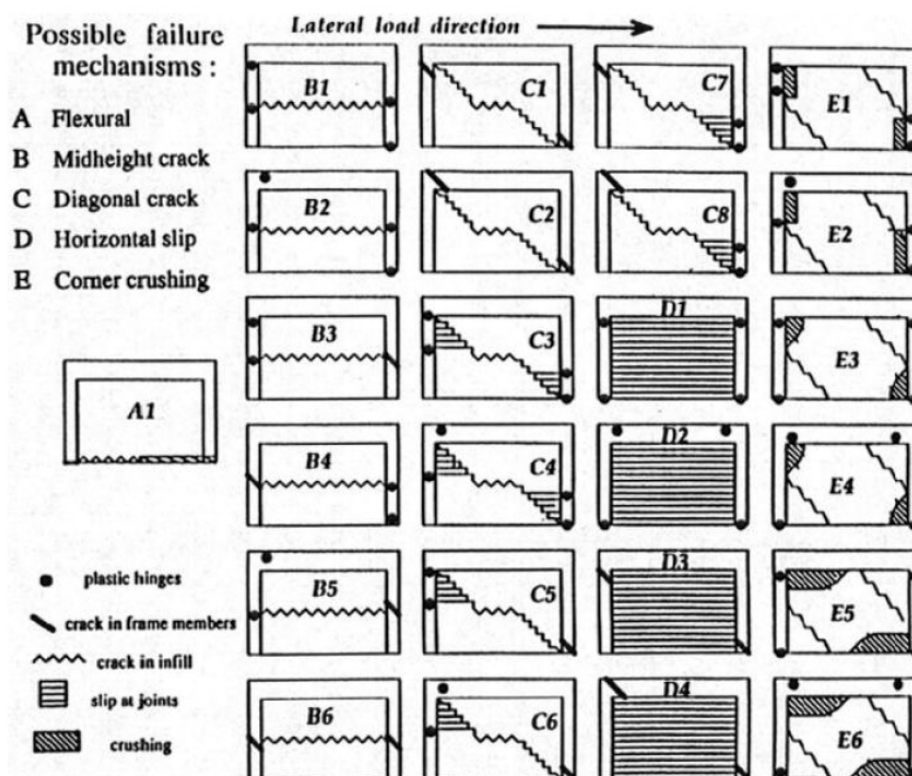


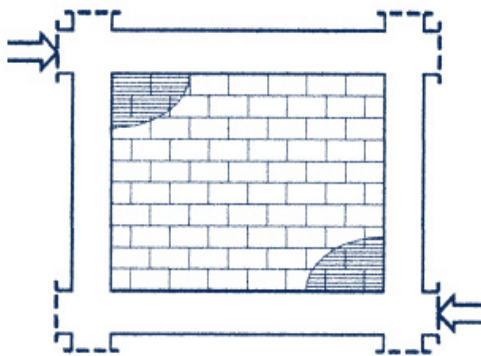
Figura 1.1.7.1 –Modalità di rottura dei telai tamponati

Come è possibile vedere nella figura 1.1.7.1, un portale tamponato può andare in crisi per diversi meccanismi, i quali non escludono la possibilità che sia l'elemento in c.a. a collassare prima del pannello murario.

E' quindi necessario adottare un sistema di previsione del meccanismo di collasso del portale; tra i vari criteri presentati in letteratura, si richiama per ovvia opportunità quello adottato dalla normativa italiana⁴, che si basa sostanzialmente sulle formulazioni derivanti da correlazioni empiriche proposte da vari autori⁵.

In sostanza si considerano tre possibili modalità di rottura:

1) Rottura per schiacciamento



$$F_w(\text{schiacciamento}) = 0,8 f_w \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c I_p h_w t_w^3}{E_w}}$$

ove $f_w = 0,4 f_b^{0,7} f_m^{0,435}$ (Cuomo⁶ – in cui f_b e f_{bt} rappresentano la resistenza a compressione ed a trazione del mattone, f_m la resistenza a compressione della malta).

E_c è il modulo elastico del cls;

I_p è il momento di inerzia della sezione dei pilastri;

h_w è l'altezza netta del pannello;

t_w è lo spessore;

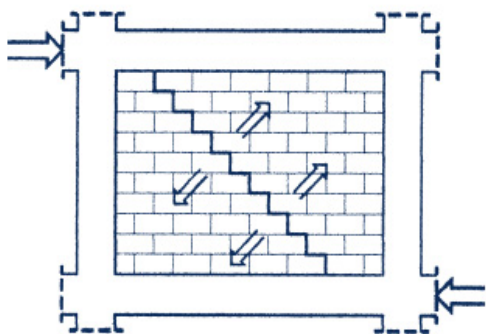
E_w è il modulo elastico della tamponatura.

$$\theta = \arctg \frac{l_w}{h_w}, \text{ in cui } l_w \text{ è la lunghezza del pannello.}$$

Figura 1.1.7.2 – Crisi per compressione ai vertici

Di fatto f_w rappresenta la resistenza a compressione del pannello murario.

2) Rottura per trazione diagonale



$$F_w(\text{trazione}) = \frac{f_{ws} l_w t_w}{0,6}$$

ove:

f_{ws} è la resistenza a taglio puro;

l_w è la lunghezza del pannello;

t_w è lo spessore.

Figura 1.1.7.3 – Crisi per trazione diagonale

3) Rottura per scorrimento

⁴ Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare 10 Aprile 1997, "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al DM 16 gennaio 1996"

⁵ "Influenza dei pannelli di tamponamento sul comportamento degli edifici intelaiati" – Beconcini, Buratti – *Costruire in Laterizio* -

⁶ "Argomenti di ingegneria sismica" – Oliveto

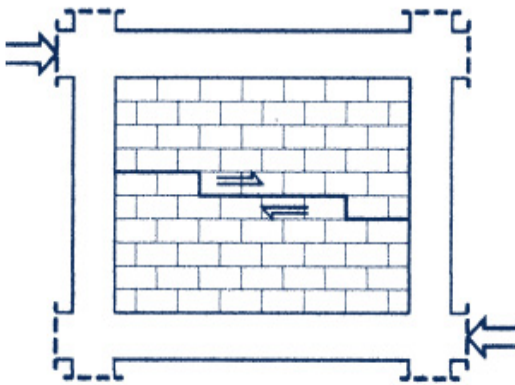


Figura 1.1.7.4 - Crisi per scorrimento orizzontale

$$F_w(\text{scorrimento}) = f_{ws} l_w t_w \left[\frac{0,4h_w / l_w - 0,1}{1,5} + \sqrt{1 + \left(\frac{0,4h_w / l_w - 0,1}{1,5} \right)^2} \right]$$

ove il significato dei termini è quello visto precedentemente.

La caratterizzazione meccanica della norma italiana è applicabile sotto certe condizioni tra cui, la più vincolante è quella che prevede l'assenza di aperture a meno che esse non siano debitamente riquadrate; esistono tuttavia alcune formulazioni che, come riportato nel capitolo 1.1.5, valutano l'influenza delle aperture mediante una diminuzione della rigidità assiale del puntone equivalente.

Le normative attuali indirizzano sempre più il progettista verso le applicazioni di analisi non lineari (ad esempio il push over), per cui nasce spontanea la ricerca di un metodo di caratterizzazione meccanica del puntone attraverso legami costitutivi che possano prevedere un comportamento elasto-plastico; in quest'ottica il puntone deve essere modellato come una trave elastica dotata di cerniere isteretiche puntiformi alle estremità (modello a plasticità concentrata).

La legge di Klingner & Bertero per il legame costitutivo del puntone diagonale equivalente ha una importanza storica sia per la sua semplicità sia perché costituisce ancora oggi il modello di riferimento.

Infatti, nella seguente figura viene mostrato un diagramma che trova la sua origine proprio dalle esperienze sperimentali condotte nell'ambito di alcune ricerche⁷, utilizzato in forma modificata per tener conto delle diverse caratteristiche dei tamponamenti.

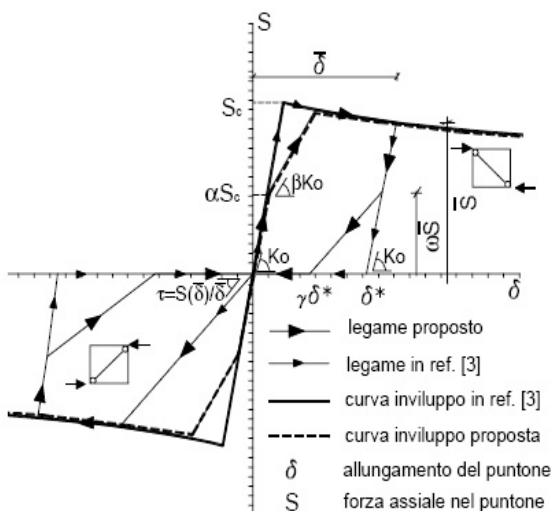


Figura 1.1.6.5 - Sistema telaio-pannello

Nello schema di figura 1.1.5.1, dove è rappresentata una coppia di puntoni diagonali, viene riportato un modello S- δ , essendo S la forza assiale e δ l'accorciamento. I puntoni non sono contemporaneamente efficaci poiché è stata supposta nulla la resistenza a trazione.

Nella forma prevista dal modello originale (*proprio il legame in ref. [3] - Klingner & Bertero*) il comportamento della coppia di puntoni è elastico lineare fino a quando il valore degli sforzi assiali, $S = K_0 \delta$ raggiunge il valore S_c corrispondente al picco di resistenza di ciascun puntone e K_0 è la sua rigidità assiale. Il ramo plastico è invece caratterizzato da rami di softening in cui all'aumentare del carico assiale decrementa il valore di S.

Il decremento avviene con legge esponenziale regolata dal parametro ζ che, per le esperienze condotte, può assumere un valore costante pari a $0,39 \text{ cm}^{-1}$.

Analiticamente la formula del decremento è la seguente:

⁷ "Seismic reliability of LRC frames with and without masonry infill walls" – Mosalam, Ayala, White, Roth

$$S(\delta) = \frac{S_c}{e^{-\zeta \frac{S_c}{K_0}}} e^{-\zeta \delta}, S_c / K_0 < \delta$$

Il modello di Klingner non valuta tuttavia, per ipotesi, il cambiamento di rigidità al momento della prima fessurazione per cui il valore di K_0 rimane tale fino al conseguimento di S_c , mentre il modello alternativo rappresentato computa l'inserimento di ulteriori parametri α , β , γ , ω che modificano il comportamento ciclico previsto.

Nel caso di modello con legame elasto-plastico degradante l'incognita è rappresentata dal valore di δ che rappresenta l'accorciamento limite inelastico del puntone; alcune formulazioni prevedono l'interruzione del ramo discendente quando il valore dello sforzo normale ha raggiunto l'85% di quello elastico massimo S_c .

E' evidente che il modello appena presentato si rifà all'ipotesi di base che la rottura del pannello avvenga per compressione diagonale, pertanto sarà opportuno controllare, ad esempio utilizzando i criteri della Circolare del '97, la possibilità di innesco di altri tipi di meccanismi; in particolare è opportuno rendersi conto se il taglio trasferito dal puntone diagonale al pilastro è in grado di mandare in crisi l'elemento in calcestruzzo (caso di tamponatura forte e pilastro debole) nel qual caso i modelli appena citati non costituiscono più un valido riferimento.

Si sottolinea infine un altro aspetto: i modelli appena citati sono fondamentalmente validi per tamponature costruite in tempi successivi a quelli di applicazione dei carichi statici sugli elementi strutturali che costituiscono il telaio, per cui nel caso tra l'altro non proprio inconsueto di murature su cui è stata gettata direttamente la trave (le cosiddette murature confinate) vanno fatte ulteriori valutazioni legate all'opportunità di considerare la struttura resistente non come sistema a telai tamponati, bensì a murature confinate.

2 ESEMPIO APPLICATIVO DI ANALISI DI TELAI TAMPONATI

2.1 La modellazione dei telai tamponati

2.1.1 Premessa

Fatte salve tutte le considerazioni riportate nei capitoli precedenti riguardo l'affidabilità, la convenienza e l'opportunità della modellazione dei telai tamponati, è opinione diffusa e consolidata che qualora la risposta sismica dell'edificio in c.a. possa essere influenzata dalla presenza di dette tamponature, è impossibile prescindere dalla loro implementazione nel modello di calcolo.

La scelta del tipo di modellazione da attuare deve essere fatta con criterio e solo dopo aver esaminato e valutato la reale "consistenza" del pannello.

Nell'ottica di arrivare ad una identificazione veloce ed "opportuna" del tipo di tamponatura da considerare nell'analisi, nel caso di telai in cemento armato il cui getto è avvenuto prima della costruzione del pannello di muratura (negli altri casi, come quelli relativi alle murature "confinite" o nelle strutture miste bisogna fare diverse ed ulteriori valutazioni), si può operare come segue:

- Escludere dalla modellazione tutte le tamponature di spessore inferiore a 10 cm e con percentuale di foratura superiore al 45%.
- Nel caso di tamponature esterne del tipo a "cassetta" valutare, caso per caso, se le fodere sono ben inserite nella maglia di telaio e se sono costituite da laterizi che non hanno le caratteristiche riportate nel punto precedente.

Eseguito questo primo screening è opportuno condurre una seconda analisi atta ad evidenziare le seguenti particolarità:

- Telai pienamente tamponati.
- Telai parzialmente tamponati per la presenza di aperture; in questo caso è opportuno fare delle valutazioni specifiche distinguendo ad esempio il caso di tamponature con finestre a nastro, oppure di finestre “centrate” rispetto al pannello.

La fase di identificazione delle tamponature “rilevanti” ai fini sismici, deve essere poi seguita dalla vera e propria caratterizzazione meccanica.

Innanzitutto è necessario procedere a due controlli:

- 1) **Valutare il tipo di meccanismo più probabile che può innescarsi nel pannello murario; si tratta in definitiva di riuscire a stimare se è più facile che il pannello vada in crisi per schiacciamento piuttosto che per trazione diagonale o per scorrimento;** questo controllo è necessario perché solo nel primo caso è possibile fare affidamento sul classico modello a puntone equivalente (negli altri casi il modello è puramente convenzionale).
- 2) **Qualora sia valido il modello a puntone equivalente è opportuno valutare se la resistenza a compressione del puntone stesso sia tale da poter trasferire, in testa o al piede del pilastro, una forza di taglio tale da produrre una rottura fragile sull'elemento in calcestruzzo;** questo controllo è opportuno nell'ottica della valutazione della crisi per gli stati limite ultimi. Infatti, il caso di “tamponatura forte” e “pilastro debole”, di fatto, rientra nella casistica dei meccanismi fragili, alla pari di quelli correlati alla rottura dei nodi e degli elementi in c.a. per problemi di taglio (si veda figura 1.1.2.2).

Eseguiti questi controlli, nel caso in cui siano impediti i meccanismi fragili del pilastro, si può passare alla modellazione del puntone.

2.1.2 L'identificazione delle tamponature sismo-rilevanti in una scuola media di Camerano (AN)

Nei capitoli relativi all'acquisizione dei livelli di conoscenza della scuola di Camerano, trattati in lavoro di analisi già pubblicato sul sito del Rischio Sismico della Regione Marche, si è avuto modo di riportare informazioni circa la consistenza dei pannelli di muratura presenti nell'ambito della struttura.



Figura 2.1.2.1 – Murature sul Piano seminterrato (PSI)



Figura 2.1.2.2 – Sottofinestra



Figura 2.1.2.3 – Murature di laterali

I pannelli murari rilevanti ai fini sismici sono posti soprattutto al piano seminterrato (PSI), dove trovano collocazione praticamente su tutto il perimetro ad eccezione del lato di ingresso, dove sono presenti delle finestrate a nastro (vedi prospetto in figura 2.1.2.4).

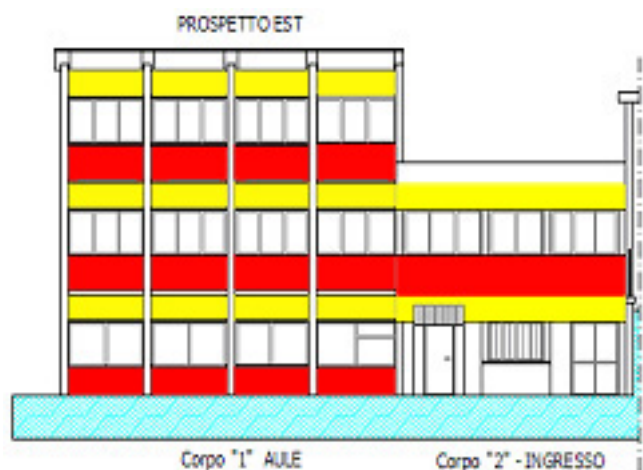


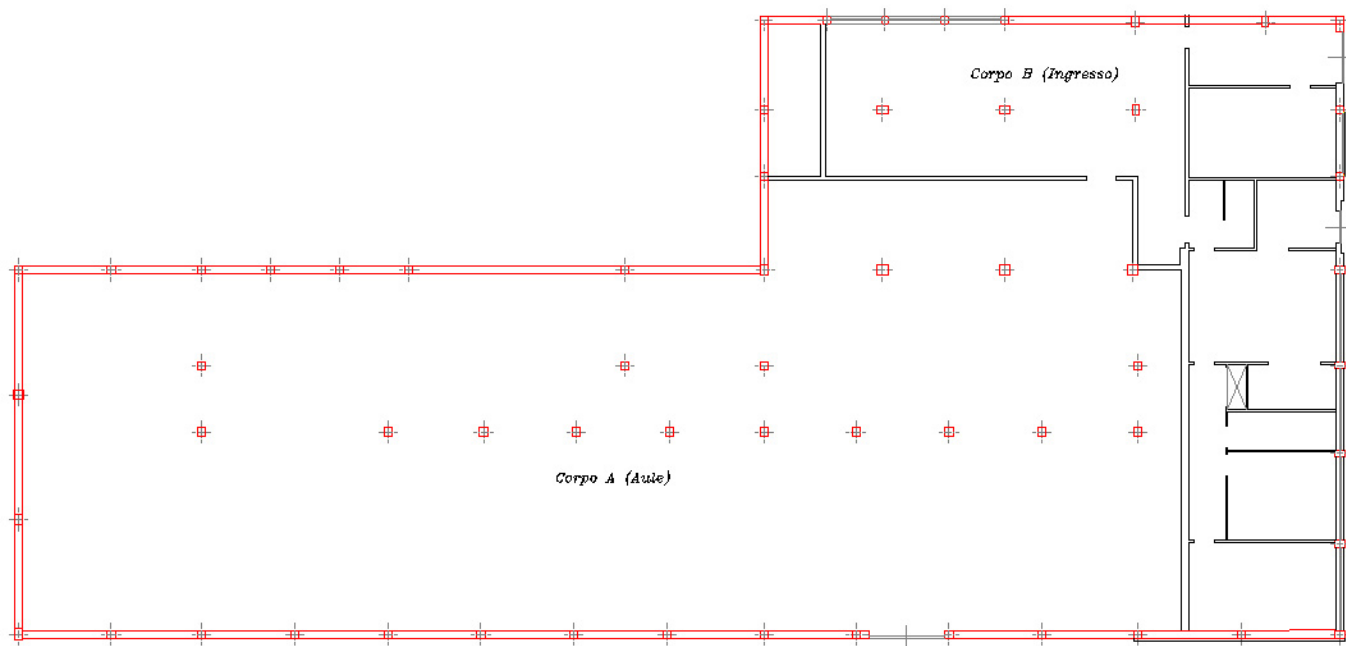
Figura 2.1.2.4 –Prospetto con fronte libero del PSI

Nella figura a fianco è possibile vedere il lato di ingresso al piano seminterrato ed in più è possibile apprezzare l'interazione tra sottofinestra murario (ROSSO) e pilastri.

La presenza delle travi a veletta (GIALLO) aggrava ancora di più la situazione dei pilastri che di fatto risultano tutti di limitata altezza flessionale.

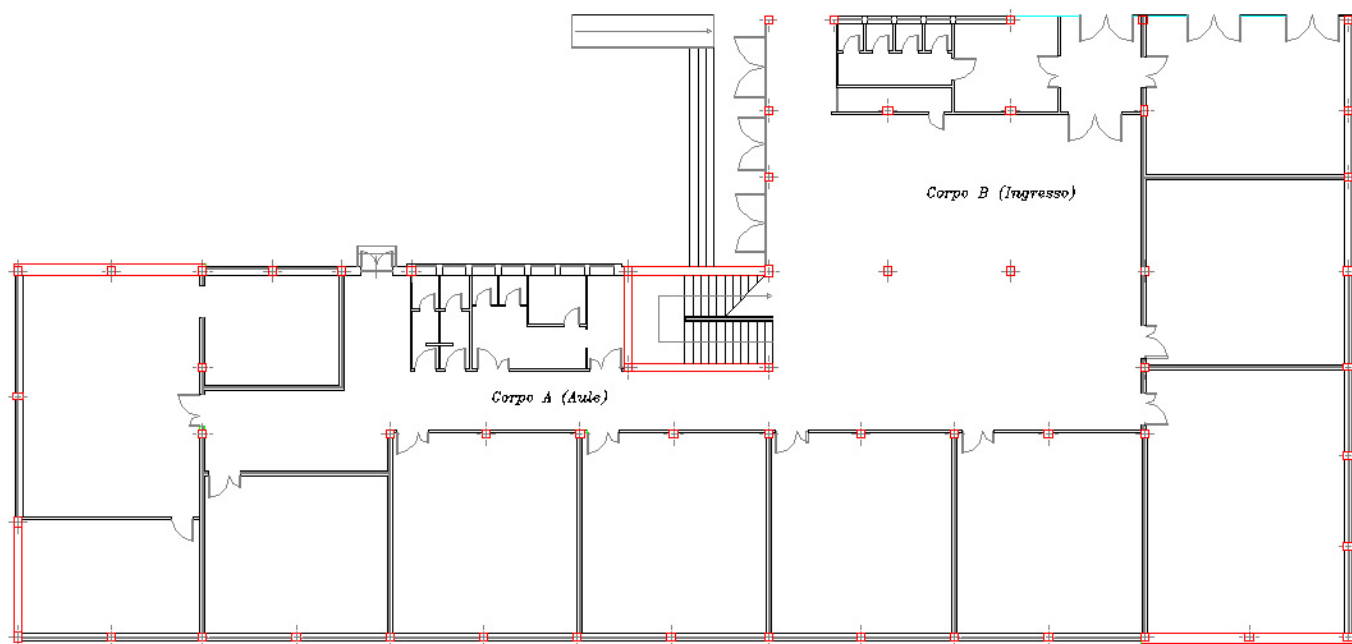
La presenza delle finestrate a nastro è praticamente omogenea su tutti i lati della scuola, per cui l'interazione tra il sottofinestra murario e il telaio in cemento armato diventa un problema strutturale da valutare con attenzione.

In pianta, le murature rilevanti (indicate con un tratto rosso) sono disposte come visibile nelle successive figure: si noti come siano evidenziate solo le murature che riempiono interamente la specchiatura di telaio, mentre le murature di sottofinestra rimangono disposte sotto il tratto rappresentativo delle aperture.

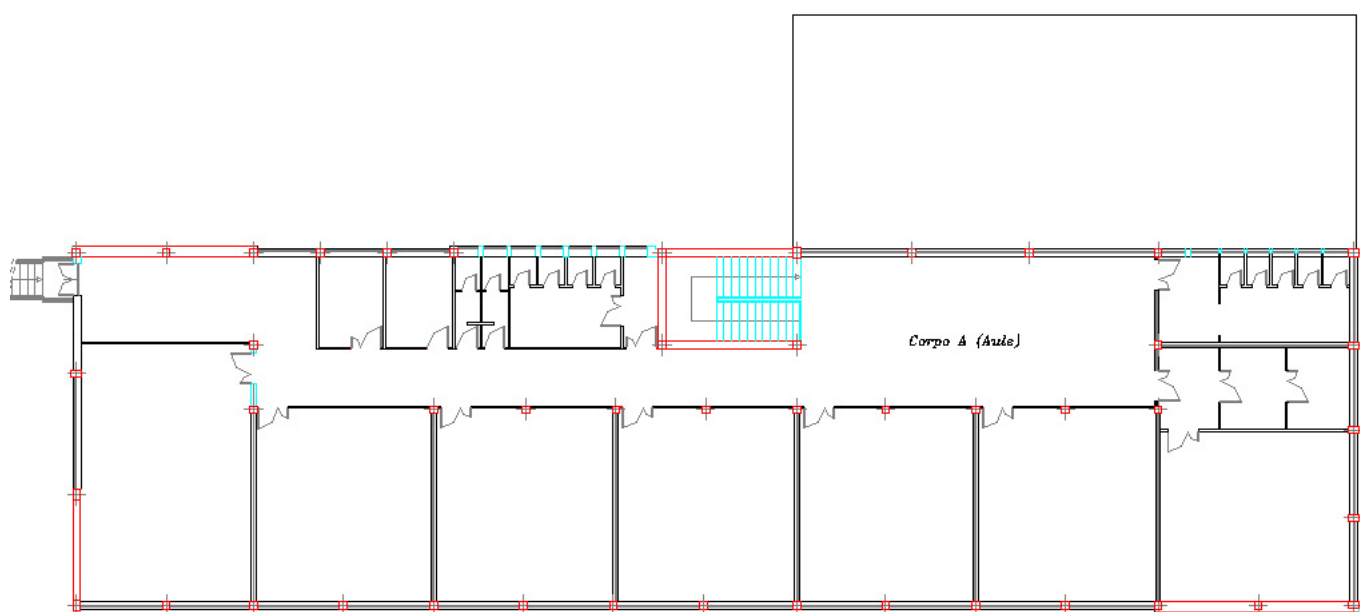


PIANTA PIANO SEMINTERRATO

Figura 2.1.2.5



PIANTA PIANO TERRA
Figura 2.1.2.6



PIANTA PIANO PRIMO
Figura 2.1.2.7

In tutti i casi le tamponature sono costituite da blocchi di laterizio pieno, di larghezza 17 cm e lunghezza circa 25 cm, sempre disposti di testa e legati da una malta cementizia di buona consistenza.

2.1.3 Caratterizzazione meccanica degli elementi costituenti la tamponatura

E' sempre consigliabile ed opportuno caratterizzare le murature attraverso l'esecuzione di prove di compressione diretta da eseguirsi sia sugli elementi in laterizio che sulla malta presente nei giunti.

Qualora venisse applicata tale procedura, **i dati ricavati dalle prove dirette eseguite sui campioni di mattone prelevati**, vanno trattati in conformità con le indicazioni presenti nel capitolo 11.10.2 ed 11.10.3 del DM08.

Per le malte invece i valori possono essere trattati semplicemente facendo la media matematica dei dati ricavati dalle prove di compressione diretta.

Nel caso della scuola di Camerano non è stato possibile effettuare prove dirette, per cui si è deciso di caratterizzare il valore f_{bk} della resistenza caratteristica a compressione del mattone, in base ad un valore tipico per questo materiale e pari a **15.0 N/mm²**.

Per la malta invece si è assunto un valore pari a **5,0 N/mm²**, facendo così rientrare il legante nella classe di malta M5.

Applicando la tabella 11.10.V, si riesce ad ottenere il valore della **resistenza alla compressione f_k** di murature composte da mattoni con $f_{bk} = 15 \text{ N/mm}^2$ e malta M5; si ottiene che $f_k = 6.0 \frac{N}{\text{mm}^2}$.

La resistenza caratteristica a taglio f_{vk0} in assenza di tensioni normali, viene direttamente dedotta dal valore della resistenza alla compressione degli elementi, tramite l'utilizzo della tabella 11.10.VII, dalla quale si ottiene che: $f_{vk0} = 0,2 \frac{N}{\text{mm}^2}$.

Per quello che riguarda il modulo elastico, la norma indica che in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- **modulo di elasticità normale secante** $E = 1000 f_k = 5100 \text{ N/mm}^2$

- **modulo di elasticità tangenziale secante** $G = 0,4 E = 2040 \text{ N/mm}^2$

2.1.4 Valutazione delle tamponature sismo-rilevanti nella scuola di Camerano (AN)

Valutazione del meccanismo più probabile di collasso

PIANO SEMINTERRATO

Nel piano seminterrato sono presenti due livelli di fondazione, il primo dei quali, rispetto alla quota di estradosso del solaio strutturale, ha altezza pari a 1,50 m, l'altro ha altezza 3,30 m.

La disomogeneità della sezione dei pilastri presenti, le diverse sezioni delle travi, nonché i differenti interassi esistenti tra gli elementi verticali, generano diverse tipologie di specchiature di telaio, tuttavia nella sostanza si riescono a identificare tre tipologie per la quota 1,50 e due per la quota 3,30.

Parametri telaio		Telaio 5 - SI			
Modulo elastico calcestruzzo N/mm ²	Altezza sezione pilastro mm	Larghezza sezione pilastro mm	Interasse tra pil e pil mm	Inerzia sezione pilastri mm ⁴	
17000	300	300	3500	67500000	
Parametri tamponatura					
Modulo elastico muratura	Altezza netta pannello	Lunghezza netta pannello	Spessore pannello	Lunghezza/altezza	Inclinazione puntone
5100	2400	3200	170	1.333333333	0.927295218
f_k N/mm ²	f_{vk0} N/mm ²				
6	0.2				
Tipo di rottura		Fw (N)			
SCHIACCIAMENTO		124016			
TRAZIONE DIAGONALE		181333			
SCORRIMENTO		124270			
Esito		ROTTURA PER SCHIACCIAMENTO			

Figura 2.1.4.1



In figura 2.1.4.1 è riportato l'esito del controllo del tipo di rottura per uno dei pannelli del piano seminterrato, in particolare per il telaio 5, costituito da due pilastri sezione 30x30, ad interasso 3500 mm ed una trave che riduce l'altezza netta del pannello a 2400 mm.

In questo caso la rottura per schiacciamento è il meccanismo prevalente, tuttavia si noti che la differenza col meccanismo di scorrimento è molto piccola.

Tutti i pannelli del piano seminterrato risultano critici per schiacciamento, pertanto la modellazione a puntone equivalente sembra consona.

PIANO TERRA

Al piano terra sono presenti delle tamponature sismicamente rilevanti in alcune specchiature perimetrali e sul vano scala, nonché sui sottofinestra.

Le specchiature di telaio completamente tamponate presenti in questo piano sono di particolare interesse perché si sviluppano dal basso verso l'alto senza soluzione di continuità tra un piano e l'altro; di fatto esse incidono sulla deformabilità strutturale in modo completo in altezza, pertanto rappresentano degli elementi irrigiditi non trascurabili.

L'analisi dei meccanismi di collasso mette in evidenza, anche in questo caso, l'attitudine dei pannelli ad andare in crisi per schiacciamento.

PIANO PRIMO

Il piano primo presenta gli stessi elementi trattati nel piano terra e fornisce gli stessi risultati qualitativi.

I risultati emersi dall'analisi dei meccanismi di collasso più probabili per i pannelli di tamponatura presenti all'interno della scuola, mettono in evidenza che la rottura per schiacciamento rappresenta il meccanismo prevalente, **pertanto la modellazione a puntone equivalente può essere ritenuta sufficientemente idonea.**

Gerarchia dei meccanismi di collasso pannello-pilastri

Esaminiamo il caso specifico delle specchiature di telaio tamponate, posizionate in pianta in corrispondenza del vertice in basso a destra.

Nella figura 2.1.4.2 è raffigurata la sezione della struttura oggetto dell'analisi, nella quale sono rappresentati, sopra i pannelli murari, i rispettivi puntoni equivalenti, funzionali solo nel caso la direzione del sisma sia quella che va da sinistra a destra; nel caso inverso i puntoni sarebbero ribaltati.

I pannelli murari si sviluppano da cielo a terra senza soluzione di continuità (in particolare non sono presenti aperture).

Le specchiature sono leggermente diverse, tuttavia le differenze sono così esigue da non provocare significative variazioni delle proprietà meccaniche della tamponatura; mediando i valori geometrici si può ritenere che le forze orizzontali corrispondenti ai vari meccanismi di crisi ipotizzabili per il pannello, sono quelle leggibili dalla seguente figura.

La rottura per schiacciamento del pannello viene conseguita in corrispondenza di una forza orizzontale pari a circa 180 KN. Nei pilastri non confinati tale forza si trasforma in una sollecitazione tagliante per il pilastro stesso, per cui si rende necessario operare un confronto tra taglio sollecitante dovuto all'interazione pannello-pilastro e taglio resistente residuo del pilastro stesso.

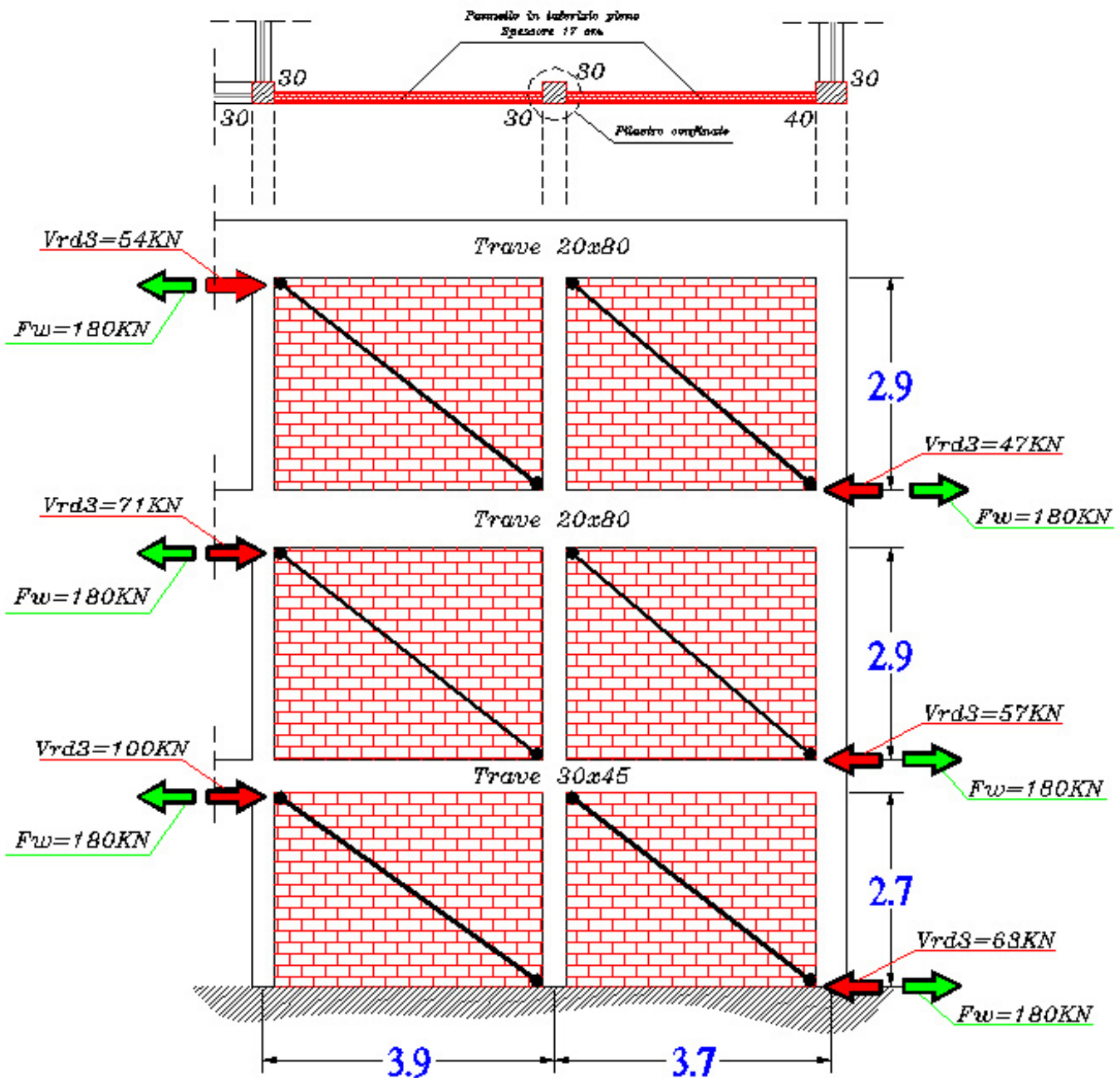


Figura 2.1.4.2

Parametri telaio		Telaio 2 - T				
Modulo elastico calcestruzzo N/mm ²	Altezza sezione pilastro mm	Larghezza sezione pilastro mm	Interasse tra pil e pil mm	Inerzia sezione pilastri mm ⁴		
17000	350	300	3800	1071875000		
Parametri tamponatura		Altezza netta pannello	Lunghezza netta pannello	Spessore pannello	Lunghezza/altezza	Inclinazione puntone
Modulo elastico muratura 5100	2800	3450	170	1.232142857	0.889025623	
f_k N/mm ²	f_{vk0} N/mm ²					
6	0.3					
Tipo di rottura	Fw (N)					
SCHIACCIAMENTO	159602					
TRAZIONE DIAGONALE	293250					
SCORRIMENTO	204262					
Esito	ROTTURA PER SCHIACCIAMENTO					

Figura 2.1.4.3



La figura 2.1.4.2 mostra chiaramente come il taglio resistente V_{Rd3} dei pilastri, sia sempre inferiore al valore del taglio sollecitante ultimo derivante dal pannello; ciò significa che, in una situazione di stato limite ultimo, le tamponature risultano maggiormente resistenti dei pilastri adiacenti, col potenziale pericolo dovuto alla repentina crisi dell'elemento in c.a. prima che siano collassate le tamponature stesse.

In un'ottica di corretta progettazione antisismica, questo fatto si configura come una carenza da non trascurare ed anzi da annoverare tra le "fragilità" strutturali da sanare con interventi immediati ed urgenti, alla pari delle crisi legate ai meccanismi di taglio di travi e pilastri.

In linea generale, nel piano seminterrato, caratterizzato dalla presenza delle specchiature di telaio con pilastri tozzi, il pannello risulta andare in crisi prima del pilastro, negli altri casi no; è quindi necessario adottare una serie di misure progettuali che recepiscano i risultati ottenuti dalle indagini eseguite sui pannelli e che siano funzionali ad una corretta modellazione dell'interazione pannello – telaio.

La determinazione della larghezza w del puntone equivalente

Con riferimento alle indicazioni presenti nel capitolo 1.1.4, calcoliamo la larghezza del puntone equivalente del pannello murario sopra esaminato, confrontando i valori che scaturiscono dall'applicazione delle formule di norma e sperimentali citate nello stesso paragrafo.

La formula [4], una volta determinati i coefficienti c , β e λ ai sensi delle formule [5] e [6], fornisce, in funzione di un v pari a 0,2, una larghezza del puntone equivalente pari a circa 1030 mm.

Le formule sperimentali di Penelis & Kappos e quelle di Paulay & Priestley, forniscono rispettivamente i valori di 890 e 1110 mm, mentre la formula presente nel DM96, restituisce un valore decisamente più basso e cioè circa 450 mm.

I valori di riferimento riscontrati invece attraverso gli studi di Colajanni et al., ($w/d = 0,15$), fornirebbero un valore pari a 670 mm.

L'impressione che si trae dai risultati di questo semplice raffronto, è che valori di w compresi tra $0,15d$ e $0,2d$ possano rappresentare con buona approssimazione il valore da assegnare in fase di modellazione al puntone equivalente.

Per la scuola di Camerano si potrebbe quindi applicare il valore $0,2d$, che mediamente risulta essere pari a circa 800 mm per le pareti poste nei piani di altezza intorno ai 3 metri, di 600 mm per le pareti poste nel piano "tozzo".

2.1.5 Considerazioni sulle scelte a livello di verifica e modellazione del telaio tamponato

In generale, la presenza di tamponature sismicamente rilevanti all'interno di telai in cemento armato di strutture esistenti, pone diversi interrogativi legati in linea di massima all'opportunità ed alla convenienza nel considerarli nel calcolo.

Nelle nuove strutture, quando il sistema resistente di calcolo è senza dubbio il cemento armato, le tamponature vengono considerate "elementi secondari", per cui la loro presenza viene considerata nel rispetto dei criteri indicati nella normativa al sopracitato capitolo 7.2.3.

Questo discorso può essere trasferito alle strutture esistenti qualora le tamponature presenti possano essere effettivamente considerate elementi secondari, cioè non collaboranti ai fini sismici, tuttavia tale condizione può ritenersi soddisfatta solo in caso di tamponature di esiguo spessore e con percentuale di foratura superiore al 45%.

Negli altri casi è opportuno valutare con attenzione la possibile interferenza tra pannello e telaio, così come abbiamo appunto visto per le murature della scuola di Camerano.

La valutazione della stima delle gerarchie dei meccanismi di collasso è il primo fondamentale passo da eseguire: questo permette di valutare la possibilità che il pannello mandi in crisi i pilastri che lo confinano, introducendo di fatto un forma di collasso fragile da eliminare (ad esempio incrementando la resistenza a taglio del pilastro, ovvero "sconnettendo sismicamente" la tamponatura).



Nel caso in cui si è sufficientemente sicuri che le tamponature possano giocare un ruolo rilevante ai fini sismici e che queste siano “più deboli” dei pilastri che le contengono, si può ritenere ragionevole considerarle nell’analisi attraverso l’introduzione di un puntone equivalente (la cui ammissibilità va comunque ragionata in funzione di quanto scritto in § 2.1.4).

Un caso singolare è costituito dalla presenza di tamponature rilevanti ma di altezza limitata, come ad esempio nel caso di finestre a nastro; da questo punto di vista la scuola di Camerano ne è un esempio emblematico.

In questo caso, data l’esiguità e l’indeterminatezza degli studi specifici, può essere ragionevole modulare l’approccio:

- se le tamponature non sono alte più della metà dell’altezza del pilastro (come nel caso di Camerano) può essere ammissibile non introdurre nel modello di calcolo tali elementi, pensando di incrementare la sollecitazione di taglio sul pilastro di 1,4, valore conforme all’incremento dell’azione di calcolo nel caso di distribuzione irregolare in altezza (vedi figura 1.1.7.1).
- in caso di tamponature con altezza sempre più vicina a quella del pilastro, si può pensare di valutare la possibilità di introdurre comunque un puntone equivalente, impostandolo ad una altezza compatibile con l’estradosso della tamponatura.



Dal punto di vista pratico, l’introduzione del modello delle tamponature è strettamente vincolata al comportamento sismico atteso ed auspicato dalle stesse; i pannelli infatti devono “aiutare” la struttura a non deformarsi nel caso di sismi poco intensi (assimilabili a quelli validi per uno SLD), ma devono potersi fessurare, e dunque dissipare energia, quando il sisma diventa compatibile con uno stato limite prossimo al collasso.

Viene da se che in una analisi lineare (ad esempio mediante spettro di risposta), può essere opportuno modellare il puntone equivalente quando si verifica lo SLD, mentre per lo SLU può essere lecito eliminare dal modello i puntoni (considerati fessurati) ed abbassare lo spettro di progetto di un fattore di struttura q , che possa tener conto anche della dissipazione energetica prodotta dalla crisi degli elementi murari.

La scelta del valore da attribuire al fattore q in virtù della crisi dei pannelli murari non è affatto semplice, tuttavia esso dipende fortemente dalla numerosità dei pannelli presenti; tanto maggiore è il numero degli elementi murari che vanno in crisi, tanto maggiore sarà l’incidenza sul valore del fattore di struttura.

Non esistono nella pratica progettuale, né tantomeno sono presenti nella norma sismica, dei criteri consolidati per stimare il valore da assegnare a q in una struttura esistente; si ricordi a tal proposito che la Bozza di Istruzioni per l’Applicazione del DM08, indica che il valore suddetto “verrà scelto nel campo fra 1.5 e 3.0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche”, quindi la presenza delle murature non viene considerata esplicitamente.

Valori più alti possono essere utilizzati solo se adeguatamente giustificati.

In letteratura sono citati dei metodi di stima del fattore di struttura q (ad esempio: “Element elimination”), il cui criterio fondamentale è proprio quello di pesare il fattore di struttura in base alla quantità degli elementi che vanno in crisi sotto sismi convenzionali e che vengono appunto “eliminati” dal modello.

Il discorso si fa più complesso quando si esegue una analisi statica non lineare (pushover), nella quale si deve determinare una curva di capacità globale, che non può prescindere dalla presenza o meno dei puntoni; in questo caso non è possibile distinguere una analisi per lo SLD ed una per lo SLV o SLC, perché questi livelli vengono verificati a posteriori confrontando il risultato dell’analisi in termini di taglio alla base / capacità di spostamento globali, con la richiesta deformativa del sisma corrispondente allo stato limite esaminato.



Nel caso di analisi non lineare, comprendendo anche la dinamica non lineare, lo scoglio più grande è quello relativo alla corretta rappresentazione del comportamento non lineare del puntone, anche perchè in questo settore la ricerca non ha ancora prodotto risultati generalizzabili (vedi § 1.1.7).

Gli esperti del settore sottolineano comunque che il legame costitutivo del puntone equivalente, nel caso di incertezza sull'affidabilità del ramo plastico, può limitarsi al tratto elasto-fragile, abbattendo così di molto le capacità deformative dell'elemento, ma consentendo di fatto l'introduzione di un elemento che, nell'ambito della valutazione della capacità deformativa globale, dà il suo contributo fino al superamento delle risorse resistenti elastiche che ha a disposizione.